

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.

Contribution à la Détermination Expérimentale des Réactions d'un Milieu Pulvérulent sur une Fondation Profonde

Experimental Determination of Cohesionless Soil Reactions on a Deep Foundation

par J. KÉRISEL, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, France

Sommaire

L'auteur s'est proposé de déterminer expérimentalement *in situ*, la valeur des contraintes sur la surface latérale d'une fondation profonde, qui résultent de la transmission des pressions exercées sur le terrain à la base.

Avant l'équilibre limite, dès que la charge est suffisamment importante, on trouve que les contraintes dans la partie basse du fût ont une composante verticale dirigée de haut en bas. C'est bien ce que l'on supposait. Mais, au voisinage de l'équilibre limite, l'expérience montre qu'il y a, plus haut, une deuxième zone de contraintes à composante verticale dirigée de haut en bas, ce qui veut dire qu'il y a un deuxième arc-boutement de bas en haut dans la zone supérieure du fût. Puis il y a rupture avec débouché en surface lorsque ce frottement devient excessif.

L'auteur pense que les arc-boutements successifs qui se produisent au moment de l'équilibre limite, expliquent pourquoi N_q augmente avec la profondeur sans intéresser des volumes latéraux très grands. L'auteur a fait, à cet égard, avec des micropénétrètres (d'un diamètre descendant jusqu'à 5 mm), des mesures de N_q en fonction du rapport (profondeur/diamètre). Pour des diamètres supérieurs à 20 mm, N_q ne cesse d'augmenter et augmente encore pour les très grandes valeurs du rapport ci-dessus auquel on arrive avec les pénétrètres de faible diamètre. Mais la croissance est de moins en moins rapide lorsque le diamètre augmente. Il en résulte qu'il n'est pas correct de transposer, sans leur apporter un coefficient de réduction, les résultats des pénétrètres, aux pieux relativement courts ou aux fondations enterrées de grande dimension.

Malgré plusieurs communications substantielles, notamment aux *Journées des Pieux* (Paris 1952), aucune solution définitive n'a été apportée aux problèmes de répartition et transmission des contraintes dans les fondations profondes.

Dans ce domaine, en dehors des essais au pénétrètre, il y a assez peu de mesures valables des efforts sous la base et sur la surface latérale: l'insuffisance des formules de force portante traduit bien des lacunes de cette étude expérimentale. Il n'y a cependant aucune raison de renoncer à démontrer totalement le mécanisme des divers équilibres limites qui se produisent. Les expériences que l'on va décrire ont été entreprises en vue d'éclaircir quelques aspects de ce problème.

Rappel

Un grand nombre d'expérimentateurs utilisant le procédé photographique ou celui des lits colorés ont pu mettre en évidence en milieu pulvérulent les courbes de glissement issues de la pointe et montrer qu'elles ont tendance à se refermer au fur et à mesure que la fiche augmente (KÉRISEL, 1939; L'HERMINIER, 1953).

Mais si ces courbes de glissement apparaissent en entier pour les fondations en surface notamment (précisément parce qu'elles débouchent en surface), il n'en est plus de même en profondeur puisque la paroi latérale pratiquement incompressible s'oppose au développement des glissements de cette famille. Tout au plus, en diminuant les diamètres du fût et en développant une pression très importante, avons-nous pu (KÉRISEL, 1953) à trois dimensions, et par le procédé au ciment, mettre en évidence les

Summary

The values of the stresses at the lateral surface of a deep foundation as a result of the transmission of pressure on the soil at the base is determined experimentally *in situ*. As soon as the load is sufficiently high, before limiting equilibrium is reached, it is found that the stresses acting on the lower part of the shaft have a vertical component directed from top to bottom. This agrees with previous statements by other authors. However, experience shows that above this zone there is a second zone of stresses with a similar vertical component which means that there is a second arching from bottom to top in the upper part of the shaft. When this friction becomes too great the plane of rupture reaches the surface.

The author thinks that these successive archings occurring at the condition of limiting equilibrium explain why N_q increases with the depth without involving very extensive lateral volumes. In this connection the author carried out experiments with micropenetrometers with diameters as small as 5 mm, to measure N_q as a function of the ratio (depth/diameter). For diameters of more than 20 mm the value of N_q increases all the time and it still increases for very high values of the above ratio. These very high values of the ratio were obtained with penetrometers of very small diameter. However, the rate of increase slows down with increasing diameter. Consequently, the results of penetrometer tests could not be applied to relatively short piles or very large buried foundations without a reduction factor.

couches de glissement, jusqu'à une hauteur d'un diamètre au-dessus du plan de fondation (Fig. 1). Elles se referment incontestablement vers le fût; pour un tassement insignifiant du sabot, les glissements sont importants en raison d'une variation de compacité de zone à zone, un noyau très dur étant enserré par les courbes de glissement et le fût.

Mais toutes ces expériences (surtout celles à deux dimensions qui sont troublées par la présence d'une vitre), ne peuvent rendre compte quantitativement de la transmission des contraintes jusqu'au fût.

Point Actuel de la Connaissance des Contraintes

En ordonnées (Fig. 2) sont portées les profondeurs des sections successives du fût, mesurées à partir de la surface; AH est la profondeur de la fondation.

En abscisses sont portées les charges transmises par les diverses sections droites. AA' est la charge en tête et HH' est la charge en pied, égale à la réaction du terrain sous la pointe.

A chaque charge en tête AA' correspond une courbe représentative des charges transmises par chaque section, telle que $A'M'I'H'$. Du niveau A au niveau M , la somme des réactions verticales du milieu le long du fût est dirigée de bas en haut et égale à $M''M'$.

Si la courbe a un point d'inflexion I' , le frottement croît depuis la surface jusqu'à la profondeur AI pour décroître ensuite. Si de plus elle présente un sommet tel que S' , le frottement vertical s'annule à la profondeur AS , pour changer de signe et devenir négatif.

Diagramme illustrant la stabilité d'un talus par la méthode des tranches. Le diagramme montre une coupe transversale d'un talus avec une surface de glissement potentielle (ligne courbe). Une tranche de sol est isolée, et ses dimensions sont indiquées : la largeur de la tranche est notée $14r$, et la distance horizontale entre la face avant et la face arrière est notée r .

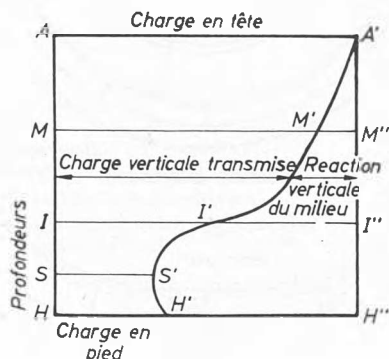
La surface de glissement est divisée en zones hachurées, chacune avec une densité sèche ($Densités\ sèches$) et une valeur de résistance au cisailiment (c) associée :

- Zone supérieure gauche : $Densités\ sèches \geq 1.87$
- Zone supérieure droite : $Densités\ sèches \geq 1.87$
- Zone médiane : $Densités\ sèches \geq 1.90$
- Zone inférieure gauche : $Densités\ sèches \geq 1.90$
- Zone inférieure droite : $Densités\ sèches \geq 1.90$

Des lignes de glissement réelles (solides) et des prolongements supposés (tirets) sont indiquées. Des valeurs de résistance au cisailiment (c) sont notées sur les lignes de glissement : $5.4r$, $9.3r$, $5.8r$, $5.8r$, et $11.9r$.

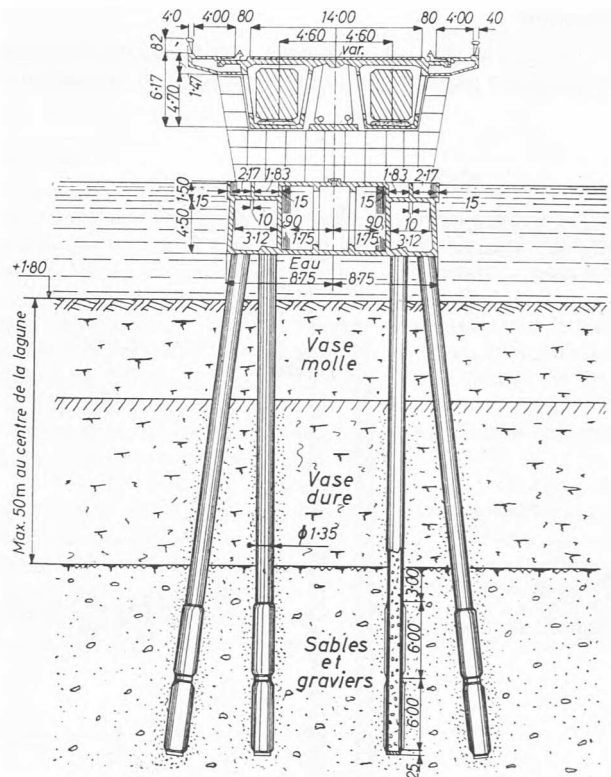
—— Lignes de glissement réelles
 ----- Prolongements supposés

fût et développement sur celui-ci de contraintes. Celles au-dessus du sommet S tendent à soulager le fût; celles au-dessous le chargent mais réciproquement les contraintes de réaction du pieu sur le milieu, en raison de la courbure accentuée des courbes



de transmission des pressions, développent une action importante de bas en haut sous le fût, avec finalement un bilan optimum de réaction totale de bas en haut dans la zone inférieure du fût.

Cambefort a trouvé des courbes de répartition analogues à celles de la Fig. 1 avec notamment un minimum. Ce minimum



est situé à 2.5 d au-dessus de la pointe à Vitry, et à 5 d à Gennevilliers. PECK (1953) se réfère à des expériences semblables faits à Atchafalaya avec des *strain-gauges* en file sur quatre génératrices situées sur deux plans diamétraux orthogonaux; les résultats enregistrés montrent une dispersion de 39 pour cent; Peck pense que cette dispersion peut être due à des flexions dans le puits et met ainsi en doute les résultats précédents.

Le pont a une portée de 372 m en 8 travées de 46·50 m en béton précontraint (Fig. 3). La difficulté de réalisation tient

au fait que dans la partie centrale, le terrain de fondation est constitué par une vase qui règne sur une cinquantaine de mètres au centre de la lagune, les points d'appui des piles étant situés dans la couche sous-jacente à dominante sableuse.

Les piles du pont sont constituées par des puits-colonnes de diamètre $2R = 1.40$ m préfabriqués et descendus à l'abri d'un tubage provisoire. Le problème était de déterminer la fiche minimum Z dans le sable.

Les formations sableuses remontant du centre de la lagune vers les bords où elles émergent, il a été décidé de mettre en place sur l'une des rives un puits d'essai préfabriqué de même diamètre que les piles du pont (soit 1.40 m) et d'une hauteur de 15 m. Sur ce puits, on a pu exercer des charges extrêmement importantes en prenant appui sous un chevêtre lesté par deux travées de 46.50 m préfabriquées sur rive.

Le Dispositif

Le puits d'essai (Fig. 4), avait cette caractéristique essentielle d'être creux et à paroi mince; on pouvait donc en descendant à

paroi et en composant celles-ci avec les contraintes verticales de connaître l'intensité et la direction des contraintes totales agissant sur toute la paroi extérieure.

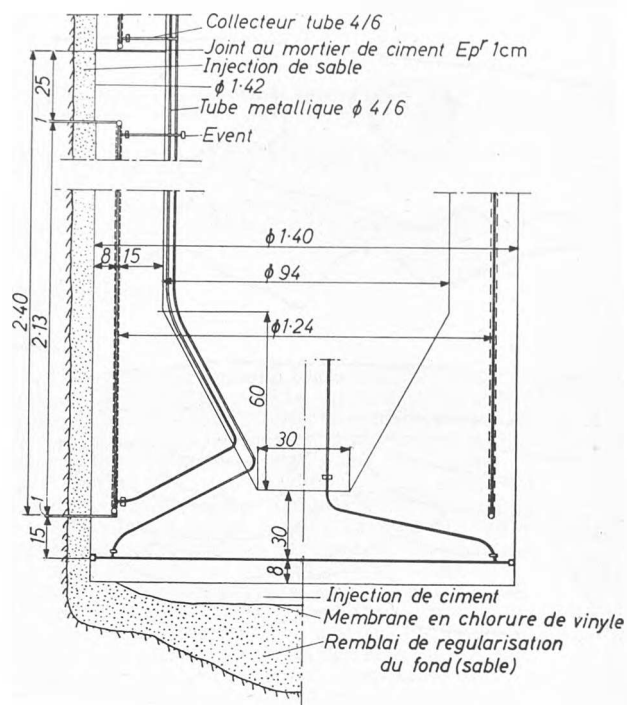


Fig. 5 Coupe verticale. Vérin de pied
Vertical section; jack at base

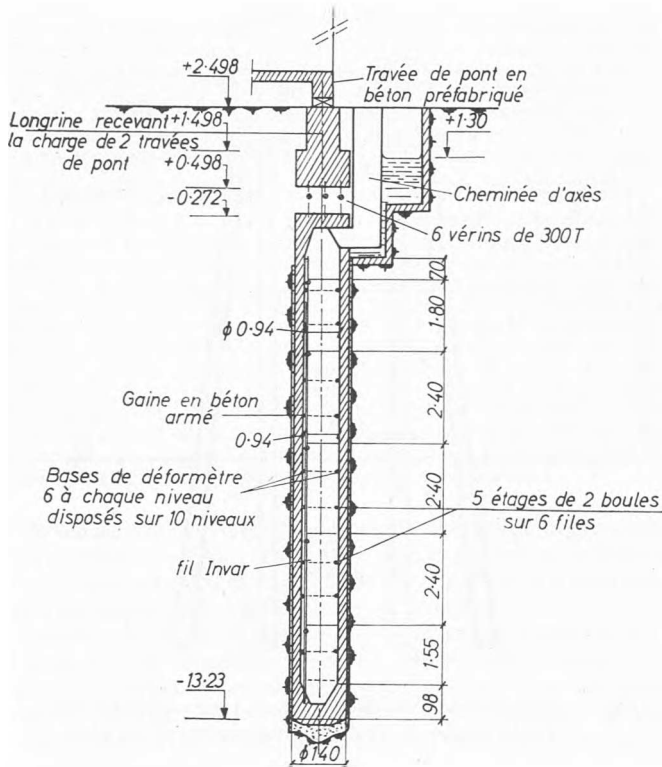


Fig. 4 Puits d'essai d'Abidjan — coupe verticale
Trial cylinder at Abidjan; vertical section

l'intérieur de cette étroite cheminée, mesurer, avec un comparateur monté sur pige en métal Invar, les raccourcissements provoqués par les charges importantes en tête et, connaissant le module d'Young du béton, tracer la courbe de la Fig. 1. Ces mesures s'effectuaient sur 6 génératrices verticales, arêtes d'un prisme hexagonal inscrit, entre 60 boules sphériques scellées à raison de 10 par file constituant 2 par 2 cinq étages de mesure. Un fil Invar, tendu depuis le bas jusqu'au haut du puits permettait en mesurant le raccourcissement total du puits, de contrôler l'ensemble des mesures partielles. Enfin, un vérin sac (Fig. 5) de 1.40 m de diamètre placé sous la base, donnait un contrôle des mesures de l'étage le plus bas.

A l'extérieur (Fig. 6) la paroi latérale était tapissée de 60 vérins plats (12 par étage formant dodécagone) qui devaient permettre de mesurer les contraintes normales transmises à la

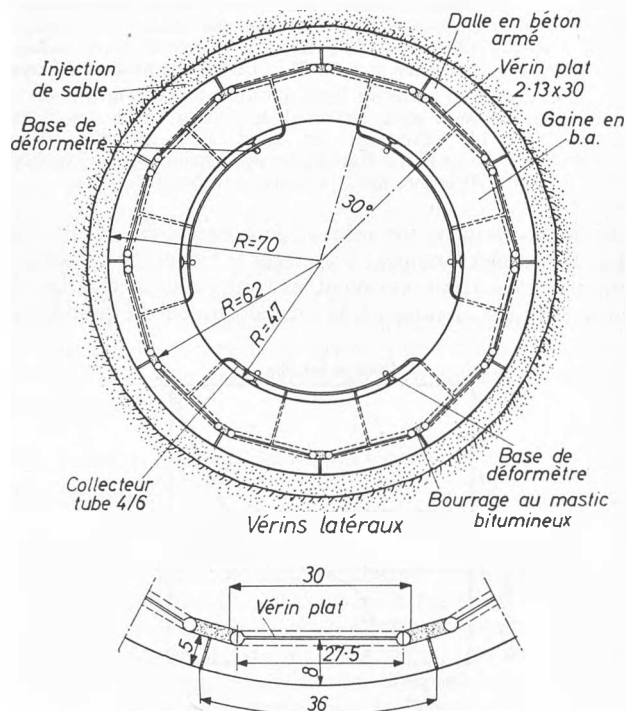


Fig. 6 Puits d'essai d'Abidjan. Disposition des vérins latéraux
Trial cylinder at Abidjan; position of lateral jacks

Le Milieu

L'essai s'est déroulé dans un milieu à dominante sableuse qui, sans être d'une homogénéité parfaite, est assez peu variable.

Il présente le minimum de variation que l'on puisse raisonnablement trouver dans un terrain naturel. Le Tableau 1 fait apparaître que le puits d'essai repose dans un milieu sableux sur toute sa hauteur qui est d'environ $10 d$ et que ce milieu sableux

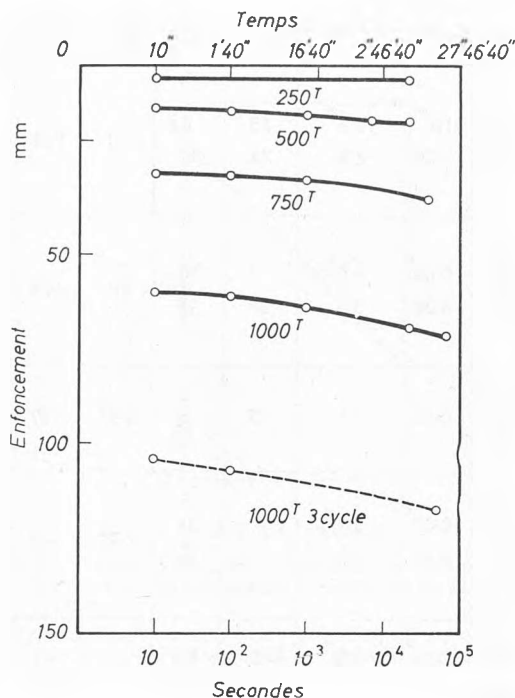


Fig. 7 Puits d'essai d'Abidjan. Variation de l'enfoncement en fonction du logarithme du temps à charge constante
Trial cylinder at Abidjan; Variation of the penetration as a function of the logarithm of time at constant load

règne $10 d$ au-dessous du plan de fondation jusqu'à une couche d'argile bariolée.

La granulométrie des sables commence à 2 mm sauf les sables grossiers et les sables jaunes qui débutent à 6 et 10 mm et la couche d'argile dont le d_{100} est 7 mm.

Le coefficient de Hazen d_{60}/d_{10} pour la plupart des couches, est voisin de 2, sauf les deux premières couches de 4 m (5.3 et 4.7) et le sable beige fin (1.4). Le d_0 des sables d'après les prélèvements au *hammergrab* se situe entre 0.02 et 0.08 mm.

Divers essais d'équivalent de sable et de 'pénétration test' ont été pratiqués dont il serait trop long de rendre compte en détail.

L'élément le plus difficile à atteindre est évidemment la densité sèche.

La mesure la moins sujette à erreur consistait, après extraction du terrain au *hammergrab*, au moment du forage du puits, à faire une densité sèche des terrains extraits et à la multiplier par le rapport du volume des terrains extraits au volume des terrains occupés à l'intérieur de la virole. En procédant sur d'assez grandes hauteurs, on peut ainsi éviter les erreurs afférentes à un défaut de nivellement des sections initiales et terminales dans le tube.

Ces mesures ont donné des densités croissantes progressivement de 1.28 à 1.40 ainsi qu'il est indiqué au Tableau 1.

Il leur correspond des angles de frottement ϕ croissant de 25 à 30 degrés suivant la loi $\tan \phi = 0.50/e$.

Résultats

En deçà de l'équilibre limite, les résultats confirment que les tassements sont proportionnels, à charge constante, au logarithme du temps (Fig. 7) (dans la limite des temps d'observation), le coefficient de proportionnalité étant d'autant plus grand que l'on s'approche de la charge limite; d'autre part, pour des cycles de déchargement et rechargement à la charge de 1 000 T, le tassement est proportionnel au logarithme des répétitions (Figs. 8 et 9). Ces résultats ont permis de fixer à 450 T la charge de service pour la fiche en cause.

Les mesures de raccourcissement ont été effectuées successivement pour une charge en tête de 500, 750, 1 000 T.

La Fig. 10 donne la transmission de ces 3 charges; il en résulte qu'à 500 T, il y a effectivement un sommet situé à 1.8 diamètre au-dessus du fond du puits. La base du puits transmet à ce moment 250 T, soit 50 pour cent de la charge au terrain, lequel prend appui de haut en bas sur cette hauteur de $2.50 m = 1.8 d$, associée à la base, tandis que le frottement latéral exercé par le terrain de bas en haut est presque uniforme

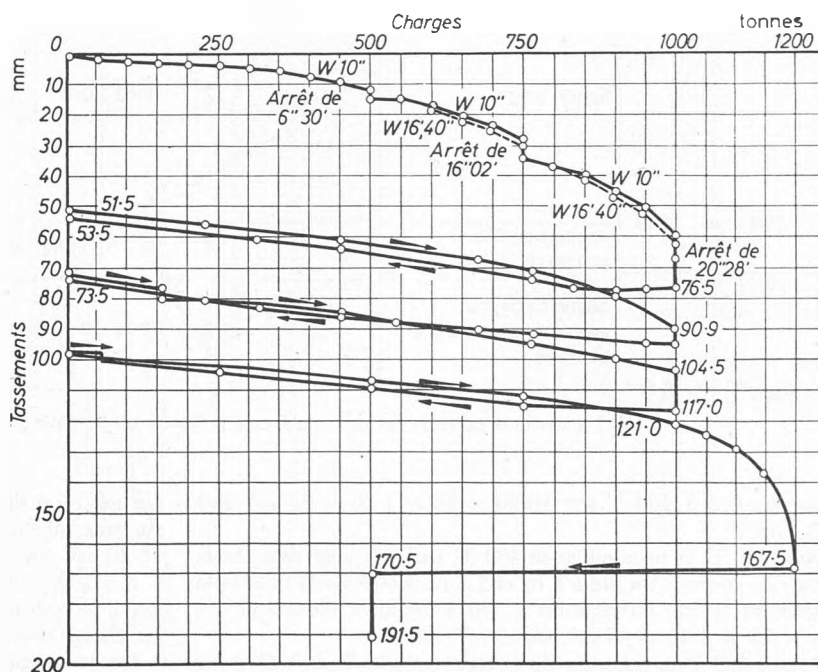


Fig. 8 Puits d'essai d'Abidjan. Enfoncements en fonction des charges
Trial cylinder at Abidjan. Penetration as a function of load

Tableau 1. Caractéristiques du milieu
Characteristics of medium

Cote	Prof.	Nature du Terrain	Coupe	d_{100}	Granulométrie mm			Coefficient de Hazen	Equiv. de sable	Standard - penetration test	Indice des vides	Densité sèche
				d_{60}	d_{15}	d_0						
+2.50	0	Sable beige moyen		7* 2.1	0.50* 0.75	0.095* 0.27	<1μ* 0.08	5.3* 2.8	25* 33	0 à 10	1.11	1.28
-1.20	4	Sable beige grossier		2* 2.2	0.85* 0.85	0.18* 0.26	0.04* 0.09	4.7* 3.3		10 à 15	1.11	1.28
-5.20	8	Sable beige fin		2	0.27	0.19	0.09	1.4	25	15 à 30	0.97	1.37
-8.00	10.80	Sable moyen beige clair		2* 3.2	0.80* 0.70	0.28* 0.32	0.02* 0.10	2.9* 2.2		30 à 80	0.92	1.40
-11.90	14.70	Sable grossier beige clair		6* 2.1	1.40* 0.68	0.57* 0.48	0.02* 0.12	2.5* 1.4		80 à 60		
-14.80	17.60	Sable rougeâtre grossier		10	1.10	0.50	0.18	2.2	83	60 à 100		
-17.00	19.80	Sable jaune moyen avec grains de quartz		6	0.70	0.35	0.16	2.0	86			
-18.20	21	Sable jaune moyen avec rognons de grès ferrugineux		10	0.80	0.42	0.10	1.9	82			
-20.90	23.70	Sable beige		2	0.43	0.17	0.09	2.5	26			
-27.70	30.50	Argile bariolée compacte		16	1	0.065	<5μ	15				
-29.20	32	Sable beige clair avec rognons d'argile blanche		9	0.75	0.38	0.10	2	38			
-32.20	35											

* L'astérique correspond aux matériaux prélevés au *hammergrab*

et correspond à 200 T sur $10.50 \times 2\pi \times 1.40 = 92 \text{ m}^2$, soit 2.18 T/m^2 .

Pour 750 T, la base encaisse 460 T, soit 61 pour cent de la charge; le sommet monte à $8 \text{ m} = 5 d$ au-dessus de la base et le frottement latéral correspond à 370 T répartis seulement sur $5 \text{ m} \times 2\pi \times 1.40 = 44 \text{ m}^2$, soit 8.6 T/m^2 .

Pour 1 000 T la réaction de la base est 660 T, soit 66 pour cent; il y a deux sommets, l'un à 2.6 diamètre, l'autre plus

accusé à 7.6 diamètre, avec frottement latéral de 530 T réparti sur une surface réduite en haut du fût, à $3 \times 2\pi \times 1.40 = 26.20 \text{ m}^2$, soit 20.5 T/m^2 .

A 1 200 T, la rupture a eu lieu par cisaillement du terrain et apparition d'une fissure circulaire en surface de rayon égal à $6 d$. La charge en pied était de 76 pour cent.

De ce qui précède, il résulte que le milieu établit sa culée de pont sur le fût et d'abord sur une hauteur très faible à partir

de la base. Puis lorsque la charge croît, la hauteur du fût associée à l'effort de pointe augmente pendant qu'au dessus, le frottement latéral de bas en haut s'intensifie.

Enfin, au voisinage de la rupture, il se produit des voûtes multiples *AB, BC* (Fig. 11) avec, en final, débouché en surface lorsque le frottement latéral sur la hauteur restante du fût *CD* devient trop intense.

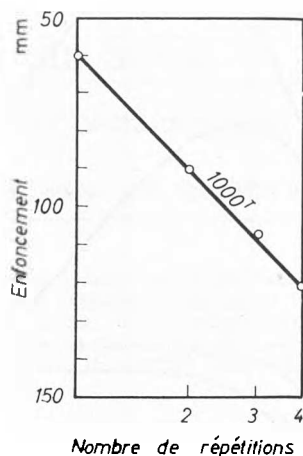


Fig. 9 Puits d'essai d'Abidjan. Variation de l'enfoncement en fonction du logarithme de la répétition de la charge sous 1000 T

Trial cylinder at Abidjan. Variation of penetration as a function of the logarithm of the repeated loading below 1000 T

Tel est le mécanisme qui apparaît. Il comporte comme conséquence que le coefficient N_q augmente avec la profondeur tout au moins jusqu'à une certaine limite, puisque, si les ondes se multiplient, leurs intensités doivent diminuer.

Intensités et Directions des Contraintes

Lorsque, sous une charge en tête donnée, on injecte les vérins latéraux, on constate que la pression lue croît mais que, après injection, elle décroît lentement. Cela vient de ce que le

module de décompression de l'huile reste toujours supérieur au module de compression du terrain. Aussi bien, en vue d'avoir une approximation des pressions normales exercées sur le fût, il est préférable d'opérer à charge en tête décroissante.

Voici pendant le cycle de décharge en tête de 1 000 à 0 T, les pressions lues dans les différents étages *AB C D E* de vérins de haut en bas (les indications d'un étage *B* ayant été supprimées en raison d'une fuite).

Tableau 2

Pressions normales le long du fût pendant le troisième cycle de décharge de 1 000 à 0 T

Normal pressures along shaft during third unloading cycle from 1 000 to 0 T

Charge en tête T	Lectures des manomètres en kg/cm ²			
	Etage A	Etage C	Etage D	Etage E
1 000	2.05	4.10	3.85	2.47
750	1.75	3.75	3.70	2.40
500	1.20	2.55	2.70	2.17
250	1.10	1.85	1.80	max. 1.80
0	1.10	1.37	1.30	1.55

On voit que pour chaque charge les pressions max. se situent au niveau du sommet des courbes de la Fig. 10.

Pour la zone supérieure du fût et pour la charge en tête de 500 T, le frottement est

$$0.218/1.20 = 0.18 \text{ soit } \phi = 10^\circ 5'$$

pour 750 T à

$$0.86/1.75 = 0.495 \text{ soit } \phi = 26^\circ 5'$$

et pour 1 000 T à

$$2.05/2.05 = 1 \text{ soit } \phi = 45^\circ$$

valeur excessive qui explique la rupture en surface.

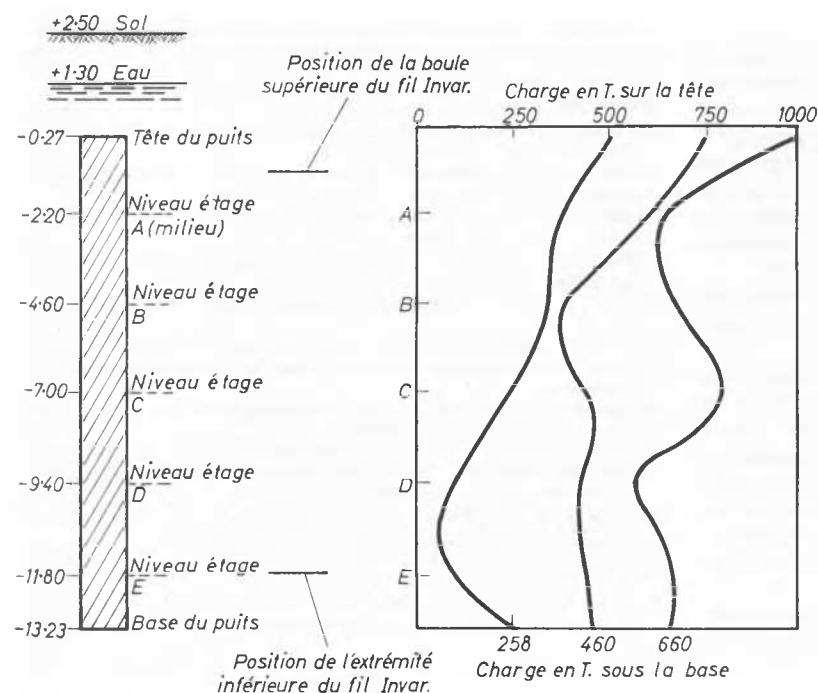


Fig. 10 Puits d'essai d'Abidjan. Graphique donnant les forces verticales transmises par les parois du puits aux différents étages

Trial cylinder at Abidjan; graph giving the vertical forces transmitted by the sides of the wells at different depths

Croissance de N_q Avec la Profondeur

Nous avons écrit ci-dessus que les résultats démontraient la croissance de N_q avec la profondeur. Certaines expériences faites il y a 17 ans, avec des petits pénétromètres nous en avaient effectivement laissé cette impression.

La valeur de N_q se dégageant des expériences d'Abidjan est, à l'équilibre limite

$$N_q = 873 T / (1.55 \times 13.46) = 41.5$$

pour un rapport (profondeur D /diamètre d) = 10 ou $D/p = 40$ (p rayon moyen = $\frac{1}{4}$ diamètre).

Pour $N_q = e^{2.20\pi \tan \phi}$ cela correspond à $\tan \phi = 0.54$ et $\phi = 28^\circ 5'$, ce qui est satisfaisant.

En examinant les expériences de YASSIN *et al.* (1950) à l'Imperial College, celles de MEYERHOF (1950), nous avons pu vérifier qu'il y avait aussi croissance lente et continue de N_q .

C'est la raison pour laquelle nous avons repris des expériences de pénétromètres avec des diamètres très petits de 20 mm, 10 mm, et 5 mm.

Ces expériences, comme les précédentes, sont représentées avec F/SyD en ordonnées, en fonction de D/p en abscisses (F charge totale sur le pénétromètre) et $F_1/SyD = N_q$ en ordonnées en fonction de D/p , avec F_1 charge de pointe (Fig. 12).

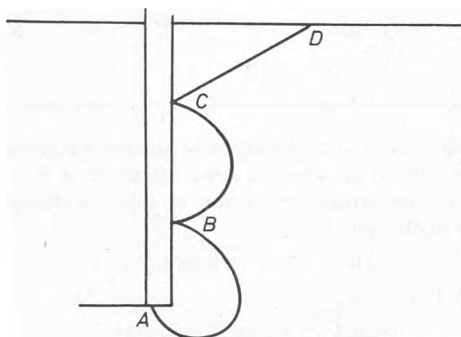


Fig. 11 Schéma des ondes d'arc-boutement
The pattern of arching

Les expériences ont porté comme précédemment sur du sable de Nemours serré (densité $\gamma_d = 1.65$). La teneur en eau était de 1.5 pour cent.

On voit que dans les sables serrés, les valeurs de N_q tendent vers une même limite, par en dessus pour les très petits pénétromètres (probablement en raison d'équilibres limites particuliers ou encore en raison de la très faible cohésion due à l'humidité), et par en dessous pour les plus gros et d'autant plus lentement que le pénétromètre est gros. La limite de N_q pour cet état serré paraît être de l'ordre de 800 à 1 000 et la limite n'est atteinte que pour des valeurs de D/p de plusieurs centaines correspondant à un ordre de grandeur de 100 pour D/d .

Pour le même sable non serré ($\gamma_d = 1.23$), on trouve des valeurs un peu dispersées mais toujours de l'ordre de 15 à 30, sans variation systématique.

Ces expériences confirment bien la variation exponentielle de N_q . A raison d'angles ϕ de 25 et 40 degrés suivant la loi $\tan \phi = 0.55/e$, correspondant aux valeurs de γ_d de 1.23, et 1.65, les valeurs précédentes correspondent à une formule de la forme $e^{\alpha \tan \phi}$ avec α compris entre 2.08 et 2.58, mais le fait important est que N_q augmente pendant longtemps: les expériences d'Abidjan, par les ondes multipliées qui se développent sur le fût, nous aident à comprendre le mécanisme de ce résultat.

Ceci montre bien que les résultats des pénétromètres ne sont pas transposables aux fondations ayant un D/p faible. En

effet, les pénétromètres présentent généralement un D/p fort, ce qui correspond à des valeurs de N_q voisines de la limite max. alors que pour des pieux peu profonds, des puits à profondeur moyenne (et *a fortiori* à une profondeur faible) et pour des

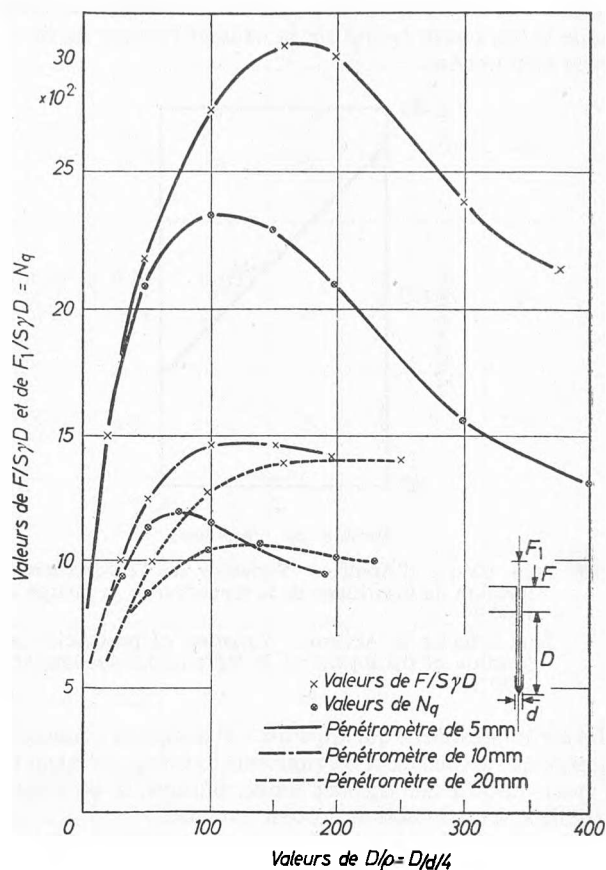


Fig. 12 Diagrammes de micropénétromètres dans le sable de Nemours très serré: $\gamma_d = 1.65$, $w = 1.5$ pour cent
Curves obtained by micropenetrometer tests on very compact Nemours sand

fondations en caisson, le rapport D/p est faible et la valeur N_q correspondante n'est pas voisine du maximum.

Références

- CAMBEFORT, H. (1947). Étude expérimentale de la force portante d'un pieu foré. *Travaux*, No. 31
- FLORENTIN, J., L'HÉRITTEAU, G. et FARHI, M. (1948). Essais sur modèles réduits de pieux. *Travaux*, No. 164
- HABIB, P. (1953). Essais de charge portante de pieux en modèle réduit. *Ann. Inst. Bâtim.*, 6, 361
- L'HERMINIER, R. (1953). Remarques sur le poinçonnement continu des sables et graviers. *Ann. Inst. Bâtim.*, 6, 377
- KÉRISEL, J. (1939). La force portante des pieux. *Ann. Ponts Chauss.* No. 21
- (1953). *Déformations et Contraintes au Voisinage des Pieux*. Association Belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux, Bruxelles
- MEYERHOF, G. G. (1950). The bearing capacity of sands. *Ph.D. Thesis*. University of London
- PECK, R. B. (1953). Pieux et fondations sur pieux, tassements de ce genre de fondations. *C.R. 3ème Congrès International de Mécanique des Sols*, Tome 2, p. 345
- SKEMPTON, A. W., YASSIN, A. A. et GIBSON, R. E. (1953). Théorie de la force portante des pieux. *Ann. Inst. Bâtim.*, 6, 285
- YASSIN, A. A. (1950). Model studies on the bearing capacity of piles. *Ph.D. Thesis*. University of London.
- ZWECK, H. (1953). Mesures sur modèles réduits de frottement latéral et de la résistance de pointe des pieux. *Ann. Inst. Bâtim.*, 6, 367