

Utilisation de corrélations (SPT/p_{LM} ou q_c/p_{LM})/ p_i pour le calcul du tassement

Correlations (SPT/p_{LM} ou q_c/p_{LM}) for Settlement Computation

J.B. Esta

Soil Mechanics Associates, Beyrouth, Liban

ABSTRACT : In many countries the soil survey is realized by executing boreholes and SPT test with a collection of more or less undisturbed samples. In Lebanon Soil Mechanics Associates has used the static penetrometer Andina since 1974. Moreover the two kinds of tests do not permit the calculation of a reliable settlement as indicated by Menard in his Notice D/60 when starting with PMT results. The author has often used correlations between SPT and cone resistance q_c related to the limit pressure p_{LM} and the deformation modulus E_M . In this publication the author presents three cases where the measured settlements are in total concordance with those obtained by correlations.

RÉSUMÉ: Dans beaucoup de pays les reconnaissances de sol se font par forage et essais SPT avec prélèvement d'échantillons plus ou moins remaniés. Au Liban Soil Mechanics Associates a beaucoup utilisé le pénétromètre Andina depuis 1974. Toutefois ces deux types d'essais ne permettent pas un calcul de tassement fiable comme celui indiqué par Ménard dans sa notice D/60 à partir des résultats des essais pressiométriques. L'auteur a souvent utilisé des corrélations pour passer du SPT et de la résistance de pointe q_c aux valeurs pressiométriques, pression limite p_i et module de déformation E_M . Dans cet article il présente trois cas où les tassements mesurés sont en parfaite concordance avec les tassements obtenus en utilisant ces corrélations.

MOTS CLES : Module Ménard, pression limite Ménard, Résistance en pointe, SPT.

KEY WORDS : Menard E-modulus, Menard limit pressure, cone resistance, SPT.

1 INTRODUCTION

Il est connu que l'essai in situ de sol le plus utilisé dans le monde, à savoir le SPT réalisé en général tous les 1.5m, est un essai dynamique de rupture.

Un autre essai, qui se répand de plus en plus, est l'essai pénétrométrique statique : C'est un essai à la rupture mais il a un double avantage, celui d'être quasi statique d'une part et de se faire d'une manière continue d'autre part : On y enregistre donc toutes les valeurs de rupture, cm par cm, et non tous les 1.5m.

Ces deux essais permettent donc, en principe, de bien définir la caractéristique de cisaillement du sol et donc sa contrainte limite. Par contre, pour calculer la compressibilité, différents subterfuges moyennant des corrélations, sont retenus.

Seul l'essai pressiométrique, introduit par Louis MENARD au début des années 50, permet de déterminer une caractéristique de cisaillement, la pression limite p_l , et une autre de compressibilité, le module de déformation E_M .

Louis MENARD a eu le mérite, de plus, dès 1962, de proposer dans sa notice D/60 (Réf 1) une méthode de calcul de tassement inédite : Quarante ans après, tous les textes européens notamment la notice éditée par la Société Internationale de Mécanique des Sols (Réf 3) reprennent le même calcul.

C'est que, dans la bibliographie, presque tous les articles, publiés pour comparer le tassement observé avec le tassement calculé par plusieurs méthodes, montrent que celui obtenu par la méthode MENARD est le plus proche du tassement observé.

Toutefois, un des désavantages de l'essai pressiométrique est lorsque l'on se trouve en dessous d'une nappe, et qui plus est, dans un milieu sableux : Le forage ne tient plus, il s'effondre, et l'essai ne peut être

réalisé qu'à l'abri d'un tube lanterné généralement introduit par battage : La courbe d'étalonnage, pression – variation de volume donnant la pression propre de déformation de l'ensemble membrane, gaine et tube fendu, est souvent, dans les milieux sableux plus ou moins lâches, du même ordre que la pression limite du sol.

Dans ces conditions, nous avons souvent utilisé le pénétromètre statique que nous possédons pour faire les essais sous l'eau et définir un module de déformation MENARD par corrélation. Il nous est même arrivé d'utiliser, sur des chantiers réalisés par d'autres, les valeurs SPT obtenues et de passer par corrélations à ce même module de déformation MENARD indispensable pour le calcul du tassement.

Beaucoup d'auteurs ont établi des corrélations entre N , q_c , p_l , E .

L'objet de cette publication est de montrer qu'avec les corrélations que nous avons retenues, le tassement mesuré en place montre une concordance exemplaire entre valeurs calculées et valeurs mesurées.

2 ELEMENTS DU CALCUL MENARD

2.1 Contrainte limite

Elle est définie par une pression limite équivalente égale à

$$p_l^e = \sqrt[2]{p_{l1} \times p_{l2}} \quad (1)$$

p_{l1} est la moyenne géométrique des valeurs de pression limite obtenues entre le niveau 0 de fondation et $-B/2$, B étant la largeur de la fondation.

p_{l2} est cette moyenne des valeurs de pression limite obtenues entre $-B/2$ et $-3B/2$.

2.2 Tassement

Il est donné par la relation

$$w = \frac{2qB_0}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c q B}{9E_c} \alpha \quad (2)$$

Dans laquelle

q est la contrainte moyenne verticale appliquée sur le sol

B₀ une largeur de référence égale à 60cm.

B la largeur de la fondation λ_d, λ_s des coefficients de forme fonction du rapport L/B

α un coefficient de structure introduit par Ménard, variable selon la nature du matériau et la valeur E/p_i obtenue au pressiomètre.

E_c est le module sphérique calculé comme étant la moyenne harmonique des modules obtenus entre le niveau 0 et – B/2.

E_d le module déviatorique défini par

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{E_c} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{E_{6/7/8}} + \frac{1}{2.5E_{9/16}} \right] \quad (3)$$

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

Comme on le voit il s'agit à chaque fois, de fixer α en fonction de la nature du sol et de calculer E_s et E_d à partir des valeurs obtenues au pénétromètre statique ou au SPT.

3 CAS PRÉSENTÉS

3.1 Appuis du pont sur le Naher El Maout

Il s'agit d'un pont à travées continues sur l'Entrée Nord de Beyrouth.

Les appuis sont au nombre de 23 et ils sont distants de 30m l'un de l'autre.

Des sondages, avec essais SPT et réalisation d'essai d'identification, ont été exécutés au droit de tous les appuis à partir du niveau de la route actuelle. Ils montrent la présence en surface d'un remblai dont l'épaisseur varie, suivant la cote des sondages, entre 3.5m et 5.0m surmontant un sol naturel en place constitué globalement par du gravier sableux ou du sable graveleux dont l'épaisseur varie entre 7m et 14m reposant sur une marne argileuse compacte à très compacte ou sur un marno calcaire dont l'épaisseur est grande.

Le niveau de l'eau se trouve pratiquement au contact entre le remblai et le sol naturel en place.

Les valeurs SPT mesurées dans le sable graveleux ou le gravier sableux varient entre 30 et 38 mais là où il existe des lentilles de sable argileux leur valeur est comprise entre 22 et 24.

Par ailleurs les valeurs SPT dans la marne varient entre 25 et 37.

Dans ces conditions, le niveau de la semelle est pratiquement celui du toit du sable graveleux c'est-à-dire au niveau du lit du fleuve actuel et, pour limiter le tassement à des valeurs faibles, le Bureau d'Etudes avait prévu de réaliser les fondations sur pieux.

Il convient de noter que le risque d'affouillement est très faible voire nul car ce fleuve a été depuis une vingtaine d'années canalisé en protégeant les parements par un mur en béton armé et le fond par un radier de 1m d'épaisseur au moins, la semelle étant en dessous du radier car encastrée d'au moins 1m et donc protégée.

Chaque appui transmet une charge statique égale au moins à 11000kN.

Au vu des résultats des essais, nous avons présenté une variante en fondations superficielles en adoptant comme semelle celle qui était prévue de coiffer les pieux prévus et calculé le tassement que cette charge pouvait générer par la méthode Ménard en se basant sur les données suivantes :

Graviers sableux E_M = 0.3N α = 1/4

Argile moyennement compacte N/pl = 40 E_M = 0.3N α = 2/3

Le tassement total obtenu est compris alors entre 1cm et 2cm, et le tassement mesuré n'a jamais dépassé 1cm.

3.2 Pont reliant Achrafie à Sin El Fil

La solution de base de ponts à deux niveaux dont les piles reposent sur des pieux de diamètre 1200mm et de longueur égale à 25m a été remplacée, pour des considérations économiques, par une variante en remblais dont la largeur est égale à 18m retenus par des murs en terre armée dont la hauteur peut atteindre 11.5m.

La reconnaissance complémentaire du sol a alors été faite au moyen du pénétromètre statique ANDINA. Elle a montré que le sol de fondation est constitué par une argile silteuse plus ou moins raide.

Plus précisément, la cohésion non drainée à court terme étant définie par c_u = q_c/10, la pression limite MENARD par la relation p_i = q_c/3 où q_c est la résistance de pointe statique pénétrométrique, et le module de déformation MENARD de cette argile normalement consolidée par la relation E_M = 10p_i, deux coupes de sol ont été définies :

La première entre la Corniche du Fleuve et la rue BADAOUI définie par

0 < Z ≤ 6m	c _u moyen = 140kPa
6m < Z ≤ 11m	c _u moyen = 51kPa
11m < Z ≤ 23m	c _u moyen = 200kPa
> 23m	c _u > 500kPa

La seconde entre la rue BADAOUI et la rue VARTAN

0 < Z ≤ 11m	c _u moyen = 38kPa
11m < Z ≤ 16m	c _u moyen = 155kPa
> 16m	c _u moyen > 350kPa

Dans ces conditions le calcul, par la méthode pressiométrique, du coefficient de sécurité au poinçonnement, montre qu'il varie entre 1.08 et 1.57 dans la première zone alors que dans la deuxième ce coefficient est compris entre 0.58 et 0.92.

Il fut donc décidé d'améliorer le sol de fondation en substituant au sol existant jusqu'à la nappe phréatique, c'est-à-dire sur 3m d'épaisseur, un remblai graveleux en prévoyant de plus des drains de sable de 12m de longueur chacun, de diamètre 35cm, réalisés au centre d'une maille de 2m x 2m, pour accélérer la vitesse de tassement de façon à ce que la majeure partie de ces tassements se produise en cours de travaux.

En effet, le calcul du tassement, d'après la méthode pressiométrique, bien adaptée ici car l'épaisseur de la couche compressible est de l'ordre de grandeur de la largeur du remblai, ce qui est loin de l'hypothèse de TERZAGHI, montre que ce sont les tassements sphériques, induits par les charges transmises entre 0 et 12m de profondeur, qui sont de loin les plus prépondérants, le tassement total variant entre 12cm et 22cm dans la première zone et entre 25cm et 39cm dans

la seconde zone, c'est-à-dire au total variant suivant les charges entre 37cm et 51cm.

Le tassement a alors été suivi en cours de montage.

Comme le montre le tableau I donnant les valeurs obtenues 18 mois après la mise en charge, le tassement total est très proche de celui calculé par la méthode pressiométrique, ses valeurs variant entre 31 et 46cm.

3.3 Premier immeuble réalisé sur le remblai gagné sur la mer, Marina Joseph Khoury

L'immeuble à construire est un immeuble d'habitation ; il s'étend sur une surface de 30m x 65m, repose sur un radier de 1.20m d'épaisseur et comporte deux sous sols, un rez de chaussée et neuf étages.

Le remblai est un sable graveleux dont le diamètre est compris entre 10 et 0.1mm avec un pourcentage passant à 80µ inférieur à 2%. Le d60 est compris entre 1mm et 2mm et le rapport d60/d10 est compris entre 5 et 10.

Des essais de cisaillement à la boîte montrent que, à l'état lâche saturé, l'angle de frottement interne est voisin de 26°, alors que, dans un état compact, cet angle peut atteindre 46°.

Ce remblai, à l'emplacement de l'Immeuble étudié, a une épaisseur de 8m à 9m. Il est caractérisé, avant amélioration, par une résistance de pointe statique variant entre 0.5MPa et 1.5MPa.

Il surmonte un sable silteux graveleux en place caractérisé par une résistance de pointe comprise entre 7MPa et 20MPa.

Le risque de liquéfaction étant certain, il a été décidé d'améliorer les caractéristiques du remblai, ici par un pilonnage intensif avec un pilon de 220kN et une aire de 4m² tombant de 20m, remplacé ensuite par un autre de 150kN tombant de 15m : L'épaisseur du remblai fut réduite de 1.6m permettant ainsi d'atteindre en surface une résistance de pointe variant entre 12MPa et 15MPa.

Pour estimer le tassement prévisible, on eut recours de nouveau à la méthode pressiométrique en adoptant les corrélations suivantes :

Pour le sable $p_1 = q_c/12$

Et pour les couches de surface $E_M = 15p_1$, $\alpha = 1/2$

Pour la couche de limon de 1m d'épaisseur,

$p_1 = q_c/6$ $E_M = 12p_1$, $\alpha = 1/2$

Au-delà de 17m de profondeur $E_M = 50MPa$.

Le tassement total prévisible, sur la base des modules de déformation MENARD définis dans le tableau II, était de 3 à 4cm.

Cinq repères ont été posés au pied de l'Immeuble pour suivre le tassement réel avec la montée en charge.

L'évolution du tassement comme donné sur la Fig 1 a montré que, suivant les repères, le tassement, à la fin de la construction de la structure, variait entre 20cm et 30cm. Quelques mm apparurent après les finitions confirmant le bien fondé des hypothèses.

Tableau I

Désignation	Repère	Tassement à la fin du chargement	Tassement 18 mois après la fin du chargement
Mur 4	C	22cm	31cm
Mur 4	E	34cm	46cm

Tableau II

Profondeur (m)	de +0.5 m à - 1.5 m	de - 1.5 m à - 3.5 m	de - 3.5 m à - 4.5 m	de - 4.5 m à - 11.5 m	de - 11.5 m à - 15.5 m	de - 15.5 m , et au delà
	1.5 m	3.5 m	4.5 m	11.5 m	15.5 m	
E_M (MPa)	20	30	10	30	15	50

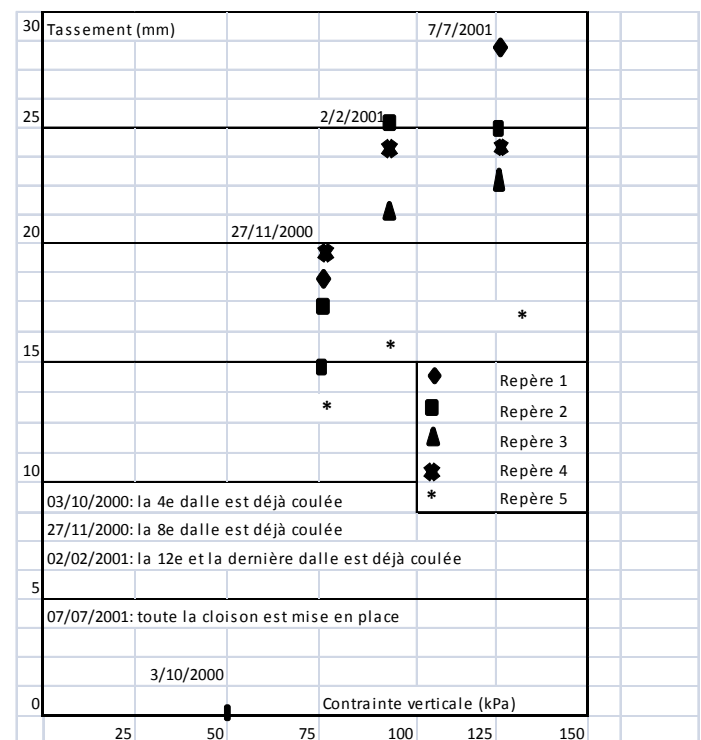


Figure 1 : Evolution du tassement en fonction des contraintes appliquées

4 CONCLUSIONS

A défaut de pouvoir réaliser des essais pressiométriques MENARD pour calculer les tassements d'ouvrages, il est possible de se rapprocher de valeurs réelles en se basant sur des corrélations entre les valeurs SPT ou celles de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique avec la pression limite p_l et le module de déformation MENARD E_M . A cet égard celles données dans la (Réf 3) semblent bien adaptées, les coefficients de structure α fonction de degré de consolidation étant le mieux définis par la notice D/60.

5 REFERENCES

- Le pressiomètre Louis Menard « Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations ». Notice Générale D/60.
- Delire, G. 1967. Tassement des constructions, C. R. No. 5, CSTC, Bruxelles
- Amar, S., Clarke, B., Gambin, M., Orr, T., 1991. The Application of PMT Results to Foundation Design in Europe, Balkema, Rotterdam.