

Enseignements tirés du traitement du remblai gagné sur la mer – Marina J. Khoury (Liban)

J.-B. ESTA

Professeur à l'École
supérieure d'ingénieurs
de Beyrouth
Immeuble TRAD
rue Issa-Maalouf
Beyrouth, Liban

A. EL KHOURY

DEA Mécanique des sols
ESIB Sols renforcés
Beyrouth, Liban

S. FATTOUH

B.S. Geology
American University of Beirut
Soil mechanics associates
Beyrouth, Liban

Résumé

Un remblai constitué par un sable dragué en mer au large des côtes libanaises a été gagné sur la mer entre Antelias et Dbayé au Nord de Beyrouth sur une superficie d'un million et cent mille mètres carrés. Certaines parcelles entourant la Marina ont été traitées par vibro-compaction et pilonnage intensif pour réduire – voire annuler – le risque de liquéfaction et éviter, sous chargement statique, des tassements totaux et différentiels importants. L'article présente les méthodes de contrôle du traitement choisi et montre, pour deux immeubles de 12 étages construits sur radier sur ce sol amélioré, une bonne concordance entre les tassements mesurés et les tassements calculés par la méthode pressiométrique, les modules de déformation Ménard étant obtenus par corrélation à partir d'essais pénétrométriques statiques ANDINA.

Mots-clés : remblai, amélioration des sols, vibrocompaction, pilonnage, liquéfaction, tassement.

Lessons drawn out of the treatment of the reclaimed sea-land fill – J. Khoury Marina (Lebanon)

Abstract

A sea sand fill dredged off the lebanese coasts was dumped to reclaim sea-land between Antelias and Dbayé, North of Beirut covering an area of one million and one hundred thousand squared meters. Some plots surrounding the Marina have been treated by vibro-compaction and dynamic compaction to reduce, if not cancel, the risk of liquefaction and to avoid considerable total and differential settlements under static loads. The article displays the chosen verification methods of improvement and shows, for two 12-storeys buildings erected on a raft over this treated ground, a very good conformity between measured settlements and settlements computed by pressuremetric method, the Ménard deformation moduli being obtained by correlation starting from ANDINA static penetrometer tests.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} mars 2009.

Introduction

Commencé en 1982, le remblaiement du terre-plein gagné sur la mer entre Antelias et Dbayé au nord de Beyrouth s'est poursuivi malgré la guerre et a été achevé en 1995. Couvrant une surface proche d'un million cent mille mètres carrés, le remblai mis en place par l'entreprise SNE Joseph Khoury est protégé, côté mer, par des enrochements et par des acropodes (Fig. 1). Mise à part la zone entourant la Marina où des enrochements et un tout-venant calcaire ont été mis en place, le remblai est constitué par un sable dragué en mer au large des côtes libanaises et déversé hydrauliquement par l'entreprise hollandaise HAM.

Afin de faciliter les travaux de construction futurs et eu égard aux règles de l'urbanisme en vigueur au Liban, ce remblai a été mis en place grossièrement à la cote + 1,3 alors que les routes desservant les parcelles sont à la cote + 8 environ, ce qui permet dès le départ de prévoir au moins deux niveaux de sous-sols pour les immeubles à construire.

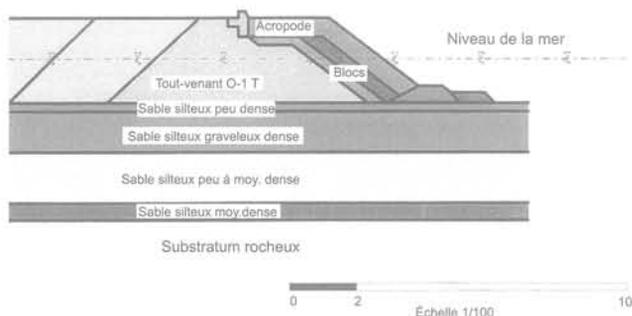


FIG. 1 Coupe de la digue. Terrain gagné sur la mer. Barrier section. Reclaimed sea-land.

2

Nature du remblai utilisé

2.1

Propriétés physiques

Les analyses faites au laboratoire de l'École d'ingénieurs de Beyrouth (ESIB) montrent que le sable utilisé est un sable calcaire dont la composition chimique est la suivante.

Perte au feu	43,85 %
Chaux	48,40 %
Magnésie (MgO)	3,62 %
Silice (SiO ₂)	3,10 %
Alumine et oxyde ferrique (Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃)	0,60 %
Autres	0,43 %

Ce sable proviendrait des grès dunaires würmiens qui affleurent le long du rivage (Sanlaville, 1977). Par ailleurs, toutes les analyses granulométriques montrent qu'il s'agit d'un sable graveleux dont le diamètre est compris entre 10 et 0,1 mm, le pourcentage pas-

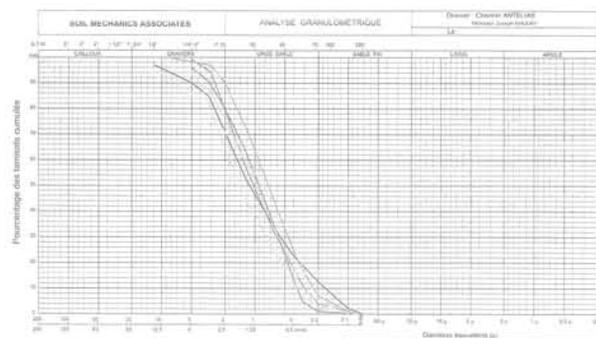


FIG. 2 Courbes granulométriques du remblai utilisé. Sieve analysis curves of the used fill.

sant à 80 μm étant inférieur à 2 % (Fig. 2). Les différentes courbes granulométriques fournissent un diamètre d_{50} compris entre 1 et 2 mm et un rapport d_{60}/d_{10} entre 5 et 10.

2.2

Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du sable ont été caractérisées par des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, en milieu saturé et à une vitesse de 1 mm/min. Deux séries d'essais ont été exécutées : la première avec des échantillons dans un état lâche saturé, obtenu en versant le matériau directement au nu de la partie supérieure de la boîte et, la seconde, avec des échantillons dans un état compact saturé en damant le matériau mis dans la boîte au moyen d'un cube en bois au fur et à mesure de la mise en place.

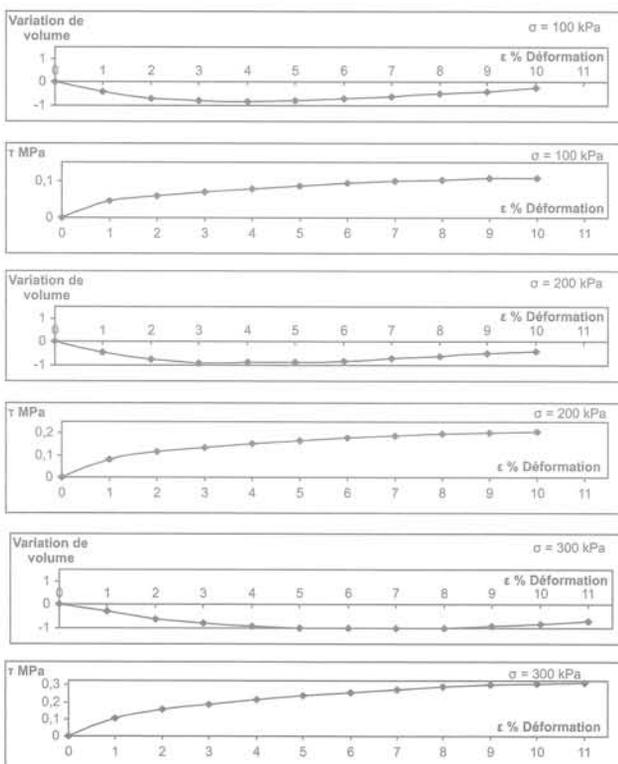


FIG. 3 Essais de cisaillement : courbes contraintes-déformations obtenues à l'état lâche saturé. Direct shear tests : stress-strain curves obtained at the saturated loose state.

Les résultats obtenus avec un état lâche du sable n'indiquent pas de rupture franche (Fig. 3). Toutefois, au-delà d'une valeur de 9 à 11 %, la déformation augmente de quelques pour cent pour une très faible augmentation de la contrainte de cisaillement. Par ailleurs, il se produit une diminution du volume pendant toute la durée du cisaillement : l'angle de frottement interne est voisin de 26 degrés.

Cette valeur de 26 degrés est plausible pour un sable qui vient d'être déversé. D'après les corrélations données dans le document de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondations intitulé « Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe », elle correspond à une pression limite au pressiomètre de 250 kPa (figure 12 du document cité), c'est-à-dire à une résistance de pointe au pénétromètre statique de 1 500 à 2 000 kPa, que l'on a mesurée lors des sondages pénétrométriques.

Pour un état compact du sable, les courbes contraintes-déformations présentent un pic pour une déformation comprise entre 6 et 8 %, avec une diminution de volume pour les petites déformations et une augmentation ensuite, caractéristique du phénomène de dilatance (Fig. 4). Avec l'hypothèse d'une cohésion nulle, l'angle de frottement interne vaut environ 46 degrés, ce qui est relativement important. A cet angle de frottement interne de 46 degrés correspond une pression limite pressiométrique de 2 500 kPa, c'est-à-dire une résistance de pointe de l'ordre de 20 000 kPa qui sera observée lorsque le sable aura été bien compacté par pilonnage.

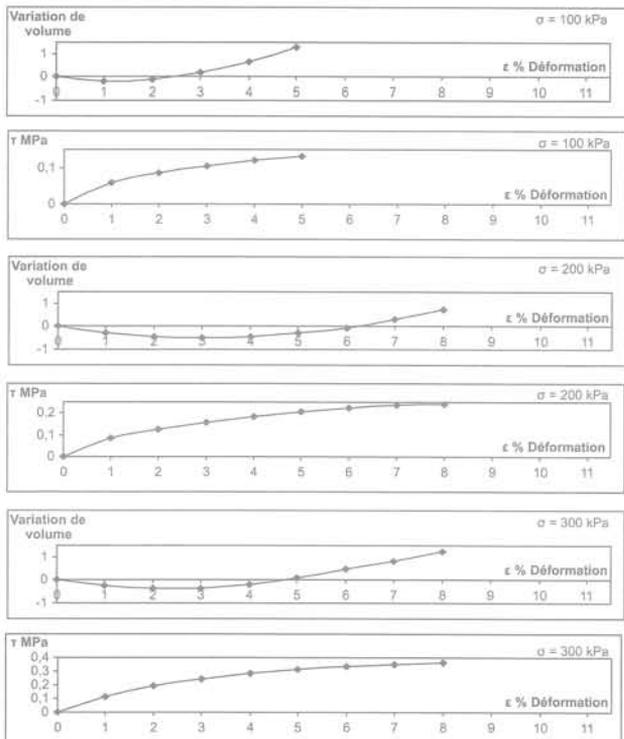


FIG. 4 Essais de cisaillement : courbes contraintes-déformations obtenues à l'état compact saturé. Direct shear tests : stress-strain curves obtained at the saturated compact state.

Par ailleurs, tout le remblai a été étudié au moyen du pénétromètre statique ANDINA de 150 kN, les lectures étant faites tous les 25 cm avec une vitesse de pénétration de 2 cm/s. Les coupes obtenues montrent que

l'épaisseur du remblai varie entre 4 m côté Est et 10 m côté Ouest, le sable étant légèrement compacté au-dessus du niveau de la mer, avec des résistances de pointe q_c variant entre 3 et 5 MPa, sa résistance en dessous du niveau de la mer variant entre 0,5 et 1,5 MPa, ce qui correspond à un sable lâche. En dessous du remblai, on retrouve le sol en place constitué généralement par un sable silteux graveleux dense dont la résistance de pointe varie entre 7 et 20 MPa. Deux diagrammes de pénétration type sont présentés sur la figure 5.

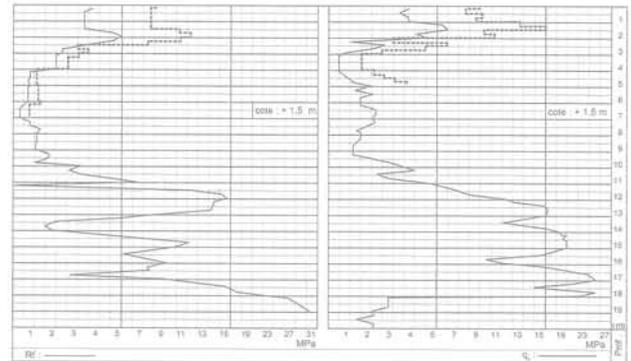


FIG. 5 Deux coupes type avant traitement. Two typical sections before treatment.

3

Les risques existants

a) Avec les caractéristiques mécaniques mesurées dans le remblai, tout chargement statique ne peut qu'entraîner des tassements totaux et différentiels importants. En effet, si l'on considère un bâtiment fondé sur un radier posé sur ce remblai, le tassement total prévisible sous une contrainte verticale moyenne de 150 kPa, correspondant grossièrement à un immeuble de 12 étages, peut dépasser le demi-mètre. Ceci est inadmissible et constitue un danger sévère pour la construction envisagée.

b) Indépendamment de tout chargement, le sable de dragage obéit par ailleurs à tous les critères d'état conduisant à la qualifier de potentiellement liquéfiable :

- degré de saturation de 100 % ;
- diamètre d_{50} voisin de 1 mm (donc compris entre 0,05 et 1,5 mm) ;
- granulométrie uniforme et rapport d_{60}/d_{10} compris entre 5 et 10 (donc inférieur à 15).

Les résistances en pointe obtenues étant celles d'un sable lâche, il est donc à craindre que dans l'état « naturel », après remblaiement hydraulique, ce sol, soumis à un chargement cyclique dans un pays classé à sismicité moyenne, subisse des tassements importants et n'atteigne la rupture par liquéfaction.

c) Les travaux de Seed *et al.* (1971) ont permis d'estimer le rapport de contrainte cyclique dû à un séisme, τ_{av}/σ'_v où τ_{av} est la contrainte de cisaillement moyenne et σ'_v la contrainte verticale effective à la profondeur considérée. Ils ont proposé une borne inférieure délimitant les cas de non-liquéfaction. Ce rapport τ_{av}/σ'_v est défini par la relation :

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0,65 \times \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \times \frac{a_{max}}{g} \times \Gamma_d \quad (1)$$

Vibrocompactage

Les opérations de vibrocompactage ont été réalisées avec un vibroflotteur PENNINE Hydraulique type 130HD dont les caractéristiques sont les suivantes :

Force centrifuge	140 kN à 3 000 RPM
Fréquence	50 Hz
Amplitude	13 mm
Diamètre	292 mm
Masse	28 kN
Puissance du moteur	100 kW

La technique de vibrocompactage retenue est la suivante.

Le vibroflotteur, tenu par une grue, pénètre par vibration et traverse la partie lâche du sol. Une fois qu'il atteint la profondeur requise, normalement le sable compact en place, il commence à être retiré et un tout venant grossier est introduit pour aider au compactage du sable lâche, et remplacer le volume perdu par densification.

L'opération se poursuit jusqu'à ce que la colonne de tout venant ainsi formée atteigne le niveau du terrain en place. L'opération est répétée suivant une maille à déterminer pour que les effets de la vibration, conjugués à l'introduction d'un matériau hautement frottant, donnent le meilleur rendement allié à une efficacité suffisante.

A cet effet, des plots d'essai préliminaires ont été réalisés par l'entreprise pour fixer cette maille et pour mesurer, suivant la rapidité de descente ou d'extraction de la sonde, l'amélioration obtenue. Ces essais ont conduit à faire varier la maille de compactage de 1,7 m × 1,7 m à 1,5 m × 1 m ainsi que le délai de repos, après la réalisation de ce compactage, entre deux et quinze jours. Les essais ont été exécutés dans la parcelle 768 (Fig. 6) et ont donné :

- pour la maille de 1,7 m × 1,7 m, dans la couche de remblai de surface, une résistance de pointe moyenne de 6 MPa (Fig. 7) ;
- pour la maille de 1,5 m × 1,5 m, des résultats généralement meilleurs avec une résistance de pointe moyenne en surface égale à 8 MPa ou plus, mais certains sondages sont moins concluants ;
- pour la maille de 1,5 m × 1 m, la résistance en pointe moyenne est supérieure à 9 MPa (Fig. 8).



FIG. 6 Positions des parcelles étudiées par rapport à la marina et implantation des sondages d'essai. Position of the studied plots with respect to the marina and set up of boreholes.

avec a_{max} , l'accélération maximale du sol en surface ; g , l'accélération de la pesanteur ; σ'_v la contrainte verticale totale à la profondeur considérée exprimée en kPa et r_d , un terme correcteur fonction de la profondeur z , exprimée en m, de la couche : $r_d = 1 - 0,015 z$.

Quelques années plus tard et, compte tenu de données supplémentaires, Seed *et al.* (1975, 1983) ont exprimé le rapport τ_{av}/σ'_v en fonction d'une valeur corrigée de la valeur SPT et ont proposé de transposer leur critère, développé pour le SPT, au pénétromètre statique. Ils ont ainsi établi une courbe enveloppe délimitant un domaine dans le diagramme (τ_{av}/σ'_v , q_c), contenant l'ensemble des sites où la liquéfaction a été observée, applicable au sable ou au sable silteux pour des séismes de magnitude 7,5. Cette courbe est approchée par l'équation (2) :

$$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} \right)_l = \frac{q_c}{45} \quad (2)$$

où q_c est exprimée en MPa.

En dessous de cette courbe, il n'y a pas de liquéfaction alors qu'au-dessus il y a liquéfaction. Par ailleurs, des coefficients correcteurs ont été introduits par Corté (1982) pour exprimer l'influence de la magnitude sur la résistance à la liquéfaction.

Pour appliquer la démarche proposée par Seed *et al.*, il convient d'estimer le paramètre a_{max} . Comme il n'existe pas au Liban de carte sismotectonique figurant les intensités maximales ressenties, les épicentres, etc., on a procédé par analogie. On sait ainsi que le Liban a été soumis à des secousses sismiques. La dernière en date à avoir provoqué des destructions dans les constructions rurales (type A) est celle de 1956. Son intensité était de VI dans l'échelle MSK et sa magnitude de 5,6 dans l'échelle de Richter.

Les bâtiments prévus dans la Marina étant en béton armé bien structuré (type C), il faut donc que l'intensité de la secousse soit au moins de VII dans l'échelle MSK pour que ce type de bâtiment subisse des dommages légers, du premier degré. C'est à partir de cette valeur d'intensité que la vulnérabilité du bâtiment peut être déduite par l'application des règles de construction parasismique. Après discussion avec l'entreprise Khoury, il a été décidé d'évaluer le risque de liquéfaction du remblai pour une intensité de VIII dans l'échelle MSK. A cette intensité, il faut faire correspondre une valeur de l'accélération maximale a_{max} qui, d'après Willmore (cité par Davidovici, 1985) serait comprise entre 100 et 200 cm/s², soit un rapport a_{max}/g variant entre 0,1 et 0,2.

Pour l'Europe du Sud, la corrélation entre l'intensité VIII dans l'échelle MSK et l'accélération a_{max} implique une densité de probabilité de a_{max} égale à 1 pour $a_{\text{max}}/g = 0,30$, d'après Davidovici (1985).

Dans l'impossibilité de disposer de données locales, on a choisi avec l'approbation du Promoteur de mener les calculs pour $a_{\text{max}}/g = 0,2$ et $a_{\text{max}}/g = 0,1$. Dans ces conditions, le calcul montre que, dans la zone d'épaisseur des sables lâches de dragage, tous les niveaux sont pratiquement liquéfiables, que le rapport a_{max}/g soit égal à 0,2 ou à 0,1.

4

Choix de la méthode d'amélioration pour les remblais

Deux méthodes d'amélioration ont été utilisées : le vibrocompactage et le pilonnage intensif.

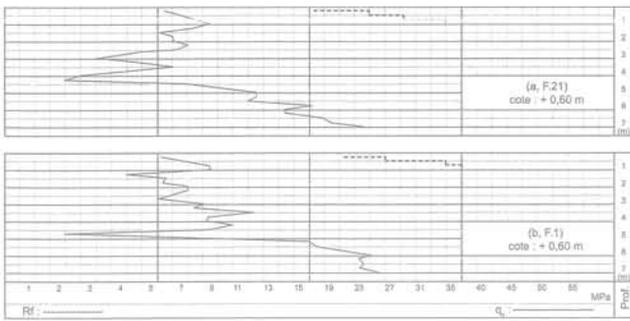


FIG. 7 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,7 m × 1,7 m (a, F.21) et une maille de 1,5 × 1,5 m (b, F.1).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.7 m × 1.7 m (a, F.21) and a grid of 1.5 m × 1.5 m (b, F.1).

Il convient de noter que, d'après l'entreprise Khoury, des dépôts de limon, inhérents à la technique du remblaiement hydraulique, auraient été fréquents à l'emplacement de cette parcelle, ce qui explique l'amélioration un peu moins marquée des caractéristiques du remblai.

Par ailleurs, certains sondages, réalisés près de la colonne de gravier et y pénétrant plus ou moins, ont donné des résistances de pointe très fortes, qui de ce fait ne sont pas représentatives de l'ensemble du terrain.

Sur la base de ces essais, il a été décidé de poursuivre le vibrocompactage sur le restant de la parcelle en adoptant une maille de 1,7 m × 1,5 m.

Deux semaines après la fin de l'opération, six sondages pénétrométriques de contrôle (série I) ont été

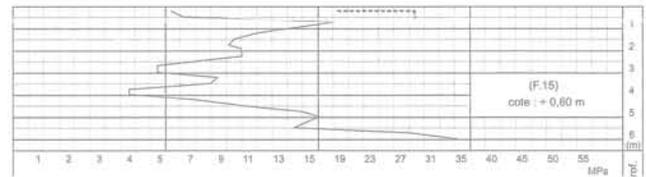


FIG. 8 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,5 m × 1,0 m (F.15).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.5 m × 1.0 m (F.15).

exécutés à la cote + 0,6 environ, c'est-à-dire après obtention d'un tassement apparent de 70 cm.

A l'exception d'un sondage qui montre à partir de 2 m de profondeur la présence de limon sur 3 m d'épaisseur, les résistances moyennes en surface sont supérieures à 8 MPa, une couche d'argile silteuse, de 1 m d'épaisseur et de résistance de pointe q_c égale à 3 MPa, étant parfois notée (Fig. 9).

On en a donc conclu que, par vibrocompactage et pour des épaisseurs de remblai de l'ordre de 8 m, le tassement maximal que l'on pouvait obtenir en surface avec le matériel choisi était compris entre 60 et 70 cm.

4.2

Compactage par pilonnage intensif

Le compactage par pilonnage intensif a été peu utilisé au Liban, du fait essentiellement de l'absence de projets importants nécessitant son utilisation pendant la guerre entre 1975 et 1990. Juste avant le début de cette période, en 1974, nous avons étudié avec Louis

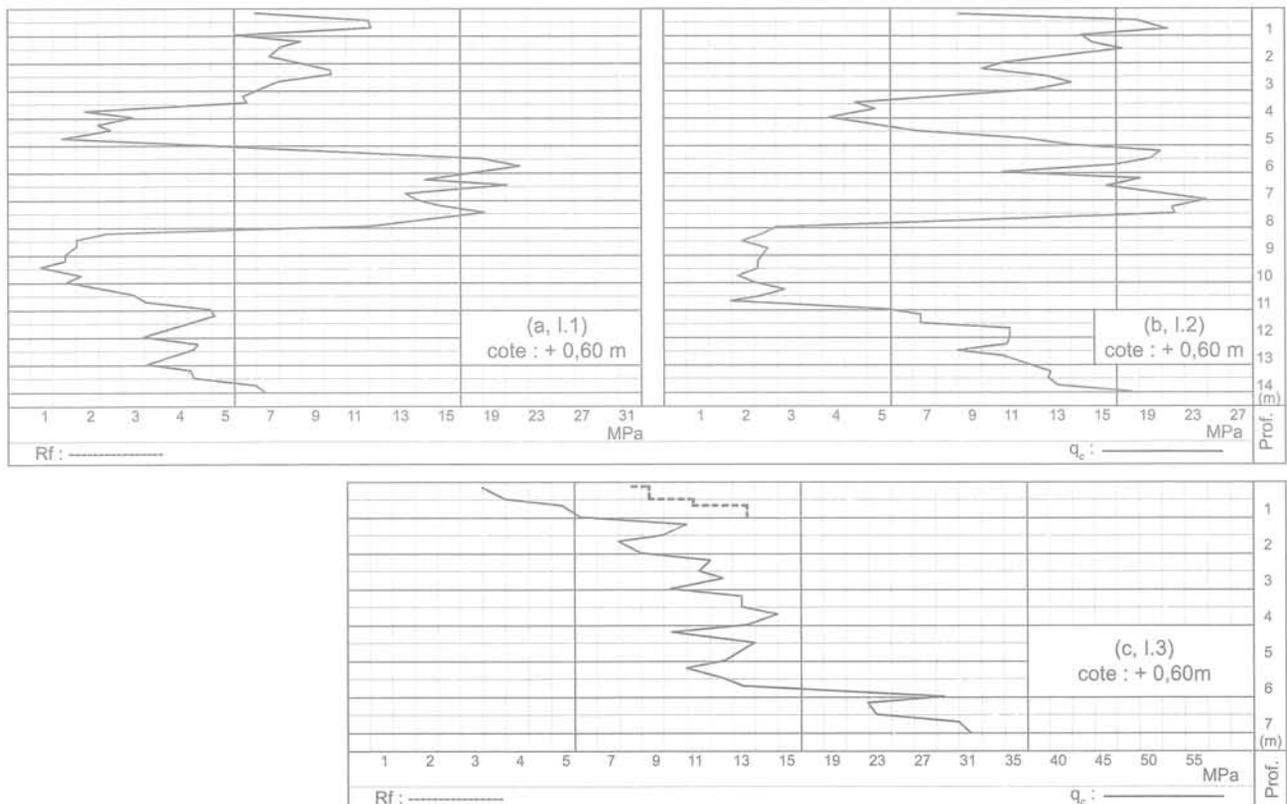


FIG. 9 Vibrocompactage : amélioration obtenue pour une maille de 1,7 m × 1,5 m (a, I.1).
 Vibro-compactation : improvement obtained for a grid of 1.7 m × 1.5 m (a, I.1).

Ménard la possibilité d'utiliser cette technique à l'usine de traitement des ordures ménagères à la Quarantaine dans Beyrouth. Mais le déclenchement des opérations militaires et la disparition brutale de Louis Ménard mirent fin à ce projet.

Plus tard, au cours de la guerre, en 1981, sur le site du centre balnéaire de Rimal, nous avons fabriqué un pilon de 80 kN chutant de 6 m à l'aide de grues de fortune. Le but était de compacter un remblai de 4 à 5 m d'épaisseur déversé sur une surface de 6 000 m² sur lequel devaient reposer la piscine olympique et les cabines. Ce traitement avait conduit à multiplier par 3 au moins le module initial moyennant un tassement en surface de 30 à 40 cm représentant une réduction de volume du remblai de l'ordre de 8 %. Il permit de réaliser des fondations superficielles chargées, en service, à 300 kPa.

Cette technique fut reprise lors de la construction d'un remblai entre Antelias et Dbayé. Les premières opérations de pilonnage furent ainsi réalisées avec le même pilon de 80 kN, ayant une aire d'impact de 2,25 m² et tombant une dizaine de fois de 8 m environ, en appliquant une énergie de 220 tm/m². Le tassement obtenu avec cette énergie était voisin de 60 cm.

Le résultat fourni par un essai pénétrométrique, réalisé près de S.1 (noté contrôle V/S.1(C.1), figure 10), a montré une amélioration certaine sur les trois mètres supérieurs mais la résistance de pointe ne s'éloignait pas beaucoup en profondeur de celle mesurée avant le compactage.

Il fut donc décidé d'utiliser un nouveau pilon, confectionné par l'Entreprise Khoury, ayant une masse de 220 kN et une aire d'impact de 4 m². Cette masse a été lancée une dizaine de fois de 10 m de hauteur jusqu'à

ce que son enfoncement atteigne une cote voisine de + 0,3 et des essais de contrôle ont été exécutés (Fig. 10). Ils sont repérés par les notations V/S1 (CC1) et V/S9 (C9). Ces essais ont montré que l'amélioration touchait maintenant 4 à 4,5 m en surface, mais qu'il restait entre 1 et 1,5 m de sable silteux plus ou moins lâche.

L'énergie de compactage a ensuite été augmentée pour atteindre la cote - 0,3 et à ce stade un sondage réalisé en P/C.6 a indiqué que le compactage avait fait passer la résistance de ce dernier mètre de sable silteux lâche à une valeur moyenne de 3 MPa, jugée acceptable (Fig. 11).

Le résultat ayant été concluant, il fut donc décidé d'atteindre la cote - 0,3 pour le remblai sableux.

Dans le même temps, on a mesuré la résistance du remblai en tout venant de carrière, au moyen du pénétromètre statique et par carottage avec essai pressiométrique Ménard. Du fait de la présence de blocs, trois des pénétrations réalisées à partir de la plateforme + 1,3 ont rencontré un refus à 2 m de profondeur, alors que le sondage par carottage exécuté à partir de la même cote montrait à ce niveau des pressions limites élevées, reflétant probablement la présence de ces blocs. Par ailleurs, au-delà de 4 m de profondeur, il a été impossible de réaliser le moindre essai à cause des éboulements qui se produisaient. Ces essais pressiométriques n'apportèrent donc pratiquement aucun résultat.

En revanche, les sondages pénétrométriques exécutés à partir de la cote + 0,3, c'est-à-dire après compactage (P1 et P2), ont montré que le remblai avait des caractéristiques moyennes à bonnes (Fig. 12), et que, de ce fait, une poursuite éventuelle du compactage jusqu'à la cote - 0,3 ne pouvait qu'améliorer encore les résultats obtenus.

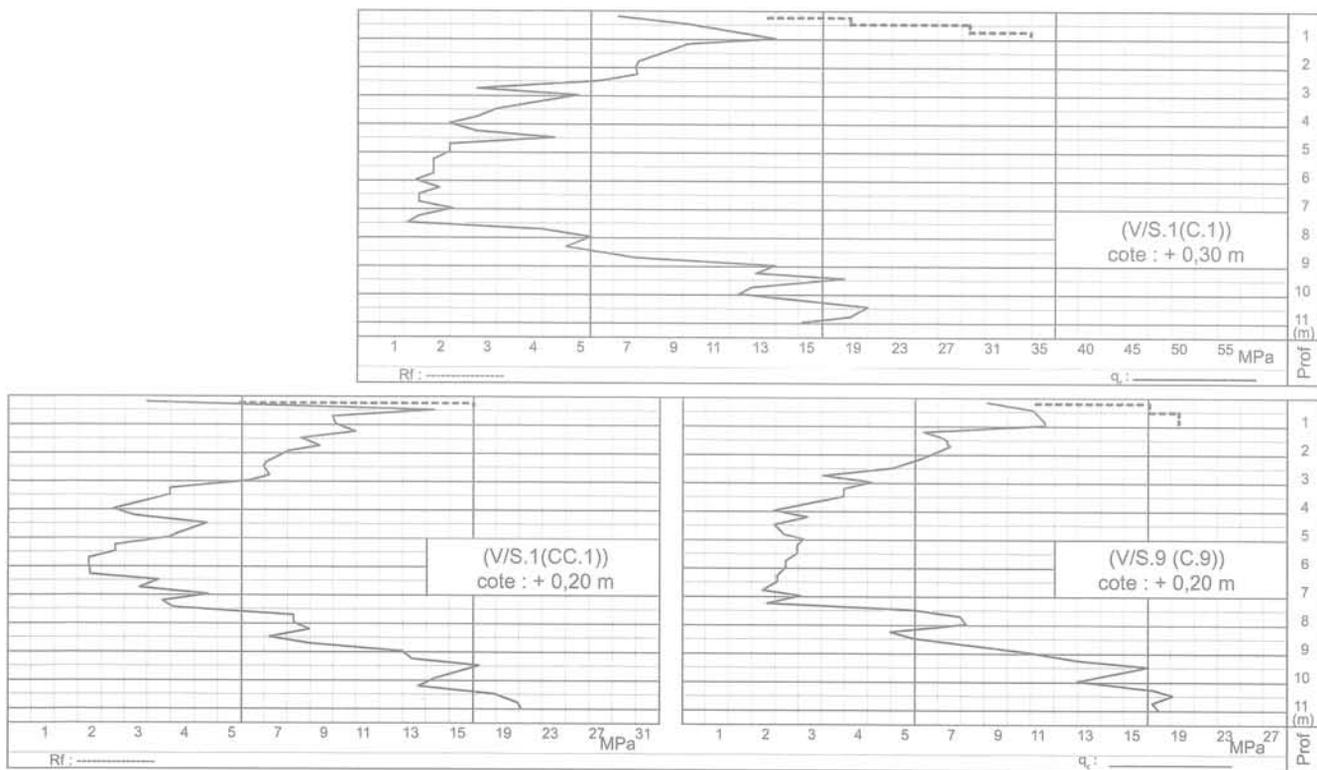


FIG. 10 Pilonnage intensif : amélioration obtenue avec un pilon de 80 kN chutant de 8 m (V/S.1(C.1)) et avec un pilon de 220 kN chutant de 10 m pour atteindre la cote + 0,3 (V/S.1(CC.1)) et (V/S.1(C.9)).
Dynamic compaction : improvement obtained with an 80 kN earth rammer falling from 8 m height (V/S.1(C.1)) and with a 220 kN earth rammer falling from 10 m to reach level + 0.3 (V/S.1(CC.1)) and (V/S.1(C.9)).

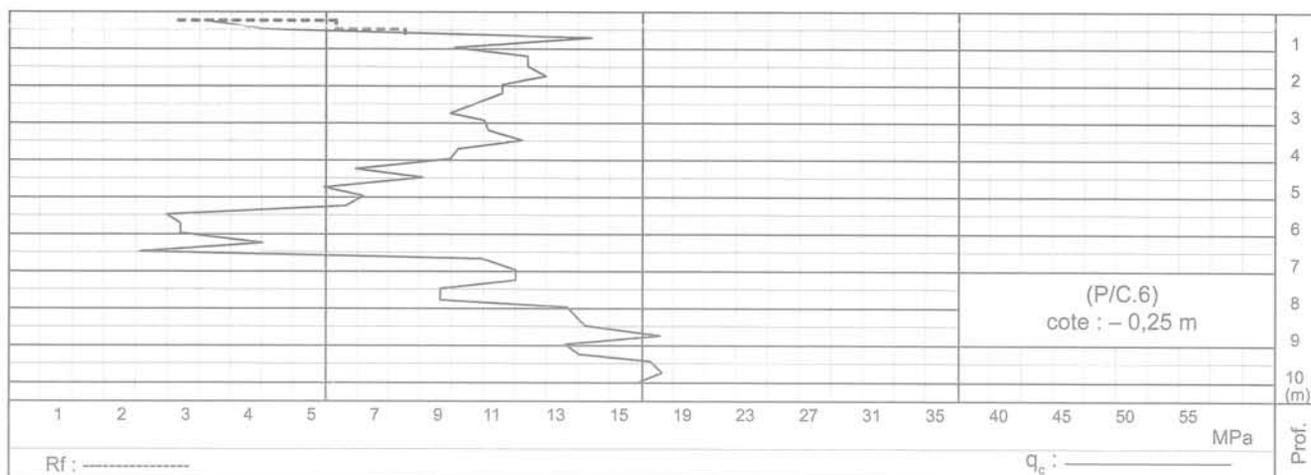


FIG. 11 Pilonnage intensif : amélioration avec un pilon de 220 kN chutant de 10 m pour atteindre la cote - 0,3 (P/C.6).
Dynamic compaction : improvement with a 220 kN earth rammer falling from 10 m to reach level - 0.3 (P/C.6).

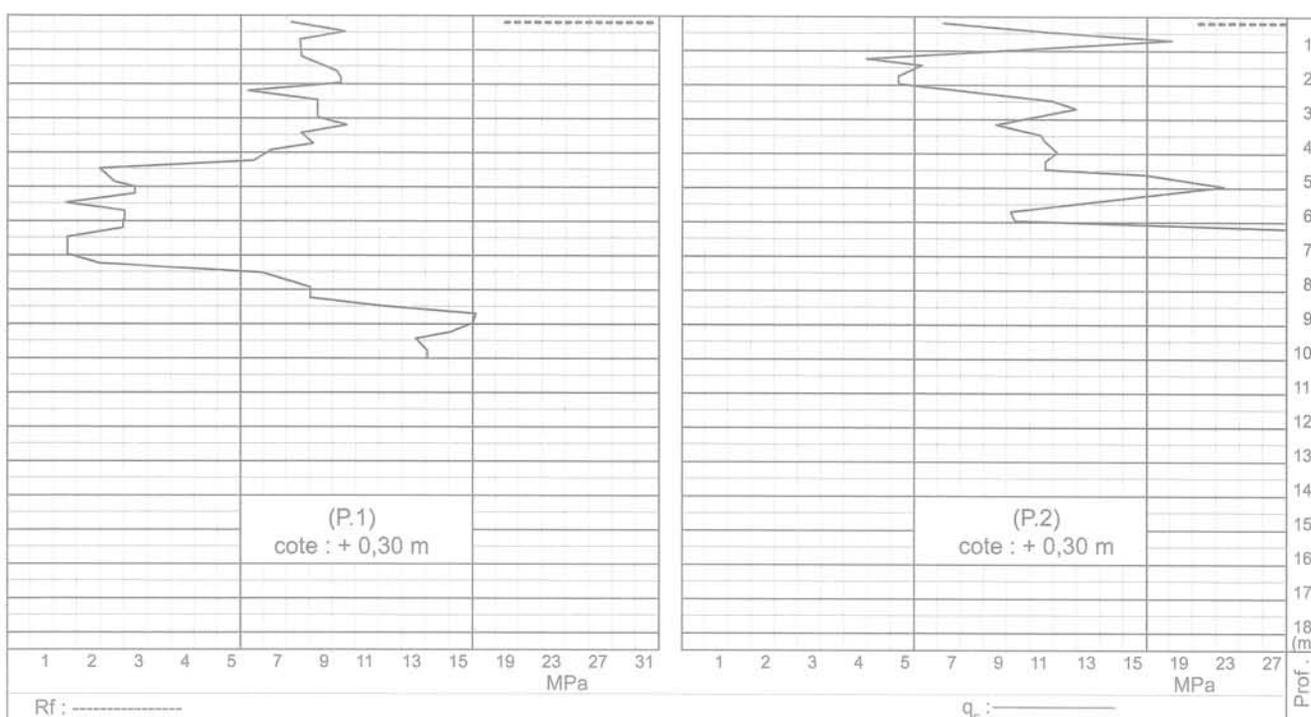


FIG. 12 Pilonnage intensif : amélioration dans le remblai de carrière (P.1) et (P.2).
Dynamic compaction : improvement in the quarries' fill (P.1) and (P.2).

Dans ces conditions, l'entreprise a décidé d'étendre à toute la parcelle concernée l'objectif à atteindre, c'est à dire la cote - 0,3 pour les zones sableuses et + 0,3 ou en dessous pour les zones en tout venant. On est ainsi parvenu à réduire de 1,6 m l'épaisseur du remblai, permettant à la résistance de pointe d'atteindre 12 à 15 MPa en surface et à réduire à 1 m au plus l'épaisseur du limon rencontré tout en augmentant sa résistance de pointe jusqu'à 4 MPa (Fig. 13).

4.3

Mode de vérification dans les enrochements

Si, dans le sable, le pénétromètre statique dynamique ANDINA a pu être utilisé, cet appareil s'est révélé inefficace quand il s'est agi de tester les enrochements.

Pour vérifier l'état de compactage de ces enrochements, on a estimé que l'enregistrement des paramètres de forage (notamment la vitesse d'avancement à pression constante sur l'outil) pouvait indiquer, au moins qualitativement, le degré de compactage. Pour cela, on a commencé par réaliser des diagraphies Lutz dans un remblai rocheux, à l'air, provenant de la même carrière. Les vitesses notées varient entre 150 et 250 m/h, celles obtenues en traversant un bloc étant comprises entre 10 et 20 m/h.

Au fur et à mesure que les éléments de rocher deviennent serrés, en fonction du degré de compactage, les vitesses précédentes décroissent et on constate, après dix chutes du pilon de 150 kN, des valeurs évoluant entre 50 et 100 m/h.

Par tranches de 30 cm de hauteur, on a évalué la fréquence des valeurs de vitesse de pénétration, notées jusqu'à 12 m de profondeur. Cette étude montre que :

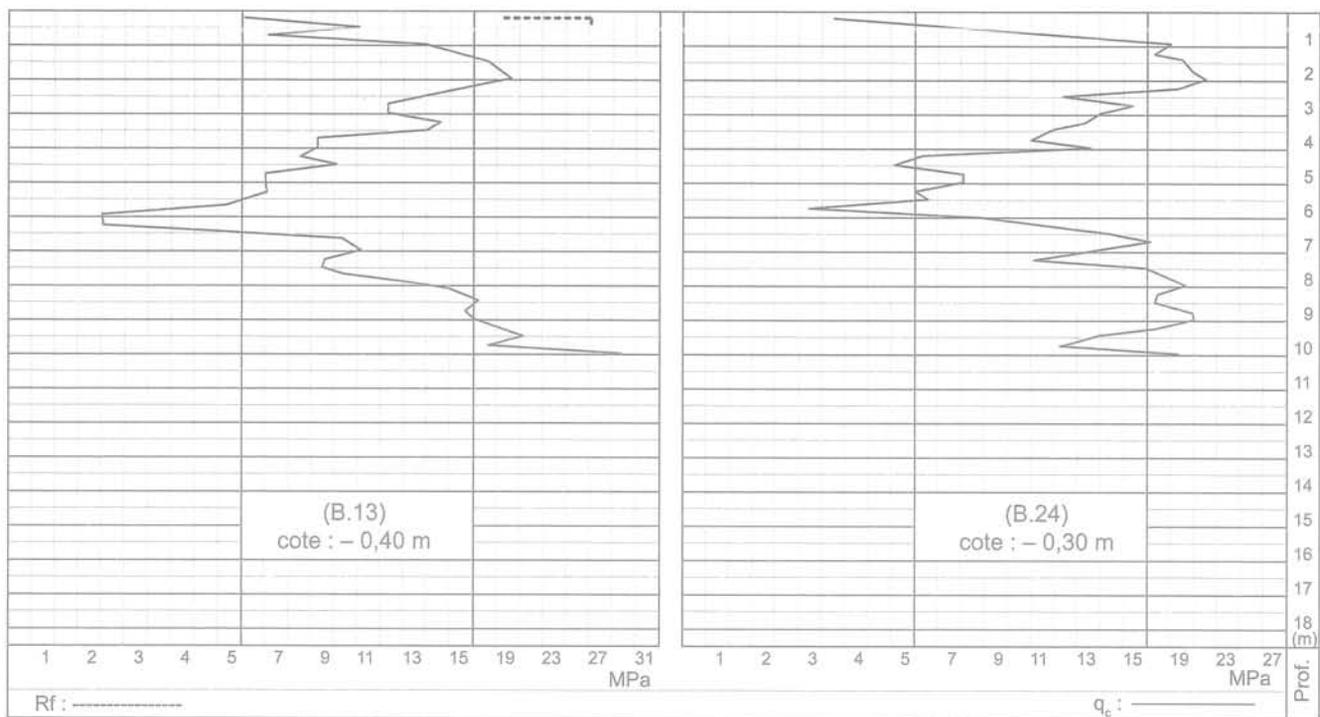


FIG. 13 Vibrocompactage et pilonnage intensif : amélioration obtenue après un tassement de 1,6 m (B.13) et (B.24).
Vibro-compaction and dynamic compaction : improvement obtained after reaching 1.6 m of settlement (B.13) and (B.14).

- les valeurs comprises entre 0 et 50 m/h représentent entre 7 et 20 % des valeurs obtenues ;
- celles comprises entre 50 et 100 m/h constituent 30 à 60 % des valeurs, cette dernière valeur étant notée proche de la surface et en profondeur ;
- celles comprises entre 100 et 150 m/h représentent 20 à 40 % des valeurs ;
- celles comprises entre 150 et 200 m/h représentent 15 à 30 % des valeurs ;
- celles comprises entre 200 et 250 m/h (argile ou sable) ne dépassent pas 5 %.

5

Validation des calculs avec des mesures de tassement en vraie grandeur

5.1

Estimation des modules de déformation Ménard

Les modules de déformation Ménard ont été estimés, à partir des résultats pénétrométriques statique ANDINA, de la manière suivante :

- pour les sables, la pression limite a été calculée à l'aide de la relation $p_l = q_c/12$ (CTRE, 1991) et on a considéré, pour les couches de surface, que le module de déformation E_M est égal à $15 p_l$, le coefficient de structure étant pris égal à 0,5 (CEGP, 1968) ;
- pour la couche de limon, la pression limite est égale à $q_c/6$ (CTRE, 1991), et le module E_M à $12 p_l$, le coefficient de structure étant égal à 0,5 (CEGP, 1968) ;

- au-delà de -16,5 m de profondeur, le module de déformation Ménard est pris égal à 50 MPa.

Le tassement total est ensuite calculé par la relation :

$$\omega = \frac{2qB_0}{qE_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c qB}{qE_c} \alpha \quad (3)$$

E_c est le module Ménard de la zone où domine la composante isotrope des contraintes et correspond à la moyenne harmonique des modules sur une épaisseur de sol égale à la demi-largeur du radier. E_d est le module Ménard correspondant à la zone où domine la composante déviatorique des contraintes ; son expression est donnée par :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left\{ \frac{1}{E_c} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right\} \quad (4)$$

$E_{p/q}$ est la moyenne harmonique des modules dans les couches p à q .

5.2

Étude de la parcelle 765

Sur la parcelle 765, traitée en premier par pilonnage intensif avec un tassement du remblai de 1,5 m, quatorze sondages pénétrométriques ont été exécutés : huit en septembre 1998 et six autres en janvier 1999, c'est-à-dire sept à onze mois après le traitement. Ils confirmèrent, d'une part, l'amélioration déjà apportée lors du pilonnage et, d'autre part, montrèrent que, par

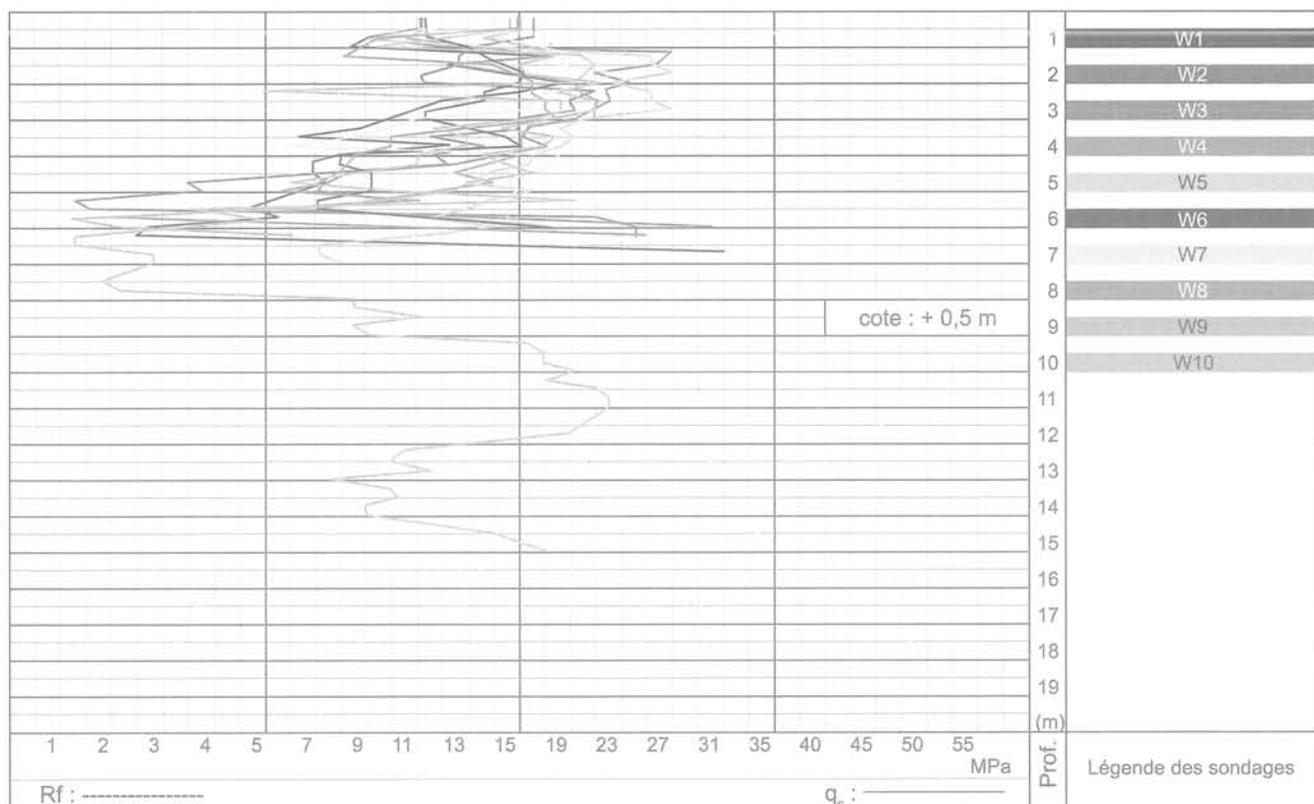


FIG. 14 Résultats regroupés de 10 sondages effectués sur la parcelle 765, vingt-cinq mois après le traitement (W.1 à W.14).
 Joined results of 10 soundings realized on plot 765, twenty-five months after treatment (W.1 to W.14).



FIG. 15 Évolution du tassement en fonction des contraintes appliquées.
 Evolution of the settlement in function of the applied loads.

rapport aux résultats déjà obtenus, la résistance avait augmenté avec le temps, mais sans que l'on ait trouvé de loi précise pour cette amélioration.

S'agissant de construire un immeuble d'habitation sur une surface de 30 m × 65 m reposant sur un radier de 1,2 m d'épaisseur, posé à la cote + 0,5, avec

deux sous-sols, un rez-de-chaussée et neuf étages, dix autres sondages au pénétromètre ANDINA ont été effectués, au droit de l'immeuble, juste avant le début des travaux, c'est-à-dire vingt-cinq mois après le traitement. Les résultats ont été regroupés sur la figure 14. Par ailleurs, les calculs de tassement basés

sur les modules de déformation Ménard montrèrent que l'on devait s'attendre à un tassement total moyen de 3 à 4 cm pour la coupe de sol décrite dans le tableau I. Les modules de déformation Ménard ont été obtenus par corrélation.

TABEAU I Modules de déformation Ménard E_M .
Parcelle 765.
Ménard deformation moduli E_M . Plot 765.

Profondeur (m)	+ 0,5 et - 1,5	- 1,5 et - 3,5	- 3,5 et - 4,5	- 4,5 et - 11,5	- 11,5 et - 15,5	- 15,5 et au-delà
E_M (MPa)	20	30	10	30	15	> 50

Cinq repères avaient été installés au pied de l'immeuble pour suivre le tassement avec la montée en charge. En réalité, les premières mesures n'ont vraiment commencé à être prises qu'après le coulage de la quatrième dalle.

L'évolution du tassement en fonction des contraintes appliquées est donnée sur la figure 15 où l'on a regroupé l'ensemble des mesures effectuées sur les cinq repères. Elle montre qu'à la fin de la construction de la structure, le tassement mesuré a varié, suivant les repères, entre 20 et 30 mm.

Après les finitions, quelques millimètres de tassement supplémentaires sont apparus confirmant le bien fondé des hypothèses faites sur les valeurs des modules retenus.

5.3

Étude de la parcelle 766

Sur la parcelle voisine 766, OTCE Liban a étudié un bâtiment de 12 étages construit sur un radier de 1,3 m d'épaisseur. Pour les calculs, ce radier a été assimilé à une plaque souple sur ressorts avec un module de réaction du sol de 6 MN/m^3 .

Là aussi, quinze sondages pénétrométriques ont été réalisés en 2002, 46 mois après la fin du traitement. Les résultats sont regroupés sur la figure 16. Les modules de déformation Ménard nécessaires au calcul du tassement sont indiqués dans le tableau II.

TABEAU II Modules de déformation Ménard E_M .
Parcelle 766.
Ménard deformation moduli E_M . Plot 766.

Profondeur (m)	+ 0,5 et - 2,5	- 2,5 et - 4,5	- 4,5 et - 5,5	- 5,5 et - 9,5	- 9,5 et - 11,5	- 11,5 et - 16,5	- 16,5 et au-delà
E_M (MPa)	15	11	8	20	10	20	> 50

D'après l'étude de OTCE, la contrainte maximale sous le radier aux états limites de service ne dépasse pas 0,25 MPa, ce qui est acceptable devant une capacité portante de service de 0,3 MPa, le tassement total prévisible étant de 35 mm.

Deux mesures faites au début et à la fin de la construction ont indiqué un léger tassement, de l'ordre de quelques millimètres. Une contre-expertise

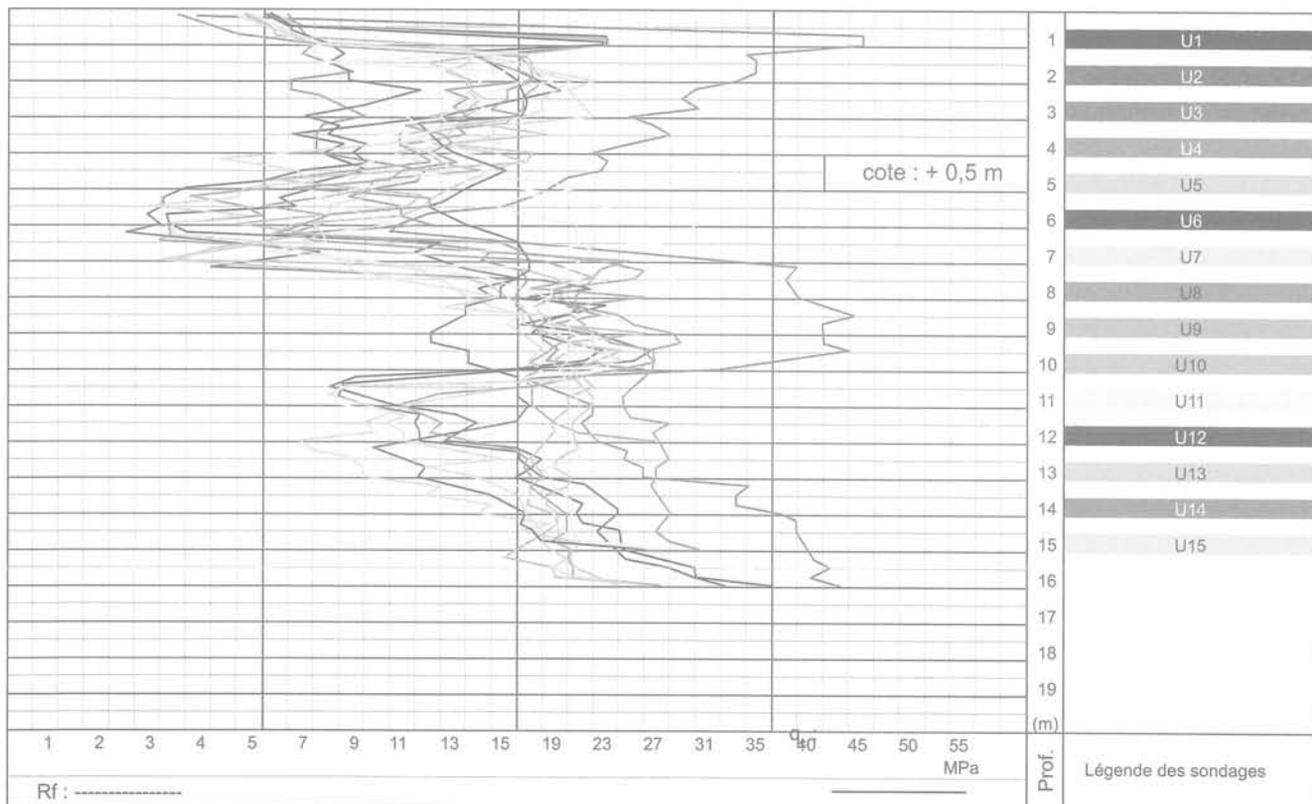


FIG. 16 Résultats regroupés de 15 sondages effectués sur la parcelle 766, quarante-six mois après le traitement (U.1 à U.15).
Joined results of 15 soundings realized on plot 766, forty-six months after treatment (UJW.1 to UJ.15).

en 2004, partant des coordonnées des repères posés en 2002, a montré que le tassement total variait entre 14 et 30 mm, c'est-à-dire de l'ordre du tassement prévu par les calculs.

6

Conclusion

L'amélioration obligatoire du remblai sableux hydraulique et du tout-venant obtenue en combinant les techniques du vibrocompactage et du pilonnage intensif a permis d'aboutir à un tassement voisin de 1,5 m pour ce remblai ayant 8 m d'épaisseur maximum, c'est-à-dire une réduction de volume de l'ordre de 20 %.

Cette réduction importante s'est traduite par une augmentation notable de la résistance de pointe et du module de déformation, empêchant de ce fait tout risque de liquéfaction pour une secousse sismique caractérisée par le rapport $a/g = 0,2$, valeur choisie compte tenu du contexte local.

Deux immeubles de douze étages fondés sur radier et construits sur ce sol amélioré ont accusé un tassement mesuré au plus égal à 30 mm, en très bonne concordance avec le résultat d'un calcul pressiométrique, les modules de déformation Ménard étant obtenus par corrélation à partir des valeurs de résistance de pointe q_c mesurées au pénétromètre statique ANDINA.

Bibliographie

- CEGP (Centre d'études géotechniques de Paris) – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Brochure D/60/67. Techniques Louis Ménard, 1968.
- Corté J.-F. – Liquéfaction et essais de pénétration SPT. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 122, 1982, p. 103-113.
- CTRE (Comité technique régional européen) n° 4 – Pressiomètres, utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe ; 1^{re} partie « Pressiomètre Ménard/Pressiomètre autoforeur ». A.A. Balkema, Rotterdam, 1991.
- Davidovici V. – Génie parasismique. Presses des Ponts et Chaussée, Paris, 1985.
- Sanlaville P. – Étude géomorphologique de la région littorale du Liban. Tome II, Publications de l'Université libanaise, Section des études géographiques, Beyrouth, 1977, p. 602-606.
- Seed H.B., Idriss I.M. – Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 97, n° SM9, 1971.
- Seed H.B., Idriss I.M., Arango I. – Evaluation of liquefaction potential of sand deposits based on observations of performance in previous earthquakes. J. Geotechn. Eng. Div., ASCE, vol. 109, n° 3, 1983, p. 458-484.
- Seed H.B., Mori K., Chan C.K. – Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands. Report n° EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.

