

HOLEYMAN A., WALLAYS M.

Franki, Belgique

Compactage par damage en profondeur

Deep compaction by ramming

Deep compaction by ramming sand or gravel through a driven casing with an internal drop hammer is addressed. After a detailed description of the execution technique, control key parameters to be monitored are presented. Results of compaction as evidenced by CPT tests are influenced by the following parameters : nature and initial density of the original soil, spacing between compaction columns, volume of added material. A method for assessing the results from these essential parameters is presented. It is based on the interpretation of field results obtained in a fine sand, a silty sand and a medium sand.

Le compactage en profondeur par la méthode du damage de sable ou de gravier au moyen d'un tube épais et d'un dameur intérieur est analysé. Après une description détaillée du mode d'exécution, sont proposés des paramètres à vérifier lors du travail aux fins de contrôle. Les résultats du compactage tels que rendus par l'essai de pénétration statique sont influencés par les paramètres suivants : nature et densité initiale du terrain en place, entredistance des points de compactage, quantité de matériau ajouté. Une méthode d'estimation de ces résultats faisant intervenir ces paramètres essentiels est proposée. Cette méthode est basée sur l'interprétation de résultats obtenus sur site dans le cas d'un sable fin, d'un d'un sable silteux et d'un sable moyen.

INTRODUCTION

L'amélioration des caractéristiques géomécaniques des sols peut être réalisée en profondeur (typiquement 20 m) par compactage dans le cas des sols perméables ou par renforcement dans le cas des sols mous et imperméables. Le compactage en profondeur des sols perméables peut être obtenu par :

1. vibrations ou impacts sans apport intentionnel de matériau
 - a. générés ponctuellement en profondeur : explosifs,
 - b. générés ponctuellement à la surface : pilonnage intensif,
 - c. générés le long d'une verticale : profil vibrant, vibro-compactation,
2. vibrations ou impacts avec apport de matériau sélectionné
 - a. générés le long d'une verticale : vibroflottation, tube vibrant,
 - b. générés ponctuellement et le long d'une verticale : battage et damage de sable ou gravier à travers un tube Franki au moyen d'un dameur interne (pieu de compactage).

Parmi ces divers procédés utilisés par notre

société pour le compactage des sables perméables, seul le dernier sera analysé dans cette contribution.

DESCRIPTION DE LA METHODE

Une machine de battage Franki est utilisée pour battre le tube épais en acier. Après positionnement, le tube est posé à la surface du sol et rempli de sable ou gravier sur une certaine hauteur. Le dameur interne est utilisé pour compacter ce volume de sable dans le tube afin qu'il y forme un bouchon adhérent au tube. Le tube est battu (fig. 1) par l'intermédiaire de ce bouchon jusqu'à la profondeur correspondant au niveau inférieur de la zone à traiter. Il est maintenu dans cette position par les câbles d'extraction, tandis que des coups à très haute énergie permettent d'initier l'expulsion du bouchon. Le bouchon est partiellement expulsé tandis que le tube est relevé sur une hauteur limitée. Lorsque l'épaisseur du bouchon dans le tube a été suffisamment réduite, des coups sont à nouveau utilisés pour rebattre le tube à la position inférieure précédemment atteinte. La phase d'incorporation peut alors commencer.

Le volume spécifié de sable est déversé petit à petit depuis le sommet du tube au moyen du bac d'alimentation. Il tombe autour du dameur et augmente la longueur existante du bouchon, lequel est simultanément expulsé coup par coup, en même temps que le tube est extrait. (fig. 2).

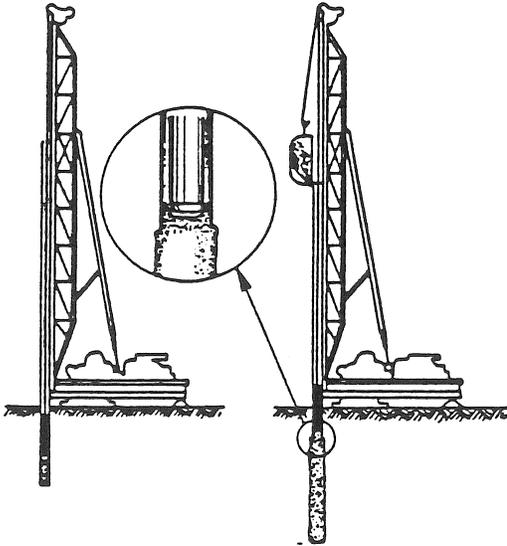


Figure 1 Figure 2
La phase d'extraction peut éventuellement être périodiquement interrompue pour permettre le rebattage du tube sur une profondeur déterminée, et ainsi recompacter le matériau d'apport récemment incorporé.

PARAMETRES D'EXECUTION ET CONTROLE

Les éléments suivants recueillis pendant l'exécution des pieux de compactage permettent de percevoir pragmatiquement les divers aspects de la procédure.

1. Diagramme de battage "vierge".

Lors du battage du tube, le nombre de coups nécessaire à son enfouissement sur 20 ou 25 cm peut être enregistré et mis en diagramme en fonction de la profondeur. Ce nombre de coups dépend entre autres des propriétés initiales du sol et permet de détecter des zones de compacité anormale. Le diagramme de battage "vierge" dépend également de la proximité et des effets des pieux de compactage déjà réalisés.

2. Diagramme de "rebattage".

Lors de la phase générale d'apport du matériau, lorsqu'à intervalles réguliers le tube est rebattu, le nombre de coups nécessaires pour l'enfoncement du tube peut être à nouveau noté. Sa valeur dépend principalement des caractéristiques du sol amélioré dans la zone d'influence du tube. La comparaison du diagramme de "rebattage" et du diagramme de battage "vierge" permet d'apprécier l'amélioration relative des propriétés mécaniques du sol traité.

3. Volumes de sable.

Le volume ajouté lors des phases successives d'extraction peut être noté et représenté en fonction de la profondeur. Ce volume est comparé au volume spécifié, lequel doit toujours être supérieur au volume équivalent du tube retiré. Dans certains cas, le volume effectivement ajouté peut être largement supérieur au volume spécifié. Ces augmentations trouvent leur explication dans la présence de zones particulièrement lâches où l'expulsion du sable d'apport est nettement plus aisée.

Le contrôle final de l'amélioration du sol est fourni par les essais géotechniques. En particulier est utilisé l'essai de pénétration quasi-statique. Celui-ci fournit habituellement des mesures tous les 0.2 m et on peut le situer avec précision tant en plan qu'en profondeur par rapport à la maille des pieux de compactage. De plus par l'utilisation d'un manchon de frottement, le caractère plus ou moins cohérent du sol et donc son aptitude à être compacté peuvent être déduits.

Les spécifications peuvent porter, soit sur la résistance au cône moyenne ou minimale, soit sur une valeur critique de la portance ou du tassement. Les valeurs de ces paramètres sont à déduire de l'interprétation des diagrammes obtenus.

ANALYSE DES MESURES FAITES SUR DIFFERENTS SITES

Les mesures recueillies sur différents sites ont été analysées dans l'optique d'établir une méthode de prévision des résultats du compactage. Cette analyse se résume à comparer dans les couches considérées les résistances moyennes au cône avant et après traitement :

q_{cm}^b : résistance moyenne initiale au cône [MPa] (b = before)

q_{cm}^a : résistance moyenne au cône après traitement [MPa]

et se traduit par le facteur multiplicatif "f" défini par :

$$f = q_{cm}^a / q_{cm}^b \quad (1)$$

Ce facteur de résultat est influencé par les paramètres indiqués plus haut, à savoir la quantité relative de sable ajouté, la granulométrie et la résistance initiale.

1. Quantité relative de sable ajouté

La quantité relative de sable ajouté est mesurée par le rapport s/S des deux grandeurs suivantes : (fig. 3).

- s : l'aire de la section moyenne du pieu de compactage ou le volume de sable ajouté par unité de longueur du pieu.
- S : l'aire d'influence d'un pieu de compactage ou le volume du sol par unité de longueur de pieu influencé par le compactage.

"s" est à calculer en tenant compte de la réduction due au compactage du volume du sable déversé à l'état lâche. Le facteur de réduction adopté généralement est de 0.8. "S" se déduit du maillage adopté.

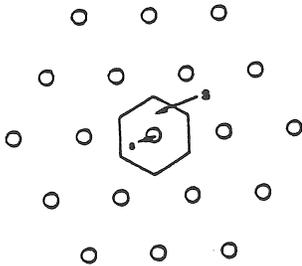


Figure 3

Dans le cas d'une maille en triangle équilatéral, définie par l'entredistance des points de compactage, on a :

$$S = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot c^2 \quad (2)$$

Lorsque pour une même formation géotechnique, on met en diagramme les valeurs du facteur multiplicateur f en fonction de la quantité relative de sable ajouté s/S , l'ensemble des points met en évidence la tendance à l'augmentation de f avec s/S (fig.4). On fait la simplification, d'ailleurs assez bien vérifiée expérimentalement dans le domaine exploré, que cette augmentation est linéaire :

$$f = 1 + \frac{s}{S} \cdot \text{tg} \alpha_m \quad (3)$$

avec $\text{tg} \alpha_m$ la pente de la droite moyenne tracée à travers le nuage de points expérimentaux.

Si une droite est tracée à travers les plus faibles valeurs obtenues pour f , on peut également définir $\text{tg} \alpha_s$, correspondant à la pente à adopter pour une prévision située du côté de la sécurité.

On espère ainsi avoir caractérisé l'influence de la quantité de sable ajouté par un paramètre unique $\text{tg} \alpha_m$. Cette dernière valeur est influencée par les deux autres paramètres à savoir l'indice granulométrique et la compacité initiale.

2. Indice granulométrique

Dans le cas des sables moyens, fins ou silteux, l'aptitude du sol à être compacté est liée à la teneur en éléments fins.

Afin de tenir compte de cet aspect déterminant sous une forme simplifiée, on propose ici de réduire la courbe granulométrique à un indice faisant intervenir la teneur en silt et la teneur en argile. Cette dernière ayant une influence plus marquée, elle sera pondérée plus lourdement dans l'indice d'aptitude I , défini par :

$$I = 10 a + b \quad (4)$$

avec a : fraction en poids des particules inférieures à 2μ ,

b : fraction en poids des particules comprises entre 2 et 74μ .

3. Compacité initiale

La facilité de multiplier la résistance moyenne au cône étant d'autant plus grande que le sable est lâche, on s'attend à obtenir des valeurs de $\text{tg} \alpha_m$, d'autant plus élevées que la résistance initiale au cône est faible. Dans le cas où on dispose de données pour une formation présentant sensiblement la même composition granulométrique mais des résistances variées, l'influence de la résistance initiale peut être mise en lumière.

CAS DU SABLE FIN

La couche supérieure du site de Sidmar à Zelzate (Belgique) est composée d'un sable fin sur une épaisseur d'environ 10 m. Les courbes granulométriques se rapportant à différentes profondeurs sont reproduites à la figure 5.

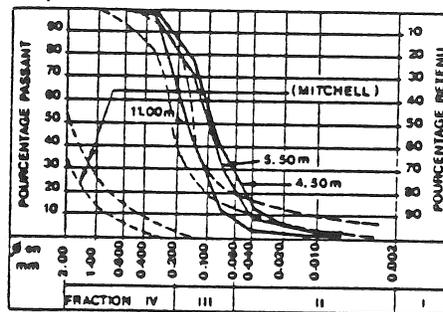


Figure 5. Zelzate. Sable fin

Elles se situent juste en dehors des fuseaux définis par Mitchell pour la vibroflotation. Les diagrammes de la résistance statique au cône mesurée par l'Institut Géotechnique de l'Etat de Gand avant et après exécution des compactages sont présentés à la figure 6.a. La position des essais de pénétration par rapport à la maille de compactage est donnée à la figure 6.b.

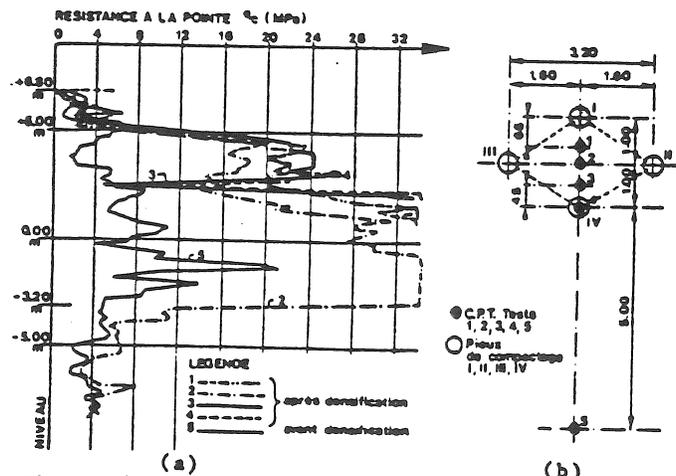


Figure 6. Zelzate. Sable fin

Les pieux de compactage ont été réalisés en 2 phases au moyen d'un tube de 0.52 m de diamètre extérieur. De 5 à 10 m de profondeur une moyenne de 434 litres de sable lâche par mètre de pieu a été incorporée, tandis que de 0 à 5 m, cette quantité s'est élevée à 734 litres par mètre de pieu. Hormis la zone superficielle où le compactage n'a été que marginal suite à la liberté qu'a le sol en place de se soulever, on peut distinguer 2 zones :

- de 1.6 à 4.6 m de profondeur, la densification a amené la résistance au cône à des valeurs de l'ordre de 20 MPa.
- de 4.6 à 10 m de profondeur la résistance au cône dépasse la valeur maximum 35 MPa de la plage de mesure de l'appareil mécanique utilisé.

Le tableau I indique pour chacune de ces deux zones :

- la valeur de la résistance au cône moyenne avant traitement q_{cm}^b (essai 5)
- la valeur de la résistance au cône moyenne après traitement q_{cm}^{a1}

avec i numéro de l'essai (de 1 à 4), ainsi qu'entre parenthèses les valeurs correspondantes du facteur multiplicatif "f",

- la valeur de l'indice granulométrique I ,
- la valeur de la quantité relative de sable ajouté : s/S .

Cette dernière valeur s/S a été calculée en tenant compte d'un coefficient de réduction du volume ajouté de 0.8 et d'une aire d'influence d'un pieu de 3.2 m^2 .

TABLEAU I

Zone	de 1.6 à 4.6 m de prof.	de 4.6 à 10 m de prof.
q_{cm}^b [MPa]	4.36	8.8
q_{cm}^{a1} [MPa] (f)	19.90 (4.56)	>34 (>3.86)
q_{cm}^{a2} [MPa] (f)	15.02 (3.44)	>30 (>3.41)
q_{cm}^{a3} [MPa] (f)	22.6 (5.19)	>35.1 (>3.99)
q_{cm}^{a4} [MPa] (f)	20.67 (4.74)	>35.1 (>3.99)
I	0.32	0.10
s/S	0.183	0.108

Ces résultats montrent que dans la couche de relativement faible compacité initiale, la valeur moyenne du coefficient multiplicatif n'atteint 4.6 que grâce à l'introduction d'une quantité importante de matériau (0.183) en raison de la valeur relativement élevée (0.32) de l'indice granulométrique. Par contre, malgré la compacité initiale plus élevée de la zone inférieure, mais grâce à l'indice granulométrique plus faible (0,10), approximativement les mêmes valeurs du coefficient multiplicatif sont atteintes

par ajout d'une quantité moindre (0.108) de sable. Dans ce dernier cas, les variations de compacité d'une verticale à l'autre sont relativement peu élevées, ce qui dénote une densification presque uniforme.

RESULTATS OBTENUS DANS UN SABLE SILTEUX

Sur le même site (Sidmar), une couche de sable silteux s'étend de 12 à 17.6 m de profondeur. La figure 7 donne les courbes granulométriques de deux échantillons prélevés, l'un à 12.5 et l'autre à 14.5 m de profondeur. Ces courbes se situent nettement en

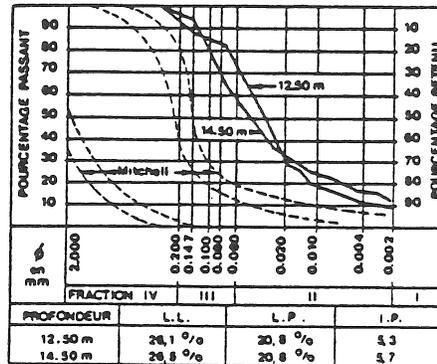


Figure 7. Zelzate. Sable silteux dehors du fuseau défini par Mitchell. Les résultats des essais de pénétration exécutés par l'Institut Géotechnique de l'Etat à Gand avant et après réalisation d'une maille triangulaire de pieux de compactage sont donnés aux figures 8.a et b tandis que leur implantation est représentée à la figure 8.c. Pour cette couche de sable silteux ($I = 16,1$), la valeur moyenne de la résistance au cône déduite des 3 essais initiaux est de 4.59 MPa tandis que celle de l'essai 4 exécuté au centre de la maille est de 11.8 MPa. Le facteur multiplicatif dans ce cas est de 2.58. Pour l'essai 5 exécuté à 1 m à l'extérieur d'un pieu, la valeur de f est de 1.31.

Ces valeurs faibles en dépit de l'introduction d'une quantité fort importante de matériau (en moyenne 1270 litres de sable lâche par mètre pour une maille de 3.46 m^2 , soit une quantité relative de près de 30 %) confirment la grande influence de la granulométrie sur le degré avec lequel des sols peuvent être compactés.

RESULTATS OBTENUS DANS UN SABLE MOYEN

Pour l'installation des ponts de la ligne de chemin de fer de Flevo à Almere (Pays-Bas), une couche de 5 m d'épaisseur de sable moyen uniforme a été traitée par la technique des pieux de compactage. Cette amélioration avait pour but d'amener à 6 MPa la charge unitaire admissible à la base de pieux battus préfabriqués en béton ($0.4 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$), de manière à éviter l'emploi de pieux nettement plus longs fondés dans une couche naturellement portante.

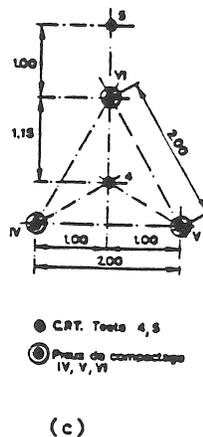
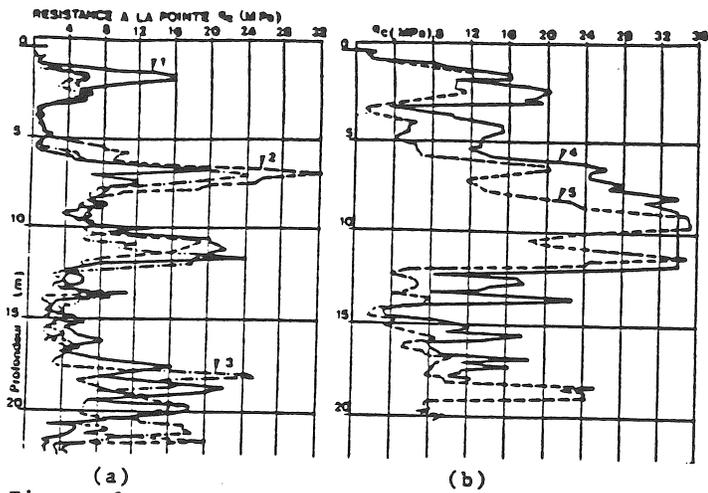


Figure 8.

Les courbes granulométriques de divers échantillons représentatifs sont reproduites à la figure 9.

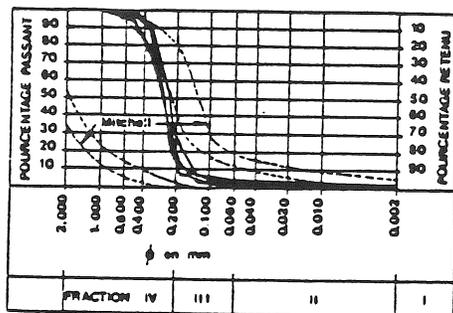


Figure 9. Almere. Sable moyen

Elles sont situées dans le fuseau défini par Mitchell pour la vibroflottation en ce qui concerne les éléments fins et dans le fuseau marginal pour les éléments plus grossiers. L'indice granulométrique moyen déduit de ces courbes vaut $I = 0.20$. Les diagrammes des essais de pénétration, exécutés par le Laboratorium voor Grondmechanica de Delft avant et après réalisation d'une partie du maillage, sont reproduits à la figure 10a et l'implantation des essais et des pieux de compactage à la figure 10b.

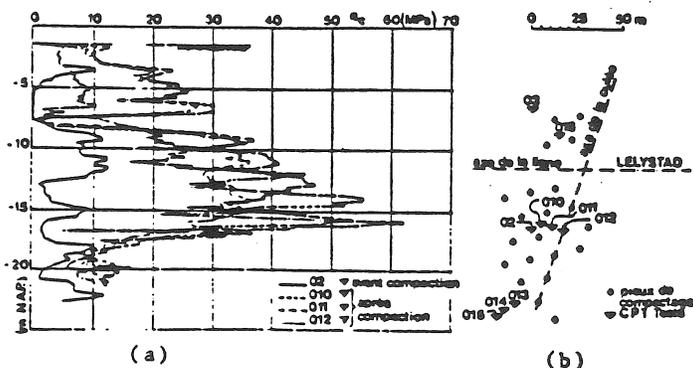


Figure 10.

Le tube utilisé pour le traitement de la zone définie par les niveaux -12 et -17 m - N.A.P. avait un diamètre de 0.42 m et la

quantité introduite était de 414 litres de sable lâche par mètre de pieu. Compte tenu de l'entredistance de 1.5 m entre les axes des pieux, la quantité relative de sable ajouté est de 0,17. On peut constater que l'utilisation d'un cône "électrique" ayant une plage de mesure de 60 MPa permet de mettre en évidence la très grande compacité du sable traité.

Les valeurs moyennes des résistances au cône dans la couche considérée sont reprises dans le tableau II. Compte tenu des 17 % d'apport relatif de matériau, les valeurs de $tg \alpha_m$ oscillent de 34 à 50, dépendant de la position de l'essai par rapport à la maille.

TABLEAU II

Essais	Résistance moyenne au cône	Facteur multiplicatif
02 (avant)	$q_{cm}^b = 4.6$ MPa	f = 9.5
010	$q_{cm}^a = 44$ MPa	
011 (après)	$q_{cm}^a = 31.5$ MPa	f = 6.8
012	$q_{cm}^a = 36.6$ MPa	f = 8

Puisque cette amélioration dépasse largement les spécifications, une maille plus grande et une plus faible quantité de sable ajouté furent adoptées pour le reste des ouvrages. Grâce au grand nombre d'essais de pénétration statique exécutés avant et après compactage, il a été possible de mettre en évidence l'effet de la compacité sur cette formation de courbe granulométrique peu variable mais de compacité fort variable. Pour multiplier les points de mesure, on a complété les moyennes par des lectures locales soit de pic soit de creux. Pour l'ensemble des points 017 à 203 sont présentés les résultats du compactage sous la forme d'un diagramme de la résistance au cône après traitement q^a en fonction de la résistance au cône avant traitement q^b . Dans ce diagramme (fig. 11), les points expérimentaux sont représentés avec des symboles appropriés pour les valeurs moyennes, de pic et de creux.

Dans ce diagramme, valable pour $s/S = 0.075$, ont été éliminées les lectures tombant en dehors de la condition $0.4 < F.R. < 0.9 \%$. F.R. est l'indice de frottement défini par le rapport exprimé en pourcent de la résistance unitaire de frottement obtenue sur le manchon "électrique" à la résistance unitaire au cône. Dans la figure 12, similaire à la figure 11, on n'a repris que les points correspondant à des creux dans le diagramme de l'essai de pénétration. De plus, ces points sont annotés par la valeur de leur indice de frottement.

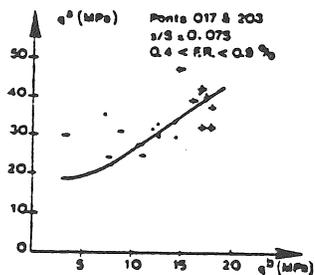


Figure 11

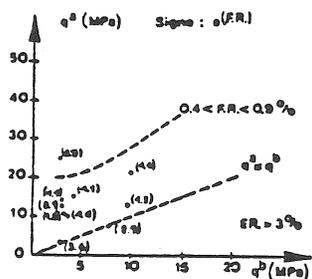


Figure 12

On constate que pour $F.R. > 3 \%$, on a pratiquement $q^a = q^b$. Ceci confirme que la mesure de l'indice de frottement est significative pour évaluer l'aptitude du sol à être compacté. En effet, cet indice augmente avec le caractère cohérent et imperméable du sol sondé. L'ensemble des données recueillies sur ce chantier a permis de tracer le diagramme (fig. 13) de $\frac{\tan \alpha_m}{10}$ en fonction de la résistance initiale au cône pour $0,4 < FR < 0,9 \%$. Pour préciser les valeurs de $\tan \alpha_m$ pour d'autres plages de l'indice de frottement, des données complémentaires sont nécessaires. Alternativement, les points expérimentaux maxima et minima obtenus à Almere ont été introduits dans le diagramme synthétique de la figure 14 qui donne $\tan \alpha_m$ en fonction de l'indice granulométrique I . Dans ce diagramme, sont reproduites les courbes établies par M. WALLAYS (1982) pour une résistance au cône initiale de 5 MPa.

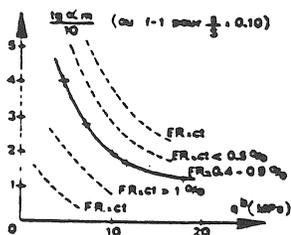


Figure 13

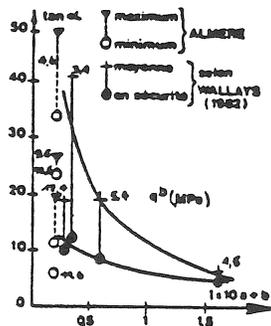


Figure 14

La courbe supérieure correspond à la valeur moyenne de $\tan \alpha_m$ et la courbe inférieure à la valeur de sécurité $\tan \alpha_s$.

CONCLUSIONS

La méthode d'estimation proposée peut servir de guide lors de l'étude d'un avant-projet. Elle tient compte des aspects déterminants d'une opération de compactage :

- la granulométrie,
- la compacité initiale,
- la quantité de matériau d'apport.

D'autre part, il est judicieux de faire dépendre la solution finale à retenir des résultats d'une série d'essais préliminaires sur le site considéré.

L'interprétation de résultats expérimentaux complémentaires à obtenir sur de nouveaux chantiers permettra de préciser et d'étendre les courbes de synthèse proposées aux figures 13 et 14.

BIBLIOGRAPHIE

- BEGEMANN H.K.S.Ph. (1977) Classificatie en afleiding grondmechanische grootheden uit sonderingen. Sondeer Symposium 1977 - 15 jaar Fugro. Utrecht.
- MITCHELL J.K. (1970) In place treatment of foundation soils. Proc. A.S.C.E. Journ. S.M.1, Jan.
- MITCHELL J.K. (1981) Soil improvement - State-of-the-art Report, Session 12 of Xth I.C.S.M.F.E., vol.4, pp. 509-565, Stockholm.
- WALLAYS M. (1964) Compactage en profondeur des sols au moyen de pieux de sable ou de laitier granulé compactés. La technique des travaux, nov. - déc.
- WALLAYS M. (1982) Deep Compaction by Casing Driving, Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, A.I.T., Bangkok 29th November - 3rd December
- HOLEYMAN A. (1984) "Fundering van de Flevospoorlijn bij Almere : Uitvoering van de Grondverbetering". PT/Civiele Techniek Maart 83, p 15-19.