

recherche d'un critère d'efficacité en cours de pilonnage intensif

research of an efficiency criterion during heavy tamping

J.G. SIEFFERT

Professeur, Directeur du Laboratoire de Génie Civil, ENSM*

L. TISON

Chercheur, Laboratoire de Génie Civil, ENSM*

G. THIEL

Docteur-Ingénieur, Faculté de Génie Civil, RUB (RFA)**

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 61-67 (avril 1990)

Résumé

Parmi les différentes méthodes mécaniques d'amélioration en place des sols figure le pilonnage intensif. Cette technique, initialisée par L. MENARD sous le nom de consolidation dynamique, est largement utilisée de par le monde sur toutes sortes de sols, y compris sur des décharges d'origines diverses. La présente étude, réalisée en laboratoire, se propose de définir un critère permettant d'affirmer que la poursuite du pilonnage dans une même empreinte n'apporte plus d'amélioration sensible des caractéristiques mécaniques du sol. Diverses approches ont été tentées: la mesure de la variation de volume du sol, la détermination de la variation des raideurs statique et dynamique du sol, et enfin la détermination de la charge de rupture après chaque choc. A notre sens, le paramètre le plus représentatif est la durée du choc.

Abstract

Heavy tamping is one of field soil improvement mechanical methods. This technique, performed by L. MENARD under the name of dynamic consolidation, is extensively used all over the world on very different kinds of soils, including various deposits. The purpose of these laboratory investigations is to define a criterion allowing to affirm that the tamping continuation on the same point does not cause any sensible improvement of the mechanical characteristics of the soil. Various tests were performed: variation of soil volume, variation of static and dynamic stiffness of the soil, and at last, determination of the failure load after each shock. To our mind, the most representative parameter is the shock duration.

* 1, rue de la Noé, 44072 Nantes Cedex 03.

** Ruhr Universität Bochum, Universitätsstrasse 150, 4630 Bochum 1, RFA.

Principales notations

t	temps
Δt	durée de l'impact
N	nombre d'impacts
a	accélération
σ_d	contrainte moyenne dynamique sous le pilon
k_d	raideur dynamique du sol
k_s	raideur statique du sol
e	déplacement du pilon pendant l'impact
D	enfouissement initial du pilon avant chargement statique
γ_{ho}	pooids volumique humide du sol avant pilonnage
γ_h	pooids volumique humide du sol après pilonnage
P_{rup}	charge de rupture
Q	capacité portante
α	facteur d'échelle

INTRODUCTION

Parmi les différentes méthodes mécaniques d'amélioration en place des sols figure le pilonnage intensif. Cette technique, initialisée par L. MENARD (1) sous le nom de consolidation dynamique, est largement utilisée de par le monde sur toutes sortes de sols, y compris sur des décharges d'origines diverses (2). On trouve dans la littérature de nombreuses publications portant sur l'efficacité globale du procédé. En revanche, peu d'auteurs se sont préoccupés de l'amélioration progressive du sol, impact après impact dans une même empreinte. La présente étude se propose de définir un critère permettant d'affirmer que la poursuite du pilonnage dans une même empreinte n'apporte plus d'amélioration sensible des caractéristiques mécaniques du sol. De surcroît, ce critère doit être accessible en temps réel et d'utilisation aisée sur chantier. Le problème revient donc à caractériser le

choc, et à relier une ou plusieurs de ses caractéristiques à celles du sol sous le pilon. La façon la plus simple à notre sens pour caractériser le choc consiste à mesurer la décélération du pilon pendant le choc. C'est donc avec cet objectif précis que nous avons réalisé une série d'essais en laboratoire qui sont présentés ici avec les conclusions qui en découlent.

1. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

On pourra trouver sur la figure 1 le schéma du dispositif expérimental.

L'appareillage se décompose en deux parties distinctes :

1.1. Le dispositif de pilonnage de laboratoire

Le dispositif de pilonnage comprend :

- une cuve d'essai cylindrique contenant le sol, de 416 mm de diamètre et de 250 mm de hauteur (environ 34 litres) ;
- un pilon cylindrique en acier, guidé verticalement, de 42 mm de diamètre et de 150 mm de hauteur (masse : 1,65 kg). La hauteur de chute H du pilon est réglable ;
- un accéléromètre de type piézo-électrique solidaire du pilon et mesurant ses décélérations verticales.

Le sol utilisé est un sable de Loire tamisé à 2,5 mm, mal gradué, ayant un coefficient d'uniformité (d_{60}/d_{10}) de 2,4 et un coefficient de courbure ($d_{30}^2/(d_{10} \times d_{60})$) de 0,95. Le sable a été retenu pour sa facilité de mise en œuvre. Une teneur en eau de 3 à 7 % confère au sable une légère cohésion, suffisante

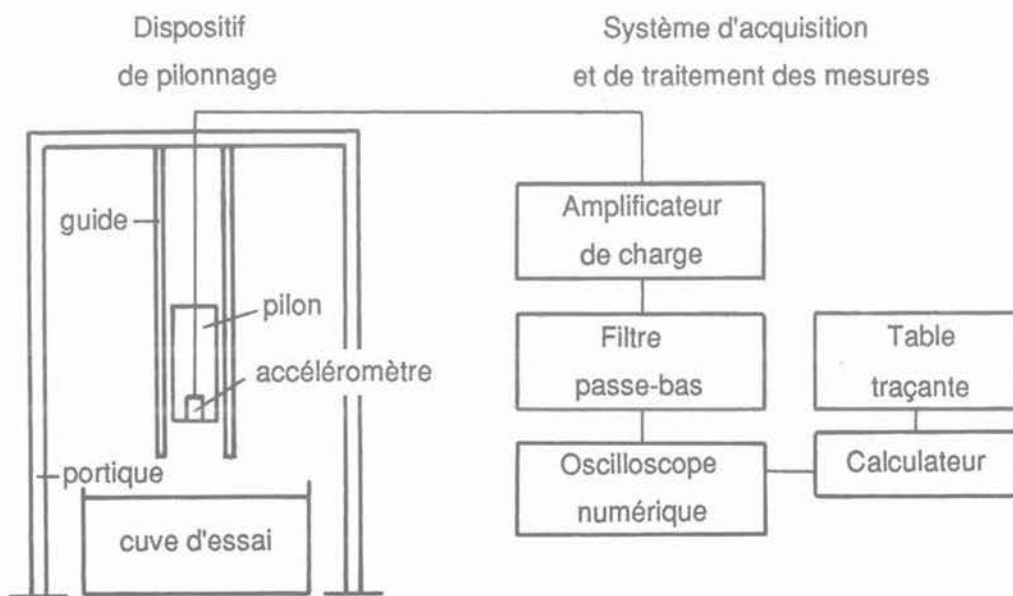


Fig. 1. — Schéma du dispositif expérimental.
Fig. 1. — Experimental unit diagram.

pour maintenir verticales les parois de l'empreinte après retrait du pilon.

1.2. Le système d'acquisition et de traitement des mesures

Le système d'acquisition et de traitement des mesures comprend :

- un amplificateur de charge ;
- un oscilloscope numérique ;
- un micro-ordinateur, une unité de disquettes et une table traçante.

Les premiers essais ont mis en évidence l'existence de signaux de hautes fréquences se superposant au signal de base. Ces signaux proviennent essentiellement de l'onde se propageant dans le pilon (durée d'un aller-retour : $60 \mu\text{s}$). L'utilisation d'un filtre passe-bas de fréquence de coupure de 3 kHz permet de s'affranchir de ces oscillations sans modifier la composante moyenne de la décélération (durée du choc de l'ordre de 0,5 s).

Remarque. Il était souhaité que le sol soit représentatif d'un milieu semi-infini. Des mesures effectuées sur les bords et sur le fond de la cuve ont montré que le niveau d'accélération y était négligeable devant celui se développant dans le pilon.

2. CARACTÉRISATION DU CHOC

Le choc peut être caractérisé directement à partir de l'accélérogramme (voir fig. 2) qui représente également l'évolution de la contrainte moyenne dynamique σ_d sous le pilon (principe fondamentale de la mécanique).

D'après GOEDECKE (3), cet accélérogramme d'une durée totale Δt , peut être décomposé en deux parties :

- la phase 1 caractérisée par Δt_1 et un pic important d'amplitude a_1 . Cette phase représente une augmentation très rapide de la contrainte moyenne dyna-

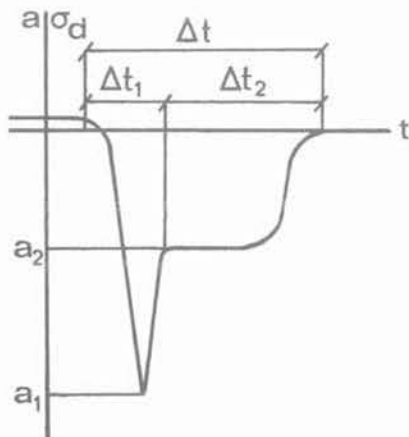


Fig. 2. — Accélérogramme-type.
Fig. 2. — Typical accelerogram.

mique sous le pilon se traduisant par la rupture du squelette solide et la mise en mouvement des grains de sable ;

- la phase 2 caractérisée par Δt_2 et un palier plus ou moins net d'amplitude a_2 . Cette phase représente la réorganisation du squelette solide sous forme plus dense, c'est-à-dire le compactage proprement dit.

De l'ensemble des accélérogrammes que nous avons pu enregistrer, il ressort que les paramètres les plus aisément identifiables avec précision sont Δt et a_1 .

L'accélérogramme dépend directement de la densité du sol. On trouvera sur la figure 3 quatre accélérogrammes correspondant à quatre densités de sol mesurées avant impact, et montrant que la durée du choc diminue alors que l'amplitude de la décélération a_1 augmente avec le poids volumique du sol. Ce résultat est tout à fait logique, le choc devenant de plus en plus « dur » au fur et à mesure que la densité du sol augmente.

Il apparaît également sur cette figure 3 que seuls Δt et a_1 sont clairement identifiables, comme nous l'avions dit précédemment.

La figure 4 visualise l'évolution des caractéristiques principales du signal accélération avec le nombre N d'impacts. On constate que le maximum a_1 de l'accélération augmente globalement avec N, alors que la durée Δt diminue dans les mêmes conditions. Ceci

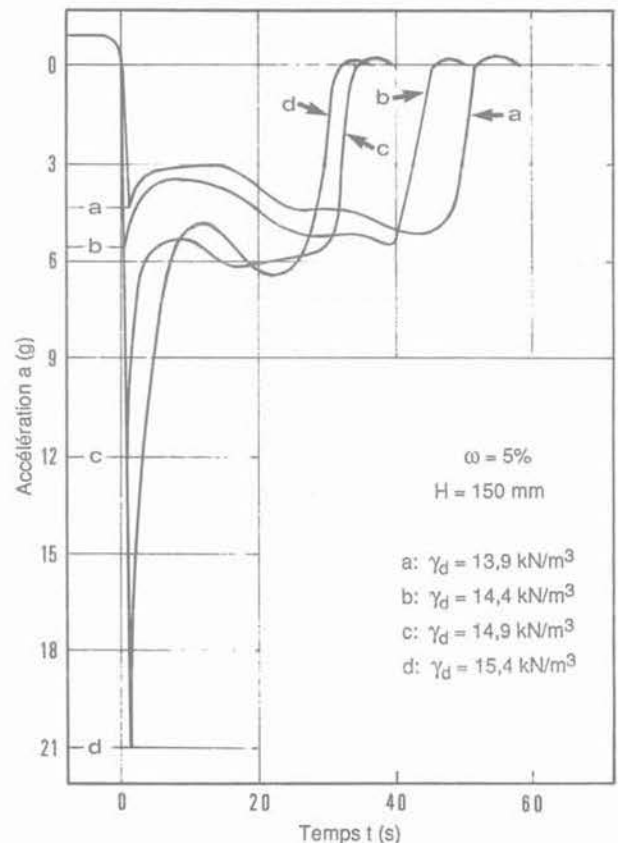


Fig. 3. — Accélérogrammes en fonction du poids volumique du sol.
Fig. 3. — Accelerograms versus soil density.

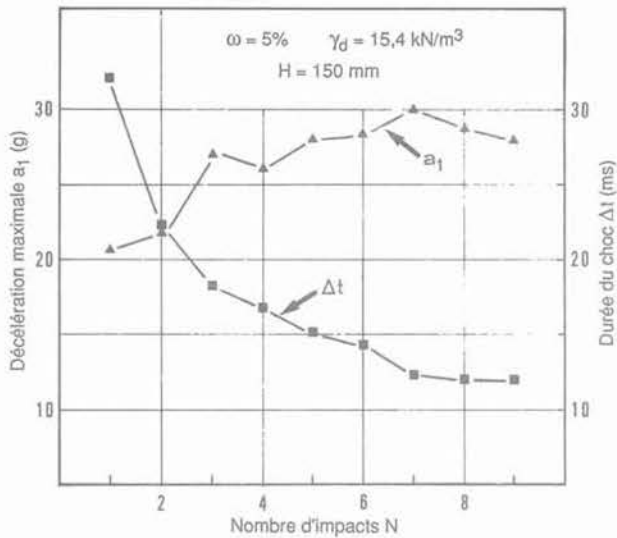


Fig. 4. — Accélération et durée du choc en fonction du nombre d'impacts.

Fig. 4. — Acceleration and shock duration versus impact numbers.

traduit clairement une augmentation de la densité du sol sous le pilon. La durée du choc présente la double caractéristique d'une évolution régulière et asymptotique. De plus, c'est également le paramètre le plus facile à déterminer avec précision. On peut donc être tenté de considérer ce paramètre comme le plus représentatif dans son évolution avec le nombre d'impacts.

3. CARACTÉRISATION DU SOL

Le pilonnage intensif ayant pour objet d'augmenter la densité sèche du sol, l'idéal eût été de pouvoir faire une mesure directe de cette densité sous le pilon. Cette mesure n'étant pas possible, nous nous sommes attachés à rechercher une méthode indirecte de caractérisation des propriétés du sol.

3.1. Mesure de variation du volume du sol

La première méthode envisagée est basée sur la mesure de la variation du volume du sol par un nivellement précis de la surface du sol suivant deux directions diamétrales et perpendiculaires. Cette tentative s'est avérée totalement inopérante. En effet, si le pilonnage compacte le sol sous le pilon, il décompacte tout aussi certainement le sol en surface par suite des ébranlements provoqués par le choc. Une telle méthode globale ne peut donc pas donner d'information sur les caractéristiques du sol sous le pilon.

3.2. Détermination de la raideur dynamique du sol

Une double intégration du signal accélération dans le

temps permet de définir le déplacement e du pilon au cours de l'impact en fonction du temps. L'écriture de l'équation fondamentale de la dynamique appliquée au pilon supposé rigide (hypothèse justifiée avec l'utilisation du signal filtré) permet de calculer à chaque instant la valeur de la réaction verticale, et donc de la pression moyenne appliquée par le sol à la base du pilon. En s'affranchissant du temps, il est donc possible de tracer l'évolution de la contrainte moyenne dynamique σ_d sous le pilon, et le déplacement e de celui-ci.

On trouvera sur la figure 5 un exemple d'évolution de σ_d avec e .

Sur une telle courbe, on note une augmentation rapide de σ_d dans la première partie de la courbe. On appelle k_d la raideur dynamique du sol, définie par $\Delta\sigma_d/\Delta e$ (voir fig. 5) dans la première partie de la courbe.

L'évolution de σ_d en fonction de e n'étant pas réellement linéaire, la détermination de la raideur dynamique s'avère peu précise, l'incertitude pouvant atteindre 30 %.

On trouvera sur la figure 6 l'évolution de la raideur dynamique en fonction du nombre N d'impacts.

On remarque essentiellement que la raideur dynamique ainsi définie n'évolue pas de façon significative permettant de conclure à une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol sous le pilon.

3.3. Détermination de la raideur statique du sol

Une tentative similaire à la précédente a été faite en statique. Un dispositif de chargement statique vertical a été ajouté au dispositif expérimental initial. De façon à ne pas perturber le sol au voisinage du pilon, l'effort statique a été appliqué directement sur le pilon après

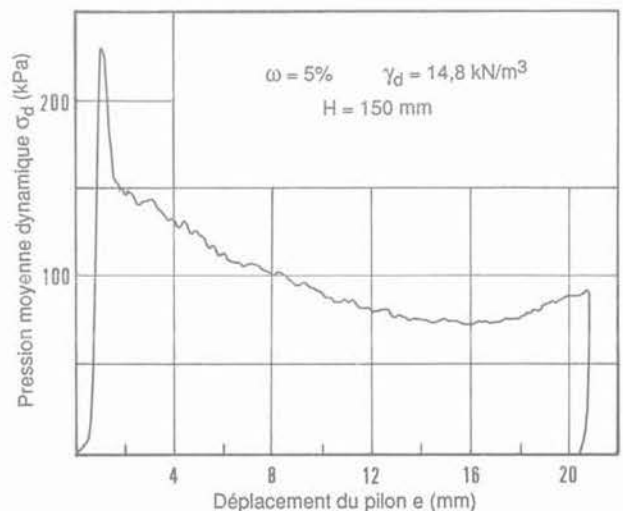


Fig. 5. — Pression moyenne dynamique en fonction du déplacement.

Fig. 5. — Mean dynamic pressure versus displacement.

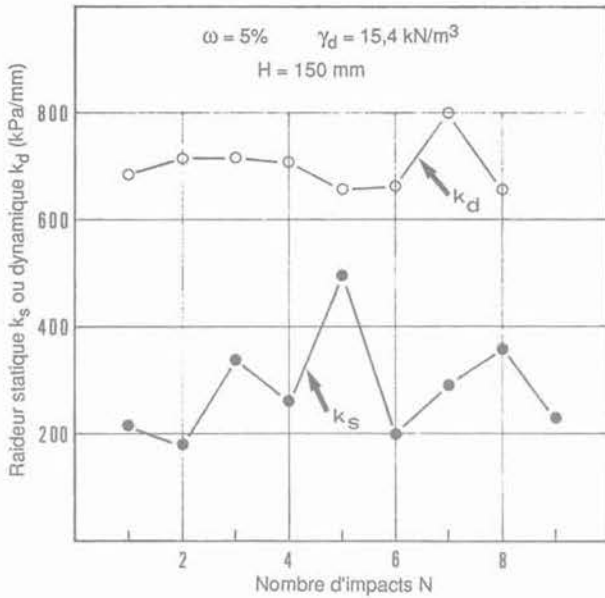


Fig. 6. — Raideur statique et dynamique en fonction du nombre d'impacts.

Fig. 6. — Static and dynamic stiffness versus impact numbers.

impact. Le relevé de la courbe contrainte appliquée-déplacement du pilon permet de déterminer une raideur statique k_s définie comme la pente à l'origine de la courbe de chargement.

La figure 6 montre qu'il est difficile de conclure quant à l'évolution de k_s avec le nombre d'impacts.

En fait, les mesures ne concernant que des déplacements inférieurs au millimètre ne sont sans doute pas représentatives dans la mesure où la taille des grains du sable utilisé est importante: 40% des grains ont un diamètre équivalent supérieur à 1 mm.

3.4. Détermination de la charge de rupture statique

Devant le constat précédent, il a été décidé de refaire une nouvelle série d'essais, toujours à l'aide de chargements statiques, mais menés jusqu'à la rupture. Ces essais remaniant profondément le sol, il n'était pas envisageable de poursuivre le pilonnage dans la même empreinte après le chargement statique. Huit corps d'épreuves ont donc été réalisés en utilisant la même teneur en eau (7%) et le même poids volumique sec ($14,8 \text{ kN/m}^3$) avant pilonnage. Les chargements statiques ont été effectués respectivement avant pilonnage et après les 1^{er}, 2, 3, 4, 8, 9, 10^e impacts.

La figure 7 représente l'évolution de la charge de rupture P_{rup} ainsi que la position initiale — ou enfouissement initial — D du pilon, en fonction du nombre N d'impacts.

On remarquera que si l'allure générale de la courbe charge de rupture-nombre d'impacts est régulière et conforme à ce que l'on pouvait attendre, on n'atteint pas de valeur asymptotique comme pour la durée du choc. Le fait que l'enfouissement initial du piston croisse régulièrement n'est certainement pas étranger à ce résultat.

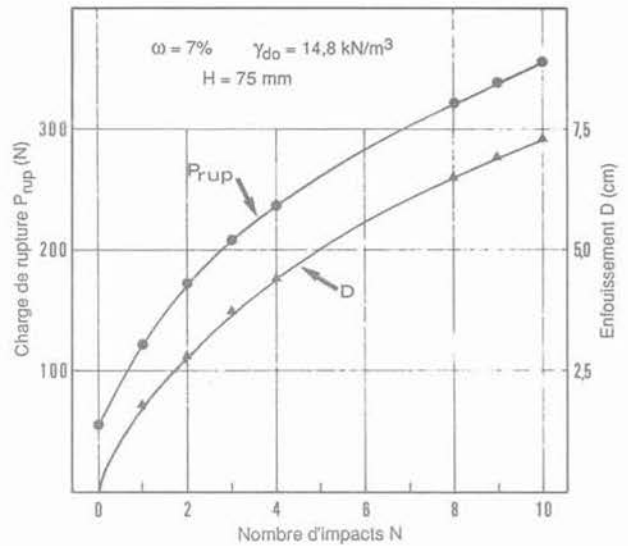


Fig. 7. — Charge de rupture et enfouissement en fonction du nombre d'impacts.

Fig. 7. — Failure load and embedment versus impact numbers.

4. INTERPRÉTATION DES CHARGES DE RUPTURE

Arrivés à ce stade de l'étude, il nous a semblé intéressant de tenter une interprétation des charges de rupture à partir d'une formulation classique, telle celle de TERZAGHI, pour une fondation superficielle circulaire:

$$Q = S [0,4 B \gamma_h N_\gamma + \gamma_{ho} D N_q] \quad (1)$$

où S désigne la surface de la fondation,
 B son diamètre,
 γ le poids volumique du sol,
 D l'enfouissement,
 N_γ et N_q les facteurs de capacité portante.

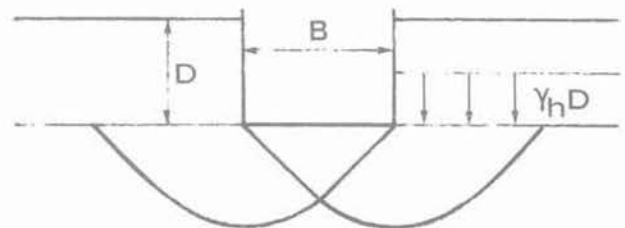


Fig. 8. — Schéma d'une fondation superficielle.
 Fig. 8. — Shallow foundation diagram.

Compte tenu d'un certain décompactage en surface dû aux ébranlements, nous admettrons que le poids volumique du sol situé au-dessus de la base de la fondation est identique au poids volumique γ_{ho} avant tout impact. On sait par ailleurs que les facteurs de capacité portante N_γ et N_q dépendent fortement de l'angle de frottement interne Φ du sol qui est fonction lui-même du poids volumique du sol.

On trouvera sur la figure 9 l'évolution de Φ avec le poids volumique sec γ_d pour le sable utilisé.

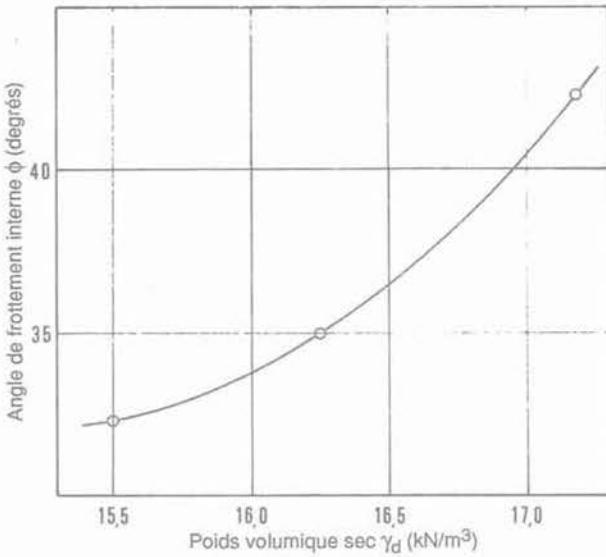


Fig. 9. — Angle de frottement interne en fonction du poids volumique.
 Fig. 9. — Internal friction angle versus soil density.

La connaissance de ω et de γ_h permet de calculer γ_d , donc de définir Φ et par conséquent de déterminer N_γ et N_q par les tables classiques. On peut donc aussi définir N_γ et N_q directement comme des fonctions de γ_h . L'application de la formule (1) conduit à ne considérer la capacité portante que comme une fonction de D et de γ_h (voir fig. 10).

Compte tenu des faibles dimensions du pilon, il existe un facteur d'échelle. Avant le premier impact, l'enfouissement D est nul, et le sol est homogène ($\gamma_h = \gamma_{ho}$). On peut donc calculer sans difficulté la capacité portante Q par la formule (1). Le facteur

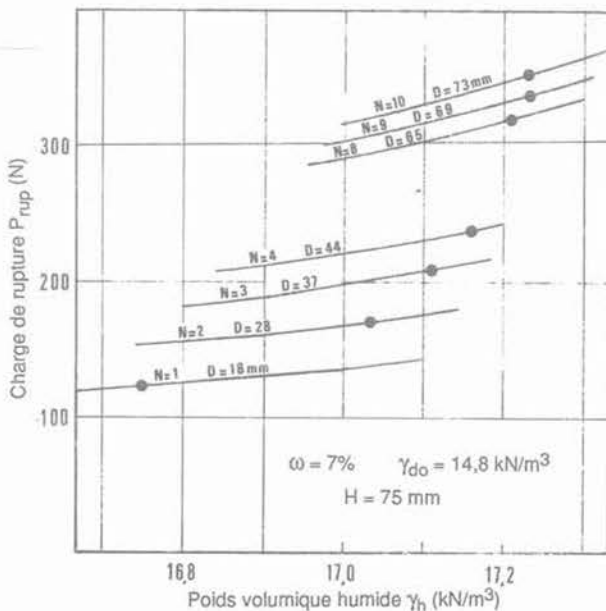


Fig. 10. — Charge de rupture en fonction de l'enfouissement et du poids volumique.
 Fig. 10. — Failure load versus embedment and soil density.

d'échelle α est défini comme le rapport de la charge de rupture P_{rup} à la capacité portante Q calculée.

$$\alpha = p_{rup}/Q = 5,2 \quad (2)$$

On admettra que α reste constant quel que soit l'enfouissement et le nombre d'impacts. Il est donc possible de calculer la capacité portante théorique correspondant à toutes les charges de rupture. Il suffit ensuite de revenir à l'abaque de la figure 10 pour définir la valeur de γ_h sous le pilon avant chaque chargement statique.

Si on représente cette valeur de γ_h en fonction du nombre d'impacts (fig. 11), on s'aperçoit que la courbe est régulièrement croissante, et tend à devenir asymptotique à partir du 8^e impact, exactement de la même façon que la courbe représentant la durée Δt de l'impact qui elle, par contre, est décroissante.

CONCLUSION

L'interprétation que nous avons faite des essais de chargement à la rupture met en évidence la corrélation existant entre la durée de l'impact et les caractéristiques mécaniques du sol sous le pilon. Il apparaît ainsi que l'évolution de la durée du choc est un critère satisfaisant pour définir l'intérêt ou non de poursuivre le pilonnage dans la même empreinte. Bien sûr, ce résultat obtenu en laboratoire et sur un type de sol, demande à être validé sur sites; si tel était le cas, on aurait à sa disposition un critère particulièrement facile d'accès, ne nécessitant aucun calcul et donc directement utilisable.

REMERCIEMENTS

Nous remercions la Société Solétanche qui a contribué au financement du matériel d'acquisition et de

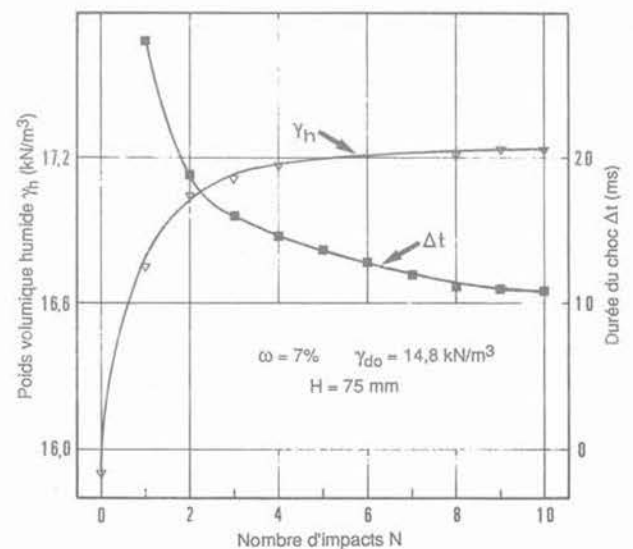


Fig. 11. — Poids volumique et durée du choc en fonction du nombre d'impacts.
 Fig. 11. — Soil density and shock duration versus impact numbers.

traitement des mesures. Cette étude a par ailleurs été soutenue par un financement PROCOPE.

BIBLIOGRAPHIE

1. MENARD L. (1974), *La consolidation dynamique des sols de fondation*. Annales ITBTP, Suppl. n° 320, p. 194-222.
2. SMOLTCZYK U. (1983), *Deep compaction*. General Report. Speciality, Session 3. VIII ECSMFE, Helsinki, vol. 3, p. 1105-1116.
3. GOEDECKE H.J. (1980), *Der gezielte einsatz der dynamischen konsolidation zur baugrundverdichtung*. Die Bautechnik, April, Heft 4, p. 109-116.