

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.

Modèles Hydrauliques de Fondations

Hydraulic Model of Shallow and Deep Foundations

Y.TCHENG Ingénieur en Chef au C.E.B.T.P., Professeur de Mécanique des Sols au C.H.E.C., Paris, France

RESUME : A l'aide d'un modèle réduit basé sur le principe de l'accroissement du poids spécifique grâce au gradient hydraulique, il a été expérimenté un certain nombre de fondations superficielles et profondes.

La communication rend compte des résultats obtenus sur le pouvoir portant des fondations superficielles ou semi-enterrées. L'échelle utilisée varie de 1 à 37.

En ce qui concerne les fondations profondes, il a été exécuté un certain nombre d'essais de groupes de pieux dont le nombre varie de 2 à 5.

Ces pieux, métalliques lisses ou rugueux ont permis de dégager le pouvoir portant d'un groupe de pieux, aussi bien en effort de pointe qu'en frottement latéral. Enfin, quelques essais de pieux uniques exécutés en vraie grandeur complètent l'ensemble des résultats. Ils ont pour but d'étudier l'influence du poids des terres sur la résistance en pointe.

I - Bref rappel du modèle hydraulique.

Un cylindre sans fond de 58 cm de diamètre et de hauteur maximale de 1,50 m rempli de sable est le siège d'un écoulement sous pression. Le gradient hydraulique i , fonction de la pression et de l'épaisseur du sol fait croître artificiellement le poids spécifique apparent de la valeur initiale γ jusqu'à $\gamma' + i\gamma_w$.

En faisant varier i , nous obtenons une similitude de 1 à 100.

Les figures 1 et 2 montrent d'une part une vue générale sur les installations et sur les modèles de fondations superficielles et profondes utilisés.



Fig. 1



Fig. 2

II - Fondations superficielles.

Un rectangle de 44 mm x 220 mm à fond perméable qui laisse donc percoler l'eau à travers le modèle possède deux capteurs, un en tête et un 2ème de 36 mm x 36 mm au centre en contact avec le sable. Ainsi pouvons-nous enregistrer l'effort total exercé sur toute la fondation et celui de la portion centrale après élimination des effets de bord. Comme nous l'avions toujours observé, lorsque la longueur est égale à 5 fois la largeur, la semelle peut être considérée comme filante.

II.1. Sable.

Nous avons utilisé le sable de Fontainebleau de l'étage Stampien d'origine éolienne et de diamètre uniforme de 0,1 mm. Le poids spécifique sec est de 14 KN/m³. φ correspondant est de 33° (fig. 3).

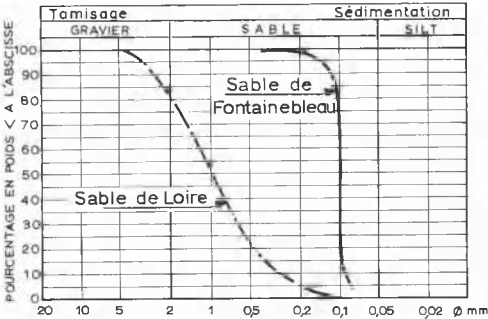


Fig. 3 - GRANULOMETRIE DES SABLES.

II.2. Gradients hydrauliques.

Les gradients ont été tels que le rapport de similitude était compris entre 1 et 37. Autrement dit la largeur de la fondation a varié de 44 mm à 1628 mm alors que nous n'avons étudié jusqu'à présent en laboratoire que des modèles de semelles filantes ayant au maximum 30 cm de large.

II.3. Profondeurs d'ancrage.

Elles étaient égales à : 0, 2, 4, 6 et 8 cm réels ce qui correspond pour un rapport de similitude de 37 à un maximum de $8 \times 37 = 296$ cm.

II.4. Résultats.

Si à faible échelle nous obtenons bien la rupture du sable, par contre, la courbe effort-déformation continue à croître pour les gradients plus élevés. (fig. 4).

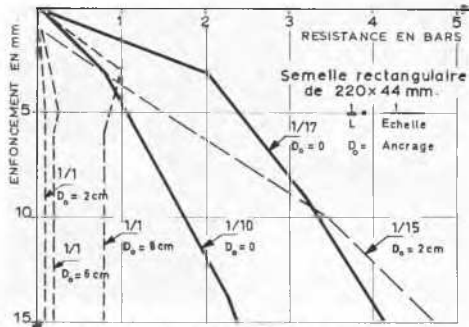


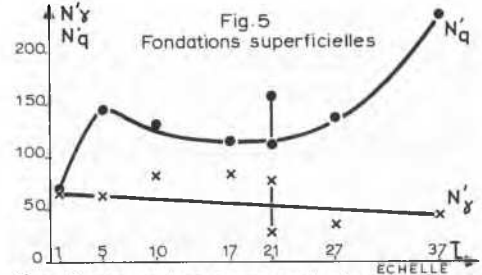
Fig. 4 - Modèle HYDRAULIQUE.

Il est manifeste que la densité critique certainement inférieure à 1,40 augmente en même temps que la contrainte verticale qui est fonction des dimensions.

Cela explique pourquoi la rupture est si rare dans la réalité.

Nous donnons directement ci-après les résultats des expériences en comparaison avec les valeurs théoriques.

D'après la figure 5, nous constatons qu'une certaine dispersion existe dans nos expériences.



Même si nous ne tenons pas compte des valeurs extrêmes, les coefficients N_y et N_q varient d'une façon assez large :

a) N_y

N_y varie de 60 à 80 jusqu'à $B = 90$ cm environ et $N_y \neq 40$ lorsque $B \neq 1,60$ m alors que N_y de Terzaghi est égal à 31 (Coquot-Kérisel 29,6).

b) N_q

N_q s'étend de 115 à 140 au lieu de 32 selon Terzaghi à 34,8 selon Coquot et Kérisel. L'augmentation relative importante de N_q s'explique par le fait que, si D croît, N_q tend vers celui des fondations profondes. En conclusion, le terme de surface N_y quoique supérieur à la valeur théorique est fonction de la largeur B de la semelle. Il est même probable que la valeur théorique ne serait pas atteinte pour des radiers rectangulaires de grande dimension. Le terme N_q expérimental est bien plus fort que N_q théorique mais sa détermination est délicate car au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte verticale la fondation s'enfoncé et γDN_q croît.

III - Groupe de pieux.

Des pieux métalliques lisses à pointe perméable de 2 cm de diamètre ont été forcés dans du sable. Les conditions d'essai sont différentes de celles des fondations superficielles.

III.1. Sables.

Outre le sable de Fontainebleau compacté à $\gamma_d = 14$ KN/m³, nous avons utilisé un sable de Loire (fig. 3). Il s'agit d'un sable de rivière à granulométrie continue que nous avons écriété à 5 mm. Les poids spécifiques ont été 16,6, 17 et 17,6 KN/m³.

III.2. Nombre et disposition des pieux.

Le nombre des pieux dans un groupe est au maximum de 5 et ils sont disposés toujours d'une façon axisymétrique. Les trois, quatre et cinq pieux sont toujours disposés d'une manière régulière sur un cercle avec ou sans pieu central. La distance d'axe en axe d/B est toujours la plus petite valeur mesurée entre deux pieux contigus et d/B varie de 2 à 7.

III.3. Résultats.

a) résistance en pointe.

Dans un milieu lâche, chaque pieu d'un groupe se comporte comme s'il est seul.

Fichés dans un sable à compacité moyenne plus d/B est faible, davantage les pieux portent. Mais dès que $d/B \geq 3$, la résistance en pointe diminue. Pour un milieu de forte compacité, un groupe de pieux a une résistance en pointe inférieure à celle d'un pieu unique. Cette réduction est d'autant moins importante que le nombre de pieux dans un groupe est grand. En effet, un groupe de pieux peut être remplacé par un pieu fictif de diamètre supérieur et plus le diamètre est grand moins grand est le pouvoir portant d'un sol dense. Si le nombre de pieux augmente la section individuelle doit diminuer pour obtenir la même surface totale et la force portante par pieu de faible diamètre croît. En conclusion si nous voulons obtenir un bon rendement, il faut soit réduire la distance entre les piles, soit augmenter le nombre de pieux par palée et cela dans la mesure du raisonnable.

b) frottement latéral.

Reporté à l'unité de surface latérale, le frottement latéral F_l passe par un maximum et reste pratiquement constant après. Nous présentons uniquement cette valeur de palier pour les différents milieux essayés.

- Sable de Fontainebleau $\gamma_d = 14 \text{ KN/m}^3$
pour $d/B = 3,5$ F_l reste inchangé par contre pour $d/B = 2$, F_l croît avec le nombre de pieux. (fig. 6).

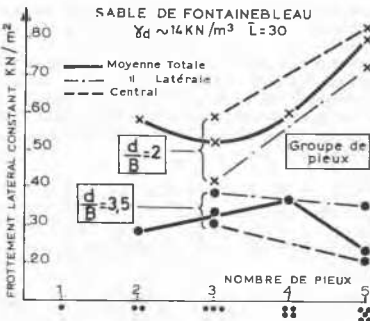
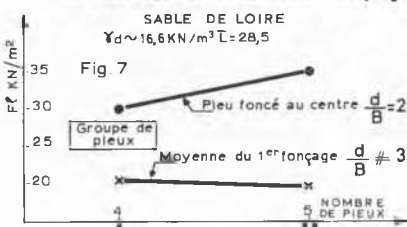


Fig. 6 - Pieux fonnés simultanément

Pour ce milieu moyennement serré, le frottement latéral n'est donc pas influencé par le nombre de pieux car $d/B = 2$ n'est ni réalisable ni souhaitable.

- Sable de Loire ($\gamma_d = 16,6 \text{ KN/m}^3$)
Comme pour la pointe, le frottement latéral est peu influencé par le nombre de pieux dans un groupe ni par d/B sauf si ce dernier = 2. (fig. 7).



4 et 5 pieux - Le pieu central est fonné après.

- Sable de Loire ($\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$)
Les résultats sont également semblables à ceux de la pointe à savoir que, à faible d/B , plus le nombre de pieux est élevé, plus F_l est grand. Dès que $d/B \geq 3,5$, F_l d'un pieu unique ou d'un groupe de pieux est sensiblement le même (fig. 8).

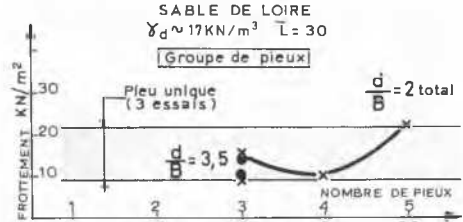


Fig. 8 - Pieux fonnés simultanément

Nous avons enfoncé pour le cas de 3 pieux alignés (...) soit le pieu central d'abord soit les deux extrêmes soit enfin les trois ensemble. C'est le second cas qui a fourni le meilleur rendement (F_l le plus élevé). C'est un résultat prévisible mais la pérennité n'en est pas certaine. (fig. 9).

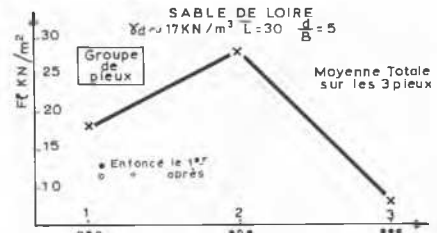


Fig. 9 - Nombre des premiers pieux fonnés ensemble sur un groupe de 3 pieux

- Sable de Loire ($\gamma_d = 17,6 \text{ KN/m}^3$)
Cette compacité se situe nettement au-dessus de la densité critique de sorte que le frottement latéral du 1er pieu fonné est le plus élevé. Par ailleurs plus le nombre de pieux est grand, plus F_l est faible par rapport au pieu unique, F_l est donc plus petit.

Nous avons fait varier le rapport de similitude de 10 à 47 (20 cm à 94 cm pour B) F_l d'un groupe de 5 pieux reste sensiblement constant. (fig. 10).

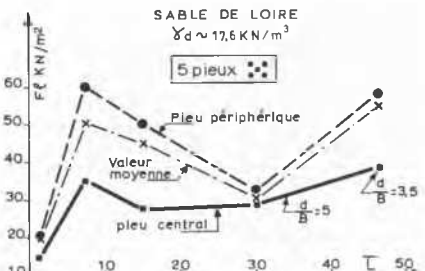


Fig. 10 - Groupe de pieux fonnés ensemble

En résumé dans un milieu sableux lâche, la pointe et le latéral d'un pieu unique et d'un groupe de pieux ne varient guère. Cette conclusion est également valable pour un milieu moyennement serré sauf si $d/B < 3,5$. Dans ce dernier cas plus il y a de pieux dans un groupe meilleure est la portance. En milieu dense, le pouvoir portant (pointe et latéral) est plus faible en groupe qu'un pieu isolé.

IV - Pieux rugueux.

Nous avons collé du sable sur le fût des pieux et nous avons reconduit les mêmes expériences. En comparant les résultats obtenus par les pieux lisses d'une part et les rugueux d'autre part, (fig. 11 et 12) nous observons :

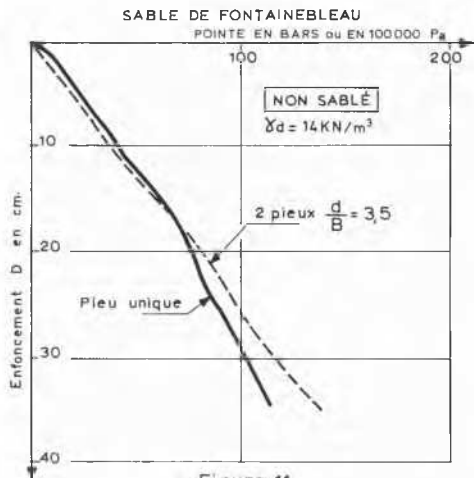


Figure 11

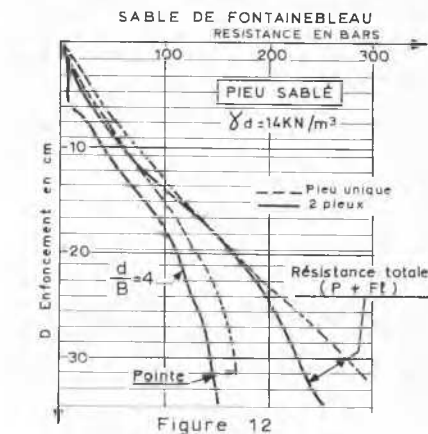


Figure 12

1°) pour un milieu moyennement serré et un d/B de 4, un ou deux pieux ont à peu près la même résistance ;

2°) outre que le frottement latéral croît très sensiblement lorsque les pieux sont sablés, ce qui est tout à fait prévisible, la résistance en pointe est nettement accrue. Il est donc évident que la pointe dépend du frottement latéral.

V - Effet de surcharge.

La pointe d'un pieu de longueur D est en principe $= \gamma D N_q$ tant que $D < D_c$ profondeur critique à partir de laquelle la pointe cesse de croître. Nous avons remplacé les terres situées au-dessus de la pointe par le même milieu à compacité très lâche mais à poids égal et avons constaté que la pointe a fortement diminué. Il en découle que la résistance de pointe ne dépend que du poids de la couche résistante.

VI - Conclusions.

En ce qui concerne les fondations superficielles ou faiblement ancrées, d'assez grandes dimensions nous n'avons pas observé le poinçonnement d'un sable relativement lâche. Le pouvoir portant semble décroître lorsque les fondations sont de plus en plus grandes.

Pour un groupe de pieux, le pouvoir portant est le même pour un milieu lâche. Il est inférieur en milieu très dense. Lorsque le sable est moyennement dense à faible d/B le groupe de pieux porte davantage et à d/B élevé le résultat s'inverse. La résistance de pointe est fonction de la rugosité du fût.

Quant au terme de pointe $\Sigma \gamma D N_q$, il ne comprend que le poids des couches résistantes et D exprime uniquement l'épaisseur de ces dernières. Les sols de faible consistance situés au-dessus de la pointe ne contribuent pas à l'amélioration du pouvoir portant d'un pieu.

Remerciements

HABIB, Conseiller au C.E.B.T.P. a suivi de très près nos expériences, qu'il en soit remercié, sincèrement. Ces essais ont été exécutés sous la direction de GASNIER avec beaucoup de compétence.

Bibliographie.

- KERISEL Résistance de pointe en milieux pulvérulents de serrages divers C.R. L'HERMINIER
TCHENG 6ème Congrès de Mécanique des Sols MONTREAL 1965.
- MENARD Calcul de la capacité portante des Fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques.
- CAMBEFORT H. Essais sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. Annales I.T.B. I.P. n° 204 - Décembre 1964.
- MANDEL J. Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains, étude des conditions de similitude. Revue de l'Industrie Minérale 44. n° 9- 1962.
- TCHENG Fondations profondes en milieu pulvérulent à diverses compacités. Annales I.T.B.T.P. 66. n° 219-220.
- ZELIKSON Représentation de la pesanteur par gradient hydraulique dans les modèles réduits en géotechnique. Annales I.T.B.T.P. 1967 - n° 239.