

Analyse comparative des méthodes de calcul des pieux forés isolés à partir de l'essai SPT

A. BOUAFIA

*Maître de conférences
à l'Université de Blida
Algérie
48, rue Hassiba-Ben-Bouali
16016 Alger, Algérie
bouafia.ali@caramail.com*

Résumé

La littérature géotechnique est assez riche en méthodes de calcul de la capacité portante des pieux isolés forés dans le sable à partir de l'essai de pénétration standard SPT. Ces méthodes ont été essentiellement développées à partir de l'analyse empirique des essais de chargement statique vertical des pieux. Les prévisions de ces méthodes sont souvent contradictoires et rares sont les études comparatives pour l'évaluation de la qualité de prévision de ces méthodes à partir des expériences de chargement des pieux.

L'article se propose de contribuer à l'évaluation de quelques méthodes couramment utilisées en pratique, à travers une banque de données d'essais de pieux forés dans des sites sableux, en comparant les valeurs prédites de la charge verticale limite à celles interprétées de l'essai de chargement. Un classement de ces méthodes selon leur qualité de prévision a été proposé.

Mots-clés : essai SPT, pieu, foré, sable, essai de chargement, capacité portante, banque de données.

Comparative analysis of SPT based methods of design of single bored piles

Abstract

In geotechnical literature, several SPT-based methods of design of axial capacity of single bored piles in sand are available. These methods were mainly derived from empirical analyses of static vertical pile loading tests. Significant scatter is often noticed when comparing the predictions of these approaches. Such an aspect was rarely elucidated by comparative studies assessing the predictive capabilities of these methods from the experimental evidences of pile loading tests.

The paper is aiming at contributing to evaluate some commonly used approaches in practice by the analysis of a database of loading tests of bored piles in sandy soils by comparing the predicted vertical limit loads to the ones experimentally interpreted. These methods were ranked with respect to their quality of prediction.

Key words : SPT test, pile, bored, sand, pile loading test, bearing capacity, database.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2004.

NOTATIONS

A_b	:	aire de la section droite de la pointe
B	:	diamètre du pieu
D	:	fiche du pieu dans le sol
N_m	:	nombre de coups mesurés pour une pénétration de 30 cm
N	:	nombre de coups après d'éventuelles corrections
N_p	:	nombre de coups équivalent en pointe
n_s	:	facteur de frottement latéral
K_s	:	facteur de portance à partir de l'essai SPT
P	:	périmètre d'une section courante du pieu
Q	:	effort vertical appliqué
Q_l	:	effort vertical limite
Q_p	:	effort limite mobilisé en pointe de pieu
Q_s	:	effort limite mobilisé par frottement latéral
q_{pH}	:	résistance en pointe de pieu selon Hansen
q_p	:	résistance en pointe du pieu selon Hansen
q_s	:	contrainte de frottement latéral sur le fût
q_0	:	contrainte verticale effective initiale en pointe
β	:	coefficient de la méthode de Burland
φ	:	angle de frottement du sable
η	:	coefficient de correction de l'effort limite
ρ	:	rapport effort limite calculé sur effort limite expérimental
ξ	:	facteur de l'effort de taille de Meyerhof

1

Introduction

Le calcul de la capacité portante des pieux chargés verticalement est une tâche assez complexe vu les incertitudes inhérentes liées au comportement du sol autour du pieu, ainsi qu'à la détermination des paramètres requis de calcul.

La littérature géotechnique est assez riche de méthodes de calcul de la capacité portante des pieux isolés forés dans le sable à partir de l'essai de pénétration standard SPT. Ces méthodes sont en général issues de la corrélation entre résultats d'essais de chargement vertical des pieux et ceux de l'essai SPT, et s'inscrivent ainsi dans une logique purement empirique. Jusqu'à maintenant, il n'existe pas, à notre connaissance, une théorie permettant d'interpréter cet essai, en dépit d'une riche littérature traitant de ses performances dans les projets géotechniques. Cette diversité de méthodes est parfois une source de perplexité pour les ingénieurs du fait que les prévisions de capacité portante sont souvent divergentes, ce qui est probable-

ment dû au caractère local de ces corrélations faites d'ailleurs dans un contexte géologique donné.

L'essai SPT, très bien adapté à la caractérisation des massifs sableux, s'est octroyé une place importante dans les projets géotechniques sur les continents américain et asiatique. Outre les avantages généraux des essais *in situ*, notamment la simplicité, la rapidité et le faible coût, cet essai permet d'extraire des échantillons remaniés des couches du terrain. Cependant, cet essai ne jouit pas en France de la même réputation que les essais pressiométrique et de pénétration statique, et il est ignoré dans les règles techniques françaises de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (CCTG-93, fascicule 62, titre V). Le DTU 13.2, applicable aux fondations profondes des bâtiments, ne recommande aucune méthode de calcul et appelle à la prudence envers la diversité des formules de calcul.

Cette étude fait partie d'un programme de recherche sur le comportement des pieux forés aux Émirats arabes unis. Elle a pour objectif de présenter d'une part les méthodes courantes de calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT, et d'autre part les résultats d'une comparaison des prévisions faites à l'aide de ces méthodes avec les charges limites observées, à partir d'une banque de données de 50 essais de chargement de pieux forés dans 27 sites sableux légèrement limoneux aux Émirats arabes unis. Par la suite, un classement de ces méthodes, pour les sites étudiés, a été proposé selon un critère basé sur leur qualité de prévision.

2

Présentation des méthodes de calcul

2.1

Classification des méthodes

Les méthodes d'évaluation de l'effort vertical limite peuvent être classées dans deux grandes catégories :

– Les méthodes empiriques où la résistance en pointe q_p est couramment supposée proportionnelle au nombre représentatif des coups N_p dans la zone mobilisée autour de la pointe, et telle que :

$$q_p = K_s \cdot N_p \quad (1)$$

K_s est le facteur de portance du SPT et a la dimension d'une contrainte.

La contrainte limite q_s du frottement latéral le long du pieu est supposée proportionnelle au nombre N à l'interface sol/pieu, à la profondeur étudiée :

$$q_s = n_s \cdot N \quad (2)$$

n_s est le facteur de frottement latéral et a la dimension d'une contrainte.

– Les méthodes semi-empiriques issues de l'adaptation de certaines méthodes classiques de capacité portante aux observations expérimentales des pieux. On cite à ce titre, la méthode de Hansen (1970) pour la résistance en pointe combinée à celle de Burland (1973) pour le frottement latéral.

L'effort vertical limite Q_l sur un pieu circulaire de diamètre B et de fiche D est usuellement calculé à par-

tir des termes de pointe Q_p et de frottement latéral Q_s supposés découplés, comme suit :

$$Q_I = Q_p + Q_s = q_p \frac{\pi \cdot B^2}{4} + \pi \cdot B \cdot \int_0^D q_s \cdot dz \quad (3)$$

2.2

Méthodes empiriques

2.2.1

Aoki et Velloso (1975)

Aoki et Velloso ont montré, à partir de leurs études sur les pieux, que le facteur K_s dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu. Les valeurs suggérées de K_s , résumées dans le tableau I, montrent que la rugosité d'interface sol/pointe n'intervient pas dans la résistance. Le nombre N_p à introduire dans cette formule est la moyenne des trois valeurs de N les plus proches de la pointe. Le facteur n_s du frottement latéral, résumé au tableau II, dépend de la nature du sol et du type de pieux et varie de 1 à 5 kPa.

2.2.2

Bazaraa et Kurkur (1986)

Bazaraa et Kurkur (1986) ont présenté une étude originale basée sur l'expérience d'essais de chargement des pieux en Égypte. Ils distinguent plusieurs catégories de pieux, comme le montre le tableau I. Le nombre N_p est défini identiquement à Van der Veen (1957), comme étant une moyenne arithmétique des valeurs de N sur une zone s'étalant de $3,75 B$ au-dessus de la pointe, à $1B$ au-dessous, sans toutefois dépasser une valeur moyenne maximale de 50 coups.

Les valeurs du facteur n_s sont résumées au tableau II. Pour les sols pratiquement homogènes, les auteurs recommandent de prendre dans le calcul du frottement latéral q_s une valeur moyenne du nombre N le long du pieu.

2.2.3

Decourt (1982)

Decourt (1982) a proposé une méthode d'évaluation de la résistance en pointe dans les sols, avec un facteur K_s récapitulé au tableau I pour les pieux forés, en béton préfabriqué, les pieux Franki ou les pieux Strauss. La valeur de N_p représentative n'a pas été précisée. Le facteur de sécurité suggéré est de 4 pour la résistance en pointe.

Le frottement latéral dans les sables, limon et argiles est calculé comme suit :

$$q_s = 10 \times (N/3 + 1) \text{ en kPa} \quad (4)$$

Le nombre N à introduire dans cette expression doit être entre 3 et 15 pour les pieux préfabriqués, pieux Franki et les pieux Strauss, et ne dépassant pas 50 pour les pieux forés. Le coefficient de sécurité suggéré est de 1,30 (Poulos, 1989 ; Bandini et Salgado, 1998).

TABLEAU I Valeurs du facteur de portance K_s dans les sables.

Values of bearing capacity factor K_s for sands.

N°	Méthode	K_s (kPa)		Remarques
1	Aoki-Velloso (1975)	286	Sable	Pieux forés
		228	Sable limoneux	
		171	Sable argileux	
		571	Sable	Pieux en béton préfabriqué
		457	Sable limoneux	
		343	Sable argileux	
		571	Sable	Pieux en acier
		457	Sable limoneux	
343	Sable argileux			
2	Bazaraa-Kurkur (1986)	B ≤ 0,5 m : $K_s = 200$ B > 0,5 m : $K_s = 400 \times B$ (B en m)		Pieux battus ou injectés sous haute pression
		B ≤ 0,5 m : $K_s = 135$ B > 0,5 m : $K_s = 270 \times B$ (B en m)		Pieux forés
3	Decourt (1982)	400		Sable
4	Lopes-Laprovitera (1988)	98,4		Sable
		87,0		Sable limoneux
		87,0		Sable argileux
5	Meyerhof (1976)-CGS (1985)	120		Pieux forés
		400		Pieux battus
6	Shioi-Fukui (1982)	100		Pieux forés
		300		Pieux battus
7	Reese-O'Neill (1989)	0,5 < B < 1,27 m : $K_s = 60$ B ≥ 1,27 m : $K_s = 76/B$		Pieux forés
8	PHRI (1980)	400		Pieux battus
9	Robert (1997)	115		Pieux forés
		190		Pieux battus
10	Yamashita <i>et al.</i> (1987)	150		Pieux coulés sur place $q_p < 7,5$ MPa
11	Martin <i>et al.</i> (1987)	450		Pieux battus avec pointe fermée

2.2.4

Lopes et Laprovitera (1988)

Lopes et Laprovitera ont étudié des essais de chargement des pieux forés et ont proposé de modifier la méthode d'Aoki et Velloso. Le nombre N_p est une moyenne arithmétique des valeurs de N entre $-B$ et $+B$ de part et d'autre de la pointe.

2.2.5

Meyerhof (1983)-CGS (1985)

Meyerhof a proposé une méthode dans laquelle le facteur de portance dans le sable dépend de l'élan-

TABEAU II Valeurs du facteur de frottement latéral n_s dans les sables.
Values of skin friction n_s for sands.

N°	Méthode	n_s (kPa)	Remarques
1	Aoki-Velloso (1975)	2,00	Sable
		2,28	Sable limoneux
		2,57	Sable argileux
		4,00	Sable
		4,56	Sable limoneux
		5,14	Sable argileux
		4,00	Sable
		4,56	Sable limoneux
		5,14	Sable argileux
2	Bazarrá-Kurkur (1986)	$B \leq 0,5 \text{ m} : n_s = 2,20$ $B > 0,5 \text{ m} : n_s = 4,40 \times B$ (B en m)	Pieux battus ou injectés sous haute pression
		$B \leq 0,5 \text{ m} : n_s = 0,67$ $B > 0,5 \text{ m} : n_s = 1,34 \times B$ (B en m)	Pieux forés
3	Decourt (1982)	$q_s = 10 \times (N/3+1)$ en kPa	Sable
4	Lopes-Laprovitera (1988)	1,62	Sable
		1,94	Sable limoneux
		3,06	Sable argileux
5	Meyerhof (1976) CGS (1985)	1,00	Pieux forés
		2,00	Pieux battus
6	Shioi-Fukui (1982)	1,00	Pieux forés
		2,00	Pieux battus
7	Wright-Reese (1979)	3,30	Pieux forés
8	PHRI (1980)	2,00	Pieux battus
9	Robert (1997)	1,90	Pieux forés
		1,90	Pieux battus

ment du pieu, de son mode de mise en place et de la présence ou non d'une nappe phréatique. Le tableau I résume les valeurs du facteur de portance pour des pieux ayant un élancement $D/B > 10$. Le facteur de sécurité suggéré par Meyerhof est de 3 pour la résistance en pointe. Le nombre N_p à introduire dans le calcul est une moyenne arithmétique des nombres N dans une zone entre $8B$ au-dessus de la base et $3B$ en dessous, corrigée par l'effet du poids des terres (Bowles, 1997).

En cas de terrain submergé par une nappe phréatique, il est recommandé de diviser ces facteurs par 2. Pour des pieux dont le diamètre varie entre $0,50$ et 2 m , Meyerhof propose de tenir compte d'un effet de taille sur la résistance en pointe, en la réduisant par un facteur ζ tel que :

$$\zeta = \left(\frac{B + 0,5}{2B} \right)^n \quad (5)$$

$n = 1, 2$ ou 3 selon que le sable est lâche, moyennement

dense ou dense respectivement. B doit être exprimé en m (Bandini et Salgado, 1998). Pour des pieux battus dans le limon, Meyerhof propose d'adopter une valeur de K_s égale aux deux tiers de celle du sable.

Meyerhof (1976), et par la suite le code canadien CFEM-85, ont suggéré de prendre n_s égal à 2 kPa pour les pieux battus dans les sables ou limons, et à 1 kPa pour les pieux forés dans les sables. Cette méthode consiste à calculer un frottement latéral moyen le long du pieu, en introduisant dans le calcul une moyenne arithmétique de N .

Selon Cassan, dans les sables submergés, il faut diviser ces facteurs par 2, sans préciser s'il y a lieu de corriger les valeurs de N sous la nappe d'eau par l'effet de nappe (Cassan, 1978).

9.2.6

Shioi et Fukui (1982)

Cette méthode est couramment utilisée au Japon. Pour les pieux forés dans le sable, le facteur de portance K_s est de 100 kPa . Pour les pieux battus, ce facteur dépend de l'élancement D/B , D étant la fiche du pieu dans la couche porteuse, et prend la forme suivante pour $D/B < 5$ (Poulos, 1989) :

$$K_s = 100 \times (1 + 0,4 \times D/B) \leq 300 \quad (6)$$

La valeur maximale de K_s correspond en fait à un élancement plus grand que 5 dans la couche porteuse. Pour les pieux tubulaires ouverts en pointe et battus, le facteur de portance recommandé est :

$$K_s = 60 \times D/B \leq 300 \quad (7)$$

9.2.7

Reese-O'Neill (1989)

L'interprétation des essais de chargement des gros pieux forés dans le sable a conduit les auteurs à suggérer que le facteur de portance soit égal à 60 kPa pour des diamètres entre $0,52 \text{ m}$ et $1,20 \text{ m}$ et des valeurs de N entre 5 et 60. La valeur de q_p doit être limitée à $4,5 \text{ MPa}$. Le nombre N_p représentatif est une moyenne arithmétique sur une zone de 2 diamètres sous la pointe du pieu. Pour des gros pieux avec $B \geq 1,27 \text{ m}$, le facteur de portance est à calculer comme suit :

$$K_s = 76,2/B \text{ en kPa, } B \text{ est à exprimer en mètres} \quad (8)$$

Wright et Reese (1979) ont recommandé de prendre n_s égal à $3,3 \text{ kPa}$ pour les pieux forés dans le sable (Poulos, 1989).

9.2.8

Institut PHRI (1980)

Le règlement japonais des ports TSPHF (*Technical Standards for Ports and Harbors Facilities*) recommande la formule suivante pour les pieux battus dans les sols sableux :

$$Q_1 = K_s \cdot N_p \cdot A_b + n_s \cdot N_s \cdot P \cdot D \quad (9)$$

avec $K_s = 400 \text{ kPa}$ et $n_s = 2 \text{ kPa}$.

Le nombre N_p est calculé comme suit :

$$N_p = (N_1 + N_2)/2 \quad (10)$$

$N_1 = \min(N \text{ à la pointe du pieu, moyenne des nombres } N \text{ sur une zone de } 2B \text{ sous la pointe})$ (11)

N_z = moyenne arithmétique des nombres N sur une zone de 10B au-dessus de la pointe (12)

Dans les sables fins ou des sables limoneux saturés et ayant des valeurs mesurées N_m plus grandes que 15, celles-ci doivent être corrigées par la formule de Terzaghi pour tenir compte de l'effet d'absorption de l'énergie de battage par l'eau interstitielle :

$$N = 15 + \frac{N_m - 15}{2} \quad (13)$$

2.2.9

Robert (1997)

Suite à l'analyse d'une trentaine d'essais de chargement de pieux de différents types dans le sable, Robert a proposé des valeurs empiriques à K_s et n_s pour les pieux forés et battus, récapitulés aux tableaux 1 et 2 respectivement.

2.2.10

Yamashita *et al.* (1987)

Les auteurs ont proposé pour les pieux coulés sur place dans les sols pulvérulents de prendre K_s égal à 150 kPa, tout en limitant la résistance en pointe à 7,5 MPa (Poulos, 1989).

2.2.11

Martin *et al.* (1987)

Martin *et al.* ont proposé de prendre un facteur K_s égal à 450 kPa pour les pieux battus dans le sable et mobilisant un déplacement important du sol, tels que les tubes fermés en pointe. Le nombre N_p est une valeur moyenne dans la zone de rupture locale, l'étendue de cette dernière n'étant pas précisée (Poulos, 1989).

Le tableau I montre que les valeurs du facteur K_s dans le sable, proposées par les différentes méthodes, sont disparates et varient de 60 à 570 kPa. En outre, les valeurs du facteur n_s varient selon le tableau 2, de 1,0 à 3,5 kPa, ce qui se traduit par un rapport des frottements latéraux prévus par ces méthodes, variant environ du simple au triple. A titre indicatif, à la base des corrélations existant entre le pressiomètre et le SPT dans les formations sableuses assez homogènes, on peut estimer un ordre de grandeur du facteur K_s à partir du facteur K_p de résistance en pointe selon le fascicule 62 titre V. Selon Cassan (1978) et Bustamante (1989) le rapport P/N se situe couramment dans les sables entre 50 et 70 kPa. Le facteur K_p varie de 1 à 1,2 pour les pieux forés dans les sables et graviers, ce qui donne pour K_s une plage de 50 à 85 kPa. Ces valeurs sont assez faibles par rapport à l'ensemble des méthodes exposées ci-dessus.

2.3

Méthodes semi-empiriques

Au cours de cette étude, la possibilité d'adaptation d'une méthode théorique aux résultats expérimentaux a été envisagée. La méthode généralisée de capacité portante d'une fondation enterrée due à Hansen (1970)

a été adoptée pour l'évaluation de la résistance en pointe, comme suit :

$$q_p^H = N_q^s \cdot s_q \cdot d_q \cdot q_0 \quad (14)$$

q_0 est la contrainte verticale effective initiale au niveau de la base du pieu ; N_q^s est le facteur de capacité portante d'une semelle continue selon la théorie de Hansen, fonction de l'angle de frottement ϕ et corrigé par les facteurs de forme s_q et de profondeur d_q (Bowles, 1997). Ce dernier tend asymptotiquement vers une valeur constante pour les grandes fiches D , conformément au concept de profondeur critique pour la résistance en pointe.

Le frottement latéral est calculé avec la méthode β due à Burland (1973), applicable aussi bien pour les sables que pour les argiles saturées. Il s'agit d'une méthode qui a été validée par des expériences de chargement des pieux (Bowles, 1997). Les contraintes à l'interface sol/fût du pieu sont supposées être à l'état K_0 et on déduit le frottement latéral par la relation :

$$q_s = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad (15)$$

δ est l'angle de frottement de l'interface sol/fût dépendant de la rugosité de surface du fût. Il varie usuellement entre 15° et 25° et peut être pris en pratique égal à une fraction de l'angle de frottement interne ϕ (Poulos et Davis 1980 ; Bowles 1997). La surface sol/fût a été supposée mi-rugueuse et l'angle δ a été pris égal à 0,75x ϕ .

K_0 est le coefficient des pressions des terres au repos, évalué usuellement comme suit :

$$K_0 = (1 - \sin \phi) \cdot (\text{OCR})^{1/2} \quad (16)$$

OCR est le rapport de surconsolidation du sable ou de l'argile. Ce facteur est à l'heure actuelle difficile à évaluer vu la difficulté d'extraction des échantillons sableux intacts reflétant l'histoire des contraintes, mais il peut être estimé à partir des corrélations empiriques avec les essais *in situ*. Pour des raisons de simplicité, ce facteur a été pris dans cette étude égal à 1 (sable normalement consolidé).

L'abaque $\phi - N$ de Peck *et al.* (1973), couramment utilisé, a servi pour l'estimation de l'angle de frottement ϕ requis. L'allure sensiblement linéaire de cet abaque pour N inférieur à 55 coups, peut être décrite par :

$$\phi^\circ = 27,560 + 0,274 \times N \quad (17)$$

Conformément à Vesic (1970), le frottement latéral q_s n'augmente pas indéfiniment avec la profondeur. Au-delà d'une profondeur critique de 10 à 20 diamètres, q_s devient constant et il est alors recommandé de le limiter à 110 kN/m² pour les sables très denses. Cette limitation, en accord avec le DTU-13.2 qui recommande un plafond de 120 kN/m², a été adoptée dans cette étude.

L'effort vertical limite théorique, calculé à partir de l'équation 3 en introduisant les équations 14 et 15, a été comparé à celui obtenu expérimentalement, ce qui a permis de définir un coefficient de correction η égal au rapport entre le l'effort limite théorique et l'effort limite expérimental. Il a été constaté que ce coefficient varie peu avec l'élanement des pieux, mais augmente avec le nombre N_p , comme l'illustre la figure 1. L'allure du nuage des points paraît fluctuer raisonnablement autour d'une droite.

Il est à noter que la valeur représentative N_p en pointe a été définie comme étant la moyenne des valeurs de N situées entre 2B au-dessous de la pointe et 0,5B au-dessus. Pour 87 % des pieux étudiés, le coeffi-

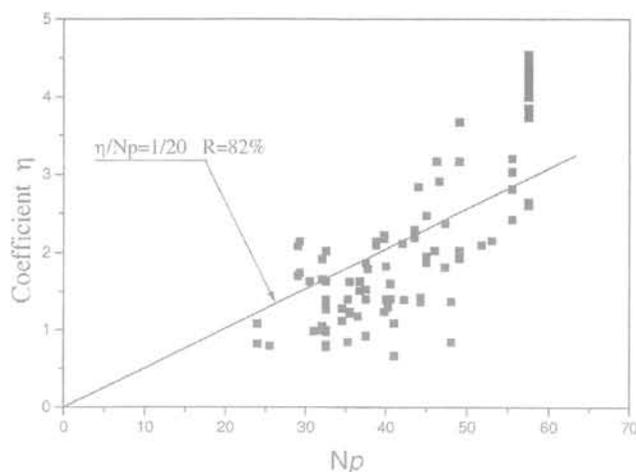


FIG. 1 Variation du coefficient de correction η avec N_p .
Correction factor η versus the equivalent N_p value.

Le coefficient de variation C_v de N_p est inférieur à 10 %, ce qui indique une faible dispersion des caractéristiques mécaniques du sol autour de la pointe. Pour le reste des pieux, soit 13 %, C_v peut atteindre 42 %. Le nombre N_p a été corrigé par l'effet de nappe, conformément aux recommandations de Terzaghi et Peck pour les sables saturés, à partir de l'équation (13).

3

La banque des données d'essais de chargement

3.1

Contexte géotechnique

Une banque de données a été construite à partir des sites représentatifs des Émirats arabes unis avec une taille initiale de 50 essais de chargement statique dans 27 sites. Cette taille a été jugée suffisante en phase préliminaire de ce projet de recherche. Les sites étudiés sont situés sur la cote du golfe arabe, et couvrent les principales capitales des émirats, notamment Dubai, Sharjah et Ajman.

Sur le plan géologique, une grande partie des dépôts superficiels est issue du Pléistocène et formés principalement du sable de dunes, du lœss et des limons. La configuration typique des sols étudiés est constituée de couches de sable de granulométrie fine à moyenne, faiblement limoneux ou limoneux avec des traces de graves, de gypses, des fragments de coquilles ou de sable cimenté. Les échantillons étudiés en analyse granulométrique appartiennent souvent aux classes SW, SP et SM selon le système USCS, ce qui correspond respectivement aux sables bien gradués, mal gradués ou sables limoneux. Les couches sableuses sont caractérisées par un poids volumique sec de 14,5 à 17 kN/m³. Le niveau de la nappe phréatique est en général fluctuant et proche de la surface. Le nombre de coups N_p mesuré au niveau de la base des pieux étudiés varie entre 42 et 100, ce qui correspond à une plage de l'indice de densité I_d de 70 à 100 %, donc à des

sables denses à très denses. La caractérisation des formations sableuses est menée avec l'essai de pénétration SPT qui, par sa simplicité et sa rapidité, est l'essai *in situ* le plus utilisé dans le pays. Il existe une diversité dans les équipements, mais l'appareil typique est doté d'un mouton de 63,5 kg avec une chute libre de 76 cm. Le carottier échantillonneur a une longueur de 75 mm et un diamètre interne de 35 mm. La figure 2 illustre une coupe typique de sondage SPT.

Les pieux retenus dans cette base de données ont des pointes encastrées dans un horizon sableux et sont loin de la couche rocheuse tendre formée essentiellement de grès. Les pieux encastrés dans le rocher ont été regroupés dans une autre banque de données et ont fait l'objet d'autres publications (Bouafia, 2002).

3.2

Pieux d'essai

Le tableau III résume les caractéristiques des pieux d'essais et celles des essais de chargement. Les pieux sont en général forés tubés ou forés à la boue, avec utilisation courante de la bentonite. L'instrumentation est souvent simple et comporte 4 comparateurs au 1/100 de mm pour la mesure du tassement v_0 en tête. Le chargement vertical Q est appliqué sous forme d'incrémentations par un vérin hydraulique en contact avec des



FIG. 3 Préparation d'un essai de chargement d'un pieu instrumenté.
Set-up of loading test of an instrumented pile.

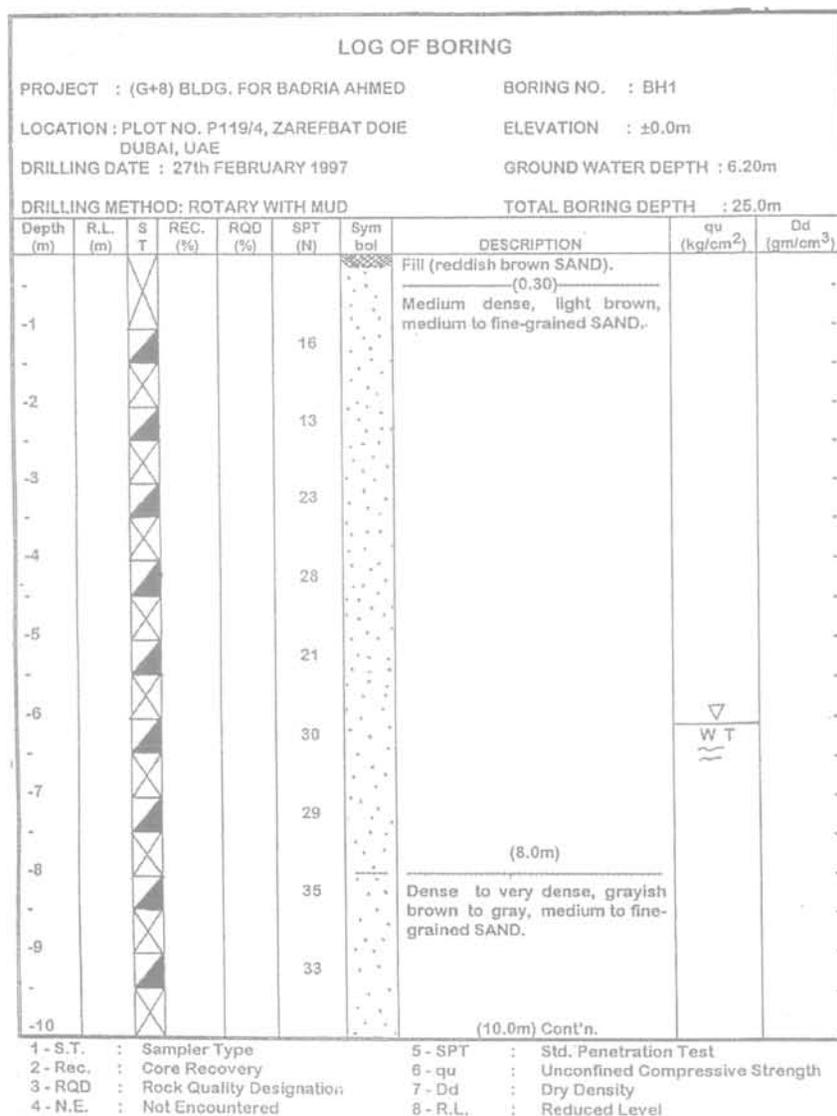


FIG. 2 Coupe typique de sondage SPT.
Typical SPT borehole log.

poutrelles, soit chargées par des contrepoids, soit en liaison avec des pieux d'ancrage. Dans certains projets, l'instrumentation comporte des jauges de déformation et des extensomètres amovibles, tels que le montre la figure 3.

TABLEAU III Caractéristiques des pieux et de l'essai de chargement.
Features of the test piles and the loading test.

Caractéristique	Valeur
Élancement D/B	10-37
Diamètre B (m)	0,45-1,10
Résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa)	20-40
Effort vertical maximum appliqué (kN)	1 200-9 000
Nombre de cycles de chargement	2
Norme d'essai	ASTM D 1143-81

3.3

Effort limite expérimental

Il existe plusieurs critères d'analyse globale de la capacité portante des pieux non instrumentés, notamment ceux de Davison, de Hansen, de Butler-Hoy, et le critère hyperbolique (ASCE, 1993). Le dernier critère a été adopté du fait que l'analyse d'ajustement des courbes de chargement $Q - v_0$ montre que 92 % des cas étudiés s'ajustent très bien à une courbe hyperbolique avec une asymptote horizontale pour les grands tassements. Le coefficient de régression obtenu est supérieur à 85 %, et la relation hyperbolique retenue est décrite comme suit :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0}{Q_t}} \quad (18)$$

Q_t correspond théoriquement à des tassements infinis et donc à l'asymptote horizontale de la courbe de chargement. Le coefficient α correspond à la pente initiale de la courbe de chargement. Il est remarquable,

comme l'illustre la figure 4, que l'effort limite ainsi interprété est pratiquement confondu avec celui conventionnellement défini comme correspondant à un tassement en tête égal à 10 % du diamètre.

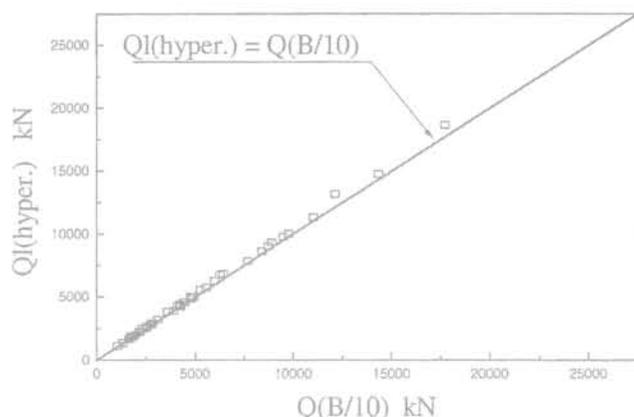


FIG. 4 Comparaison des efforts limites expérimental et conventionnel.
Comparison between experimental and conventional limit loads.

4

Analyse comparative des prévisions

Les méthodes 1 à 9, résumées aux tableaux I et II, ainsi que la méthode semi-empirique de Hansen-Burland corrigée ont été appliquées aux pieux d'essai. Dans la plupart des cas, la position du sondage SPT le plus proche du pieu d'essai n'est pas précisée. Pour tenir compte de la variabilité des caractéristiques du sol, le calcul a été fait au niveau de tous les sondages disponibles, ce qui a nécessité le traitement de 107 cas par chaque méthode. Une programmation sur micro-ordinateur était donc nécessaire pour l'accomplissement de cette tâche.

On définit ρ comme étant le rapport entre l'effort limite calculé et l'effort limite expérimental. Le tableau IV récapitule les résultats statistiques relatifs à chaque méthode, la méthode de Hansen-Burland modifiée portant le numéro 10. Le taux de sous-esti-

mation est le pourcentage de cas où ρ est inférieur à 1. Il est remarquable que la méthode 3 se distingue du reste des méthodes par une surestimation systématique de la capacité portante des pieux analysés. La méthode 1 présente également un taux de surestimation très fort égal à de 92 %. L'optimisme relatif de ces deux méthodes est probablement dû aux valeurs élevées proposées par les coefficients K_s et n_c . Les méthodes 5 et 6 se sont avérées les plus pessimistes en sous estimant respectivement 95 et 83 % des cas étudiés. D'autres études comparatives ont déjà montré le caractère pessimiste de la méthode 5 (Turnbull et Kaufmann 1956 ; Mansur et Focht 1960 ; Bustamante *et al.*, 1991).

La méthode 7 est caractérisée par des taux équilibrés de surestimation et de sous-estimation. Enfin, la figure 5 montre que le reste des méthodes, à savoir 9, 2, 4, et 10 ont une valeur moyenne du rapport ρ de l'ordre de 0,95 (marge de 0,93 à 0,98) et le tableau IV indique que ces méthodes sous-estiment environ deux tiers des pieux étudiés.

On constate que le coefficient de variation C_v , qui est une mesure de la dispersion des résultats autour de la moyenne, est pratiquement le même pour toutes méthodes (marge de 30 à 35 %). Ces méthodes peuvent

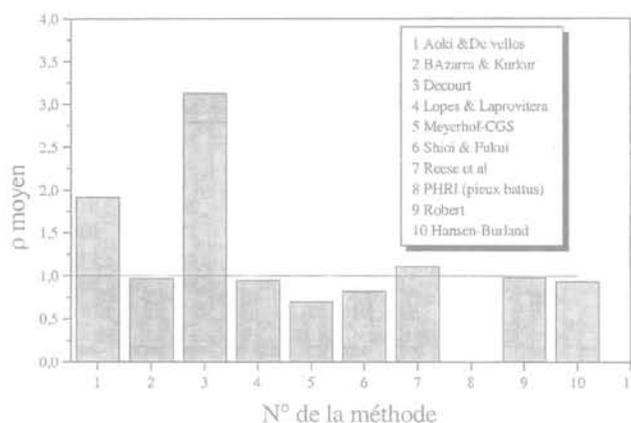


FIG. 5 Histogramme de la valeur moyenne du coefficient ρ des différentes méthodes.
Histogram of the average value of ρ for different methods.

TABLEAU IV Résultats de l'évaluation des méthodes de calcul.
Results of assessment of the methods.

Méthode	ρ_{moyen}	ρ_{min}	ρ_{max}	Écart-type	C_v (%)	Taux de sous-estimation (%)	Taux de surestimation	P (%)	Rang
1	1,91	0,86	4,27	0,60	31,3	7,5	92,5	8,7	8
2	0,97	0,35	1,95	0,31	31,8	58,0	42,0	48,0	2
3	3,13	1,29	6,55	0,99	31,6	0,0	100,0	1,70	9
4	0,95	0,37	2,40	0,32	33,2	68,2	31,7	46,7	3
5	0,70	0,31	2,03	0,25	36,2	94,4	5,6	32,2	7
6	0,82	0,36	1,86	0,27	31,6	83,2	16,8	45,4	4
7	1,11	0,43	3,08	0,40	36,0	50,5	49,5	37,0	6
9	0,98	0,44	2,56	0,34	35,1	66,3	33,7	43,7	5
10	0,93	0,32	1,54	0,30	32,3	67,3	32,7	48,2	1

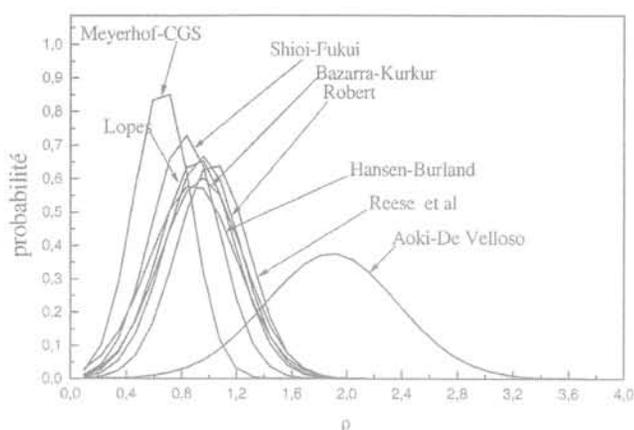


FIG. 6 Distributions normales du rapport ρ des différentes méthodes.
Gaussian distributions of the ratio ρ for different methods.

être classées selon leur qualité de prédiction en tenant compte de la distribution des valeurs de ρ . En fait, l'incertitude dans les calculs de la capacité portante orientent plutôt vers la définition d'une plage admissible pour le rapport ρ , qui a été prise dans cette étude entre 0,8 et 1,20. Les distributions statistiques de ρ de chaque méthode s'approprient bien à un ajustement par la loi de Gauss comme le montre la figure 6. Ainsi, dans le tableau IV on a évalué pour chaque méthode, la probabilité P que ρ se trouve dans la plage 0,8-1,2 et on a classé les méthodes à partir de cette probabilité. Ainsi, les méthodes 10 (Hansen-Burland) et 2 (Bazarra-Kurkur) sont caractérisées par la plus forte probabilité, qui est de 48 %. Ce bon résultat pour la méthode 10, méthode théorique calée sur des observations expérimentales, et qui s'est avérée relativement meilleure aux autres méthodes, est encourageant au vu des différentes approximations faites au cours du processus de définition de cette approche. Des raffinements ultérieurs permettront d'améliorer encore sa qualité de prévision de la capacité portante.

Bibliographie

- Aoki, N., Velloso D. - « An approximate method to estimate the bearing capacity of piles ». *Proceed. of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering*, vol. 1, Buenos Aires, 1975, p. 367-376.
- ASCE - « Bearing capacity of soils ». *Deep foundations, Technical Engineering and Design Guides*, n° 7, American Society of Civil Engineers, 1993, 142 p.
- Bandini P., Salgado S. - « Methods of pile design based on CPT and SPT results ». *Proceed. of the International Conference ISC'98 Geotechnical Site Characterization*, Atlanta, A.A.Balkema, 1998, vol. 2, p. 967-976.
- Bazarra A.R., Kurkur M.M. - « N-values used to predict settlements of piles in Egypt ». *Proceed. of ASCE : Use of in situ tests in geotechnical engineering*, ASCE Geotech. Special Publication, vol. 6, 1986, p. 462-474.
- Bouafia A. - « Pile foundations bearing capacity-The UAE experience ». *World of Engineering, Journal of the UAE society of engineers*, n° 55, May 2001.
- Bouafia A. - « Analysis of axial capacity of socketed piles from 18 pile loading tests ». *Proceed. of the 3rd Intl. Seminar on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Téhéran, Iran, ed. Iranian Geotechnical Society, 2002, 9 p.
- Bowles J.E. - *Foundation Analysis & Design*. McGraw-Hill Inc, 1997, 5th ed., 1004 p.
- Burland J.B. - « Shaft friction piles in clay-A simple fundamental approach ». *Ground Engineering*, vol. 6, n° 3, p. 30-42.
- Bustamante M. - « Aspect particulier de la portance des pieux ». *Journées de mécanique des sols des LPC*, Saint-Brieuc, 20-22 juin 1989, 33 p.
- Bustamante M., Frank R., Christoulas S. - « Évaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés ». *Revue française de géotechnique*, n° 54, 1991, p. 39-52.
- Cassan M. - « Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 2 : « Applications et méthodes de calcul », Eyrolles, Paris, 1978.
- Cassan M. - *Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 1 : « Réalisation et interprétation », Eyrolles, Paris, 1978.*
- CGS - *Canadian Foundation Engineering manual CFEM*. Canadian Geotechnical Society, c/o Bitech publishers Ltd, Vancouver, BC, 2nd ed., 1985.
- Decourt L. - « Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N-Value of the SPT ». *Proceed. of 2nd European Symposium on penetration testing*, Amsterdam, vol. 1, 1982, p. 29-34.
- Hansen J.B. - *A revised and extended formula for Bearing Capacity*. Danish Geotechnical Institute report, n° 28, Copenhagen, 1970, 21 p.
- Lopes R.F., Laprovitera H. - « On the prediction of the bearing capacity of bored piles from dynamic penetration tests ». *Proceed. of Deep foundations on bored and auger piles conference*

5 Conclusion

Une analyse comparative d'une dizaine de méthodes de calcul de la capacité des pieux forés dans le sable caractérisé par l'essai SPT a été menée à partir de l'exploitation d'une base de données de 50 essais de chargement statique de pieux dans des formations sableuses.

Après une présentation des différentes méthodes couramment utilisées en pratique, ainsi que celle utilisée pour exploiter la base de données, une méthodologie d'interprétation des données expérimentales a permis de comparer la méthode de Hansen-Burland aux mesures de la capacité portante des pieux d'essais.

La qualité de prévision de la capacité portante par les différentes méthodes a été évaluée par comparaison directe des efforts calculés avec ceux obtenus expérimentalement. Un critère de classement de ces méthodes sur la base d'une plage admissible de la prévision de l'effort limite a été proposé. Il a été constaté que la méthode de Hansen-Burland permet une bonne prévision comparativement à d'autres méthodes courantes.

L'élargissement de la taille de la base de données, ainsi que l'amélioration de la qualité de prévision de la méthode de Hansen-Burland modifiée seront envisagés lors d'une étape suivante de ce projet de recherche.

- BAP'88, Van Impe (ed.), 1988, p. 537-540.
- Meyerhof G.G. - « Bearing capacity and settlement of pile foundations ». *Journal of Geotech. Eng. ASCE*, vol. 102, n° 3, 1976, p. 1-19.
- Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H. - « Foundation engineering ». John Wiley & Sons, 1973, 2nd ed., 514 p.
- PHRI - TSPHF : *Technical Standards for Port & Harbour Facilities in Japan*. Chapter 4 : « Bearing capacity of pile foundations », 1980, p. 123-136.
- Poulos H.G., Davis E.H. - « Pile foundation analysis and design ». Series in Geotechnical Engineering, Lambe T.W. and Whitman R.V. (eds), John Wiley & Sons, 1980, 382 p.
- Poulos H.G. - « Pile behaviour - Theory and application ». *Géotechnique* 39, 1989, n° 3, p. 365-415.
- Reese L.C., O'Neill, M.W. - « New design method for drilled shafts from common soil and rock tests ». Proceed. of the congress *Foundation Engineering-Current principles and practices*, ASCE, vol. 2, 1989, p. 1026-1039.
- Robert Y. - « A few comments on pile design ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, 1997, p. 560-567.
- Shioi Y., Fukui J. - « Application of N-value to design of foundations in Japan ». Proceed. of the 2nd ESOPT, vol. 1, 1982, p. 159-164.
- Turnbull W.J., Kaufmann R.I. - « Discussion on the paper: Penetration tests and bearing capacity of piles in cohesionless soils », by Meyerhof. Proceed. of ASCE, *Journal of SMFE*, vol. 82, n° SM.1, January 1956.
- Van der Veen., Boersma L. - « Prévisions de la capacité portante d'un pieu à partir de l'essai de pénétration statique ». Comptes rendus du 4^e congrès international de Mécanique des Sols, Londres, 1957.
- Vesic A.S. - « Tests on instrumented piles-Ogeechee river site ». Proceed. of the ASCE 96, SM.2, 1970, p. 561-584.