

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.

Résistance de pointe en milieux pulvérulents de serrages divers

Point Resistance in Cohesionless Media at Various Densities

J. KÉRISEL, *Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France*

R. L'HERMINIER, *Directeur Technique du C.E.B.T.P., Paris, France*

Y. TCHENG, D.SC., *Ingénieur en Chef du C.E.B.T.P., Paris, France*

SOMMAIRE

Les auteurs présentent les résultats d'essais sur pieux-pénétromètres effectués sur sable homogène dans la grande cuve de 6,40 m de diamètre et de 10 m de hauteur (Kérisel, 1961). Le diamètre des pieux-pénétromètres a varié de 4,5 cm à 32 cm. La densité du sable mis en place a été successivement de 1,58 tonnes/m.cu., $I_D = 72$ pour cent, puis de 1,685 tonnes/m.cu., $I_D = 86,5$ pour cent. Ces essais confirment les résultats déjà obtenus en milieu très serré ($\gamma_d = 1,75 - I_D = 94$ pour cent) (Kérisel, 1961): la résistance de pointe tend vers une valeur maximale qui demeure quasi constante à partir d'une certaine fiche (fig. 1). Mais moins le milieu est serré, moins le diamètre a d'influence.

C'est la compressibilité tout autant que le frottement qui interviennent pour régler la valeur maximale alors qu'au-dessus l'équilibre limite est fonction du poids spécifique et du frottement. Les théories de fondations profondes qui ignorent ces deux aspects fondamentaux sont à réviser. En particulier, en raison de sa compressibilité horizontale, le milieu de sable sédimentaire $\gamma_d = 1,58$ ($I_D = 72$ pour cent) bien que correspondant à un angle $\varphi = 35^\circ$ ne donne pas une valeur maximale de poinçonnement plus élevée que 20 kg/cm.ca. même à 7 m de profondeur. Par rapport à la pression des terres $q = 7$ par 1,58 = 1,106 kg/cm.ca. ces 20 kg/cm.ca. correspondent à un coefficient de transmission de $Nq = 18$, inférieur même au coefficient de Prandtl des fondations superficielles qui est 33,3 pour $\varphi = 35^\circ$. Le frottement latéral moyen a été de 0,5 à 1,0 tonnes/m.ca. pour $\gamma_d = 1,58$, 2 à 3 tonnes/m.ca. pour $\gamma_d = 1,685$ contre 7 tonnes/m.ca. pour $\gamma_d = 1,75$.

SUMMARY

The authors give the results of pile penetrometer tests carried out on homogeneous sand in the large testing tank 6.40 m in diameter and 10 m deep (Kérisel, 1961). The diameter of the pile penetrometers varied from 4.5 to 33 cm. The density of the sand tested was 1.58 tons/cu.m. ($I_D = 72$ per cent) and 1.685 tons/cu.m. ($I_D = 86.5$ per cent) successively. These tests confirm the general characteristic results already obtained in a dense medium $\gamma_d = 1.75$ tons/cu.m. ($I_D = 94$ per cent) (Kérisel, 1961); the cone resistance approaches a maximum value which stays practically constant beyond a certain depth (Fig. 1). But the influence of the diameter lessens in a looser medium.

Compressibility as much as friction determines the maximum value whereas ultimate equilibrium is a function both of density and friction. The deep foundations theories ignoring these two basic aspects have to be revised. In particular, because of its horizontal compressibility, the poured sand medium $\gamma_d = 1.58$ ($I_D = 72$ per cent) with an angle $\varphi = 35^\circ$ does not reach a maximum punching value higher than 20 kg/sq.cm. even at a depth of 7 m. Considering the overburden soil pressure $q = 7 \times 1.58 = 1.106$ kg/sq.cm., these 20 kg/sq.cm. correspond to a transmission coefficient ($Nq = 18$) even less than Prandtl's coefficient for shallow foundations which is 33.3 for $\varphi = 35^\circ$. The average lateral friction was between 0.5 and 1.0 tons/sq.m. for $\gamma_d = 1.58$, 2, and 3 tons/sq.m. for $\gamma_d = 1.685$ versus 7 tons/sq.m. for $\gamma_d = 1.75$.

DE LONGUES EXPÉRIENCES à échelle grandeur sont poursuivies depuis près de 4 ans à Chevreuse près de Paris pour connaître les lois de la portance limite des pieux en milieu sableux. Il en a déjà été rendu compte (Kérisel, 1961; Kérisel et Adam, 1962). Ces communications concernent seulement les milieux très serrés. Depuis 1962 nous avons poursuivi les essais en milieu lâche et en milieu moyennement serré.

la surface, soit à partir d'une certaine profondeur à laquelle les pieux ont été fichés avant le remplissage de la cuve d'essai.

Sable à densité sèche de 1,68. Le milieu avait été constitué de la même manière que ci-dessus et en procédant en plus à un léger damage. A la date de la rédaction de cet article, seuls trois pieux ont été essayés (216 mm, 110 mm et 45 mm).

PROGRAMME DES ESSAIS EFFECTUES DEPUIS 1962

Nous avons réalisé une série d'expériences portant sur deux densités sèches différentes: 1,58 et 1,68. Les résultats obtenus sont exposés au présent article.

Sable à densité sèche de 1,58. Le milieu avait été constitué en versant mécaniquement du sable d'une hauteur donnée et avec un débit constant. Nous avons répété les mêmes essais que ceux pratiqués dans du sable serré ($\gamma_d = 1,75$), c'est-à-dire en utilisant des pieux et pénétromètres de plusieurs diamètres. Ces pieux ont été foncés soit à partir de

APPAREILS DE MESURE

La force totale et la pointe ont été mesurées séparément à l'aide de dynamomètres, sauf pour le pieu 216 pour lequel la pointe a été mesurée à l'aide d'un vérin plat du type Parez. Nous avons utilisé les mêmes appareils de mesure que ceux décrits dans les articles précités. Toutefois nous avons placé dans le sable, lors du remplissage, des témoins en sable coloré. Il s'agissait du même sable, mais coloré en noir, et possédant exactement le même angle de frottement interne que le sable naturel.

Ces témoins, repérés avec précision, avant et après chaque essai, nous ont aidés à reconstituer le mouvement du sable. Toutefois l'interprétation des déplacements observés, comme d'ailleurs celle des mesures de densités du sable avant et après chaque remplissage de la cuve, s'est révélée très délicate. En effet, le mouvement relevé après les essais est la résultante des mouvements successifs au cours de l'enfoncement des pieux. En quelque sorte, le résultat final correspond à la superposition de clichés pris les uns à la suite des autres. Il n'est donc pas aisé d'en déduire exactement la phase finale d'équilibre du milieu.

Nous avons entrepris alors un essai spécial au cours duquel nous avons enfoncé deux pieux (216 et 320 mm) moulés dans le sol avec différents appareils de mesure que nous décrirons dans le chapitre suivant.

PIEUX MOULES

Ces pieux ont été mis en place à des niveaux déterminés et nous avons ensuite rempli la cuve avec du sable de densité sèche 1,58, dans lequel étaient disposés les appareils de mesure habituels et en plus les témoins réalisés à l'aide de sable noir. Les essais devaient être conduits jusqu'à l'enfoncement pour lequel l'effort de pointe atteindrait la valeur obtenue au même niveau au cours d'un essai antérieur, où le même pieu avait été foncé depuis la surface libre de la cuve. Malheureusement, pour le pieu 216, après 35 cm d'enfoncement—chiffre considéré à l'avance comme très large—une résistance notable n'avait pas encore été rencontrée. Quoi qu'il en soit, ces essais ont été fort instructifs à plus d'un titre. Nous verrons dans les chapitres suivants les résultats correspondants.

RÉSULTATS D'ESSAIS SUR PIEUX FONCÉS À PARTIR DE LA SURFACE

Nous groupons les résultats pour chaque densité sèche.

Milieu peu serré (γ_d moyenne = 1,58)

L'angle de frottement, mesuré à de nombreuses reprises, pour cette densité était de 35° . Pour nous relier à des caractéristiques de chantier, nous avons effectué un essai de S.P.T. qui était compris entre 0 et 1. Nous donnons, sous forme de graphique (fig. 1), les résistances de pointe, en fonction de la profondeur atteinte, de pénétromètres de plusieurs diamètres. Il est à noter que ces résistances sont pratiquement indépendantes de ces diamètres.

Le même phénomène s'est produit en milieu lâche ($\gamma_d = 1,58$), comme en milieu très serré: tout d'abord la résistance croît en fonction de la profondeur de pénétration, puis devient presque constante.

Sur le même graphique nous avons porté la résistance en pointe des pieux de 320 et 216 mm moulés dans du sable. Comme nous l'avons dit précédemment, la résistance en pointe du pieu de 320 n'avait pas encore atteint totalement sa valeur normale après une course de 54 cm! Celle du pieu de 216 n'avait pas dépassé la moitié de sa valeur normale de fonçage après 35 cm d'enfoncement. Nous avons donc constaté, dans les conditions de nos essais, que pour mobiliser les possibilités du sol, un pieu moulé dans du sable lâche devait faire l'objet d'un pré-enfoncement dépassant très largement 1 fois $\frac{1}{2}$ son diamètre. Le pré-enfoncement dans ce milieu lâche paraît d'autant plus grand que le diamètre est plus petit.

Milieu moyennement serré ($\gamma_d = 1,68$)

Nous avons repris les mêmes essais de pénétration dans le sable de Loire légèrement compacté. La densité sèche

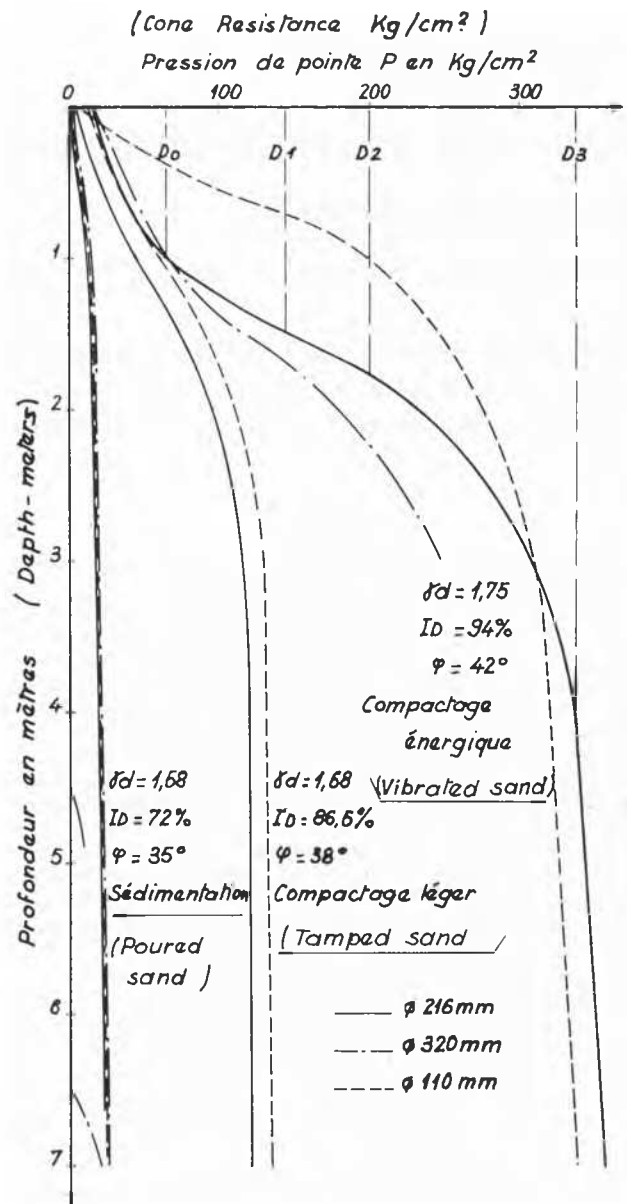


FIG. 1. Loi fondamentale de portance limite pour pieux foncés en milieu sableux—résultats expérimentaux.

variait de 1,68 à 1,69, l'angle de frottement interne correspondant se situait entre 38 et 39° . Le S.P.T. était de l'ordre de 18 à 20. Jusqu'à la rédaction de cet article, trois diamètres de pieux ont été essayés, à savoir: 45 mm, 110 mm et 216 mm. La résistance en pointe, peu différente pour ces trois pieux, était de l'ordre de 120 kg/cm.ca. (fig. 1).

Frottement latéral

Tout ce qui précède se rapporte à l'effort de pointe. Nous donnons sur les figs. 2 et 3 les résultats de frottement latéral en fonction, d'une part, de la densité du sable en place et d'autre part, du diamètre des pieux. La fig. 2 donne le frottement latéral rapporté à l'unité de surface frottante (surface latérale du fût) et la fig. 3 donne la force totale du frottement latéral en fonction de la profondeur. D'après ces résultats, il semblerait que le frottement latéral rapporté à l'unité de ce surface frottante ne soit pas tellement variable en fonction du diamètre du pieu mais dépende surtout de la densité du sol.

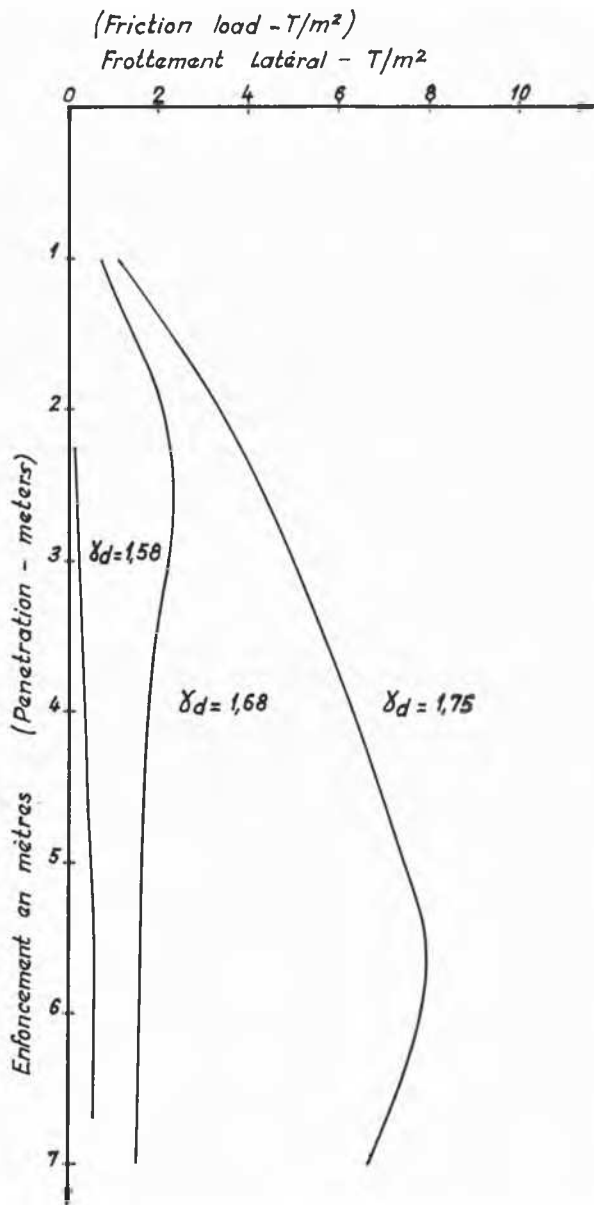


FIG. 2. Frottement latéral par unite de surface laterale pour le ϕ 226 mm.

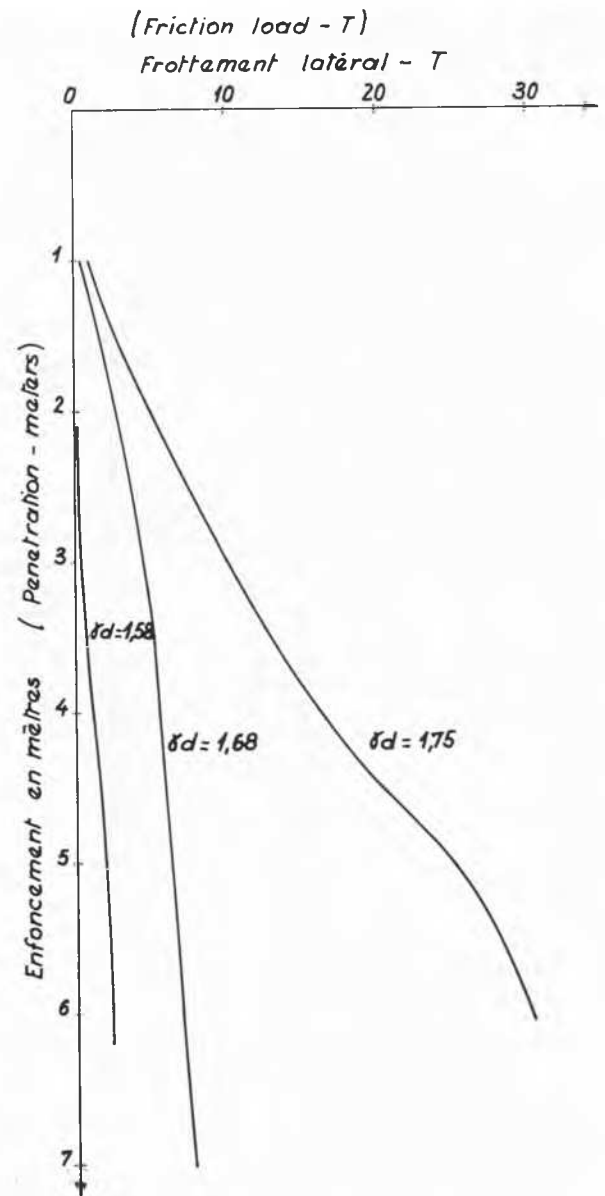


FIG. 3. Frottement latéral global pour le ϕ 216 mm.

Repérage des mouvements dans le sein du sable

Comme nous l'avons dit plus haut, nous avons mis des repères de sable noir dans la masse même du sable. Faute de place nous ne pouvons ici en donner les résultats. Les appareils de mesure de déformation volumétrique par absorption ou expulsion d'eau montrent ce qui suit: à la profondeur de 1 m, pour $\gamma_d = 1,58$, on a de fortes contractions au passage du pieu; le milieu est entraîné par le pieu, alors que pour $\gamma_d = 1,75$ nous avons trouvé au contraire une faible dilatation, le milieu se soulevant vers la surface libre. Pour la profondeur supérieure et pour $\gamma_d = 1,58$, il y a contraction plus modérée au passage des pieux avec dilatation partielle par la suite. Pour $\gamma_d = 1,58$ nous avons trouvé des contractions beaucoup plus importantes et s'étendant sur un plus grand rayon.

Sur la fig. 4 nous indiquons, à titre d'exemple type les variations de densité du sable pendant l'essai de $\gamma_d = 1,58$ avec le pieu de 320 mm de diamètre.

INTERPRETATION DES RÉSULTATS (CAS PARTICULIER DU PIEU DE 216 MM DE DIAMÈTRE)

Comme nous l'avons vu, les expériences ont consisté, dans un milieu sableux homogène et réalisé soit par sédimentation, soit par compaction, à enfoncer continuellement au vérin, des pieux de divers diamètres et à mesurer séparément et simultanément la réaction sur la base et le frottement latéral.

Si l'on porte comme précédemment, en abscisses la réaction verticale limite du milieu sableux sur la base, divisée par la surface de celle-ci, et en ordonnées la profondeur, on obtient pour un même diamètre ϕ 216 mm les courbes de la fig. 1 qui se rapportent: la courbe 1 à un poids spécifique γ_d 1,75 avec $w = 0,04$; la courbe 2 à un poids spécifique γ_d 1,68 avec $w = 0,04$; la courbe 3 à un poids spécifique γ_d 1,58 avec $w = 0,04$.

Le sable a pour $w = 0,04$ un maximum de densité de l'ordre de 1,78 (au Proctor modifié); son minimum de densité, mesuré dans les conditions conventionnelles après

Emplacement des capteurs
(Cell Location)

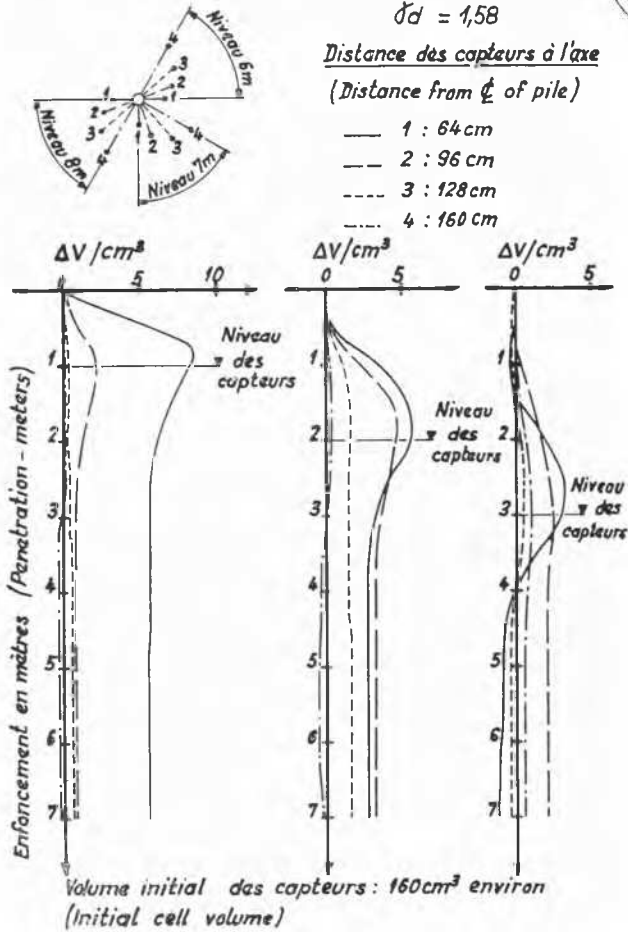


FIG. 4. Variation de volume ΔV des capteurs de déformation pendant l'enfoncement du pieu de ϕ 320 mm.

secouage d'une sédimentation en éprouvette, était de l'ordre de 1,20.

Rappelons que le milieu homogène $\gamma_d = 1,75$ a été obtenu par compactage énergétique par couches de 0,40 m sur 9 m, celui à 1,685 par léger compactage et celui de 1,58 par sédimentation. Et lorsque l'on fait varier le diamètre, les résultats sont très différenciés pour $\gamma_d = 1,75$, très peu pour 1,685 et non différenciés pour 1,58.

Les trois courbes ont en commun plusieurs caractéristiques: a) jusqu'à une certaine profondeur D_0 , il y a refoulement vers la surface. b) de D_0 à D_1 p_{lim} croît de plus en plus vite avec D jusqu'à un maximum en D_1 qui est le point d'inflexion. De D_0 à D_1 on commence à enregistrer un début de frottement latéral. c) en D_2 , le rapport $p_{lim}/\gamma D$ est maximum. De D_2 à D_3 il ne cessera de diminuer. d) à partir de

TABLEAU 1. VALEURS DE D_0, D_1, D_2, D_3 ET N_q DE 0 À D_2 POUR UN PIEU DE 216 MM

γ_d	D_0	D_1	D_2	D_3	N_q	Degrés
1,58	0,30	0,70	0,90	1,80	105	34
1,68	0,50	1,00	1,50	3,20	296	38,5
1,75	1,00	1,50	1,75	4,00	570	42

Ces valeurs sont de plus en plus nettes au fur et à mesure que la densité du sable augmente.

D_3, p_1 n'augmente pratiquement plus avec la profondeur. De 0 à D_2 , le rapport $N_q = p_{lim}/\gamma D$ varie peu. Nous donnons ci-après la valeur moyenne correspondante, les angles de frottement ainsi que les valeurs de D_0, D_1, D_2, D_3 .

N_q exprimé en puissance de 10 s'écrit $10^{2,9 \tan \varphi}, 10^{3,11 \tan \varphi}$ et $10^{3,06 \tan \varphi}$ respectivement pour les trois densités. Il a été donné par l'un d'entre nous dans Caquot et Kérisel (1956) $10^{3,04 \tan \varphi}$ qui est donc bien vérifié et qui peut s'écrire $e^{7 \tan \varphi}$, un peu plus fort que $e^{2\pi \tan \varphi}$, le coefficient 7 correspondant à 2 fois l'angle de rotation des 200° , qui peut se décomposer comme l'indique la fig. 2 en 180 et $\pi/4 - \varphi/2$ de l'ordre de 20 à 25° . Toutefois, cette interprétation, en ce qui concerne le sable serré, n'est valable que pour le diamètre de 216 mm. On voit en effet que le début des courbes pour $\gamma_d = 1,75$ varie avec le diamètre.

L'élément nouveau apporté par les expériences décrites est qu'au delà de D_3 , il y a quasi constance de la pression limite avec les trois valeurs caractéristiques suivantes:

γ_d	1,58	1,68	1,75
p_1 approx. (en bars)	20	120	340
$D > D_3$			

De 1,58 à 1,75 pour φ passant de 35° à 42° p_1 est multipliée par 17. Si, ici encore, il n'y avait que la pression verticale des terres γD qui intervenait avec une transmission en $e^{K \tan \varphi}$, on aurait: $17 = e^{K(\tan 42 - \tan 35)}$ d'où $K = 1,23/(0,9 - 0,7) = 0,434 = 14,0$, ce qui correspondrait à un angle de rotation de 7 radians, soit 400° , ce qui est impossible: la

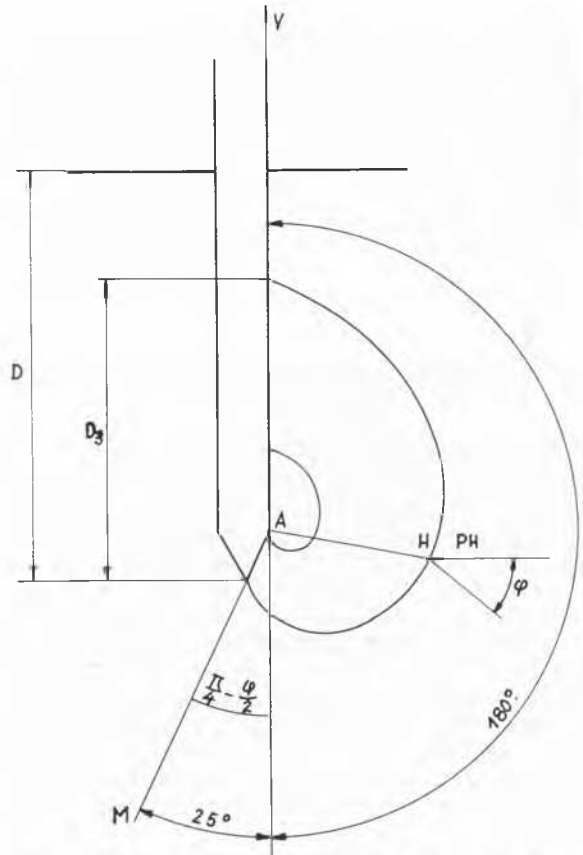


FIG. 5. Transmission de contrainte à partir de la pointe.

compressibilité du sol intervient pour régler la valeur de p_1 . Dès que $D > D_3$, les pressions sous la pointe sont transmises vers la partie basse du fût où elles se concentrent sur une zone de 2 m. de haut comprise entre 1 et 3 m. au-dessus de la pointe.

Mais cette transmission ne peut se faire que par l'intermédiaire du milieu. Elle est limitée par la réaction p_H à la clé de voûte H de la ligne de glissement que peut exercer le milieu sans modifier la courbure nécessaire à la transmission de ce glissement. Si nous regardons ce qui se passe pour $D = D_3$, au moment où p_{lim} tend à devenir constant, à ce moment c'est p_H qui règle le maximum de p_{lim} . A H n'étant pas très éloigné d'être la bissectrice de l'angle $MAV \sim 200^\circ$ on a une valeur approché de $p_{H\ lim}$ (fig. 5).

En divisant la valeur limite de p_{lim} pour $D = D_3$ par la racine carrée des coefficients Nq du tableau précédent, ce qui donne:

γ_d	1,58	1,68	1,75
$p_{H\ lim}$ en bars	$20/\sqrt{105} = 2$	$120/\sqrt{296} = 7$	$340/\sqrt{570} = 14,2$

C'est bien cette pression horizontale qui constitue le goulot d'étranglement de p_{lim} . On sait d'ailleurs que les sols sont anisotropes et que le module horizontal E_h est différent de E_v : $E_h = n E_v$. Généralement n est plus grand que 1 dans les argiles surconsolidées, $1 < n < 3$. On s'explique dès lors pourquoi les pressions limites sont plus

grandes dans ces argiles. Par contre, dans les sables sédimentaires frais, n peut être plus petit que 1 d'où des pressions limites de poinçonnement très faibles malgré des angles de frottement aussi grands que 35° pour $\gamma_d = 1,58$. Dans des milieux compactés il n'en va pas de même.

CONCLUSION

En milieu sableux de $I_D < 90$ pour cent, la résistance de pointe dans les couches supérieures peut s'exprimer par la formule:

$$p_1 = 10^3 \tan \varphi \cdot \gamma D \text{ ou encore } e^{7 \tan \varphi} \cdot \gamma D.$$

Les théories énoncées jusqu'ici sont faibles parce qu'elles n'ont pas pris en considération ce double aspect de résistance de quasi surface et de profondeur, l'un faisant intervenir uniquement le frottement et l'autre la compressibilité et le frottement.

REMERCIEMENTS

Nous remercions M. Bouche, Ingénieur et M. Gasnier, Assistant Principal du C.E.B.T.P. qui ont su conduire les essais relatés dans cet article avec beaucoup compétence et de dévouement.

RÉFÉRENCES

- KÉRISSEL, J. (1961). Fondations profondes en milieux sableux. *Comptes-Rendus Cinquième Congrès International de Mécanique des Sols*, Vol. 2, p. 73.
 KÉRISSEL, J. et M. ADAM (1962). Fondations profondes. *A.I.B.T.P.* (Paris), N° 179.