Sommaire

200104 Bibliothèque Henri VILLAT

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 105 4^e trimestre 2003

Modélisation 3D d'un groupe de pieux pour le pont-canal de Houdeng	
S. TREVISAN, X.L. LI, F. COLLIN, A. BOLLE, R. CHARLIER, C. COUNASSE, J.M. CREMER, J.Y. DEL FORNO, V. DE VILLE	3
Y a-t-il un effet de taille et d'encastrement pour les fondations superficielles dans les sables ?	4 -
J.L. BRIAUD	15
Méthode de détermination de la courbe charge-tassement pour les fondations superficielles dans les sables	~~~
J.L. BRIAUD, K. HOSSAIN, J. BARFKNECHT	29
Analyse comparative des méthodes de calcul des pieux forés isolés à partir de l'essai SPT	14
A. BOUAFIA	41
Une approche observationnelle appliquée à des excavations dans les sols mous de Shanghai	- 4
L.D. YANG, Y.J. CUI, B.L. SHI, C.G. ZHONG	51
Étude des paramètres ayant une influence sur le comporteme au fluage d'un sable injecté	ent
E. DELFOSSE-RIBAY, I. DJERAN-MAIGRE, R. CABRILLAC, D. GOUVENOT	61
Histoire des débuts de sla géologie appliquée aux barrages en France	
LL BORDES	11

J.L. BORDES

La Revue française de géotechnique est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La Revue française de géotechnique se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les Imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans le premier numéro de chaque année, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre Delage	Françoise Homand	Jean-Paul Tisor
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

Co-rédacteurs en chef: Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École de géologie de Nancy)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologueexpert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (CETE de Lyon), Dominique FOURMAINTRAUX (TotalFinaElf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (Expert), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2002 (numéros 98 à 101) franco : 113,50 € Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens) La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger. Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 73507. Dépôt légal : décembre 2003

(©) 2003 ISSN 0181 — 0529

resses de l'école nationale des

nts et chaussées

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Modélisation 3D d'un groupe de pieux pour le pont-canal de Houdeng

lésumé

La prévision des tassements d'ouvrages hyperstatiques devient de plus en plus une donnée importante lors de leur dimensionnement et de leur réalisation. Dans le cas du pont-canal de Houdeng (Belgique), nous avons abordé le problème de la connaissance du comportement des groupes de pieux et de la qualité de la réalisation des pieux forés.

Les auteurs décrivent ainsi une approche non classique du problème, par une analyse aux éléments finis basée sur des données expérimentales en nombre suffisant. Les objectifs principaux de cette étude sont la compréhension de l'influence, sur les tassements, d'un curage imparfait ou d'une destructuration de la roche en fond d'excavation lors de la réalisation des pieux forés ainsi qu'une meilleure perception des phénomènes impliqués dans le comportement d'un groupe de pieux.

Mots-clés : éléments finis, simulation 3D, tassements, pieux forés, groupes de pieux.

Three dimensional modelization of the Houdeng canal-bridge piles group

Abstract

A satisfactory prediction of the settlements of hyperstatic structures is becoming more and more important in their design and construction. In this paper, the problems related to the behaviour of a group of piles and to the quality of the drilled piles of the canal-bridge of Houdeng (Belgium) are analysed in a non conventional fashion, based on a finite element analysis, thanks to sufficient experimental data.

The influence of an imperfectly cleaned excavation bottom and of the destructuration of the bottom rocks caused by the drilling of the piles is investigated. A particular attention is also given to the behaviour of a group of piles.

Key words : finite element, 3D simulation, settlement, drilled piles, group of piles.

S. TREVISAN X.L. LI F. COLLIN A. BOLLE R. CHARLIER

Université de Liège Institut de Médecine et de Génie civil Chemin des Chevreuils 1, Bât. B52/3 B-4000 Liège 1 Belgique

C. COUNASSE J.M. CREMER J.Y. DEL FORNO V. DE VILLE Bureau d'étude Greisch

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



Cette étude traite d'un domaine complexe et encore assez méconnu, dans lequel la littérature spécialisée présente une carence étonnante (Ottaviani, 1975 ; Desai et Muqtadir, 1986 ; Boulon, 1997). Il s'agit d'un domaine dans lequel trouver des données expérimentales est difficile et pour lequel des investigations scientifiques n'ont pas encore été réalisées en suffisance : le comportement d'un groupe de pieux et l'influence du radier sur les déplacements et la distribution des contraintes dans le sol. Ce travail constitue une première étape de notre recherche ; nous étudierons dès lors les phénomènes généraux qui caractérisent un groupe de pieux sous chargement, en analysant l'influence de chaque paramètre et la façon selon laquelle il contribue à la résistance finale et aux déplacements.

Pour étudier ces phénomènes, nous avons utilisé un code d'éléments finis permettant d'approcher au mieux le comportement des matériaux, grâce à des lois mécaniques sophistiquées. Le code de calcul LAGAMINE (Charlier, 1987) nous a donné la possibilité de faire des simulations bidimensionnelles mais également tridimensionnelles dans le domaine de la mécanique des sols, en abordant des problèmes complexes, dont la géométrie et les paramètres présentent une grande variabilité spatiale.

Nous avons étudié le problème particulier du pontcanal de Houdeng (Belgique), avec sa géométrie et ses caractéristiques en évaluant la possibilité d'adapter nos outils de calcul à des cas plus généraux. Ce sujet, particulièrement intéressant, nous a été proposé pour comprendre l'influence sur les tassements et sur la mobilisation des frottements latéraux d'une couche des débris sous la pointe des pieux. Ce matériau présentant de faibles caractéristiques mécaniques est le résultat du curage imparfait ou d'une destructuration en fond d'excavation, parfois observés lors de la réalisation des pieux forés. Dans ce type de problème, la difficulté réside dans l'insuffisance de données relatives au comportement des ouvrages sous charge et l'impossibilité de faire des comparaisons entre les modèles numériques et la structure réelle. Toutefois, dans le cas du pont-canal de Houdeng, nous avons la possibilité d'obtenir ces données et de vérifier la fiabilité de notre outil.

Le pont-canal de Houdeng

2

Le pont (Fig. 1), réalisé en béton armé et précontraint, a une longueur totale de 498 m, comptée entre les deux joints de dilatation disposés à l'avant des culées. Le tablier comporte 13 travées centrales continues de 36 m de portée, prolongées par deux travées d'extrémité en porte à faux de 15 m. Les colonnes d'appui circulaires de 3 m de diamètre reposent sur des semelles carrées (épaisseur 3 m) de 10 m de côté, fondées chacune sur 9 pieux forés tubés de 1,50 m de diamètre. Les charges reprises par les différentes colonnes sont de l'ordre de 60 000 kN.

Notre travail et notre attention se concentreront en particulier sur l'étude du comportement des groupes de pieux sous les piles du pont. Ce thème est très actuel mais les recherches expérimentales disponibles aujourd'hui sont malheureusement insuffisantes pour approcher avec suffisamment de précision ce type de problèmes. Le calcul analytique de la résistance et des tassements d'un groupe de pieux se base sur des simplifications et des hypothèses fortes (Poulos, 1968; Viggiani, 1994; Frank, 1999); on perçoit donc l'importance que pourra avoir, dans le futur, la modélisation par éléments finis de ce type de fondation.

Les problèmes du pont-canal de Houdeng sont identiques à ceux de tous les ouvrages hyperstatiques et dérivent de la grande rigidité de ces structures. Les tassements différentiels sont mal tolérés et influencent fortement la redistribution des contraintes dans le



FIG. 1 Vue du chantier et vue en élévation du pont-canal de Houdeng. Sight of Houdeng canal-bridge yard.

béton. En particulier dans le cas de l'ouvrage étudié, le tassement différentiel toléré est de 10 mm pendant toutes les phases de construction du pont et de seulement 5 mm à la fin du remplissage final du canal.

Tout cela se traduit dans la nécessité de mesurer à intervalles réguliers les tassements de chaque pile pendant toutes les phases de construction afin de pouvoir intervenir promptement et rester ainsi dans les limites imposées. Dans ce cadre, on peut comprendre l'importance de pouvoir disposer d'une prévision précise des tassements.

Les données expérimentales disponibles

Dans le cadre de la construction du pont-canal de Houdeng, un essai de chargement statique en vraie grandeur a été réalisé par le LCPC sur un pieu (h = 16,6 m - D = 0,90 m) construit et instrumenté dans ce but. Le pieu résiste à la fois par frottement sur sa paroi latérale, en contact avec les terrains superficiels et la roche altérée, et par résistance à la pointe, encastrée dans le bedrock.

D'une part, l'évolution du frottement latéral dans les différentes couches du sol a été déduite des mesures enregistrées au cours de l'essai sur 10 tronçons référencés de bas en haut A, B, C, D, E, F, G, H et I, de longueurs respectives 1, 1, 1, 1, 2, 2, 2, 2 et 3,5 m. Elle est donnée à la figure 2. D'autre part, l'interprétation des mesures fournit les deux courbes : charge en tête Q_0 – enfoncement de la tête S_0 et charge en tête Q_0 – enfoncement de la pointe S_p (interprétation LCPC des mesures).



Evolution du frottement lateral 4, en fonction du déplacement local Yi sur 10 tronçons référencés de bas en haut A, B, C, D, E, F, G, H et I, de longueurs respectives 1, 1, 1, 1, 2, 2, 2, 2 et 3,5 m (mesures interprétées). q_s lateral friction evolution as a function of Yi local displacement on 10 soil layer sections

(references from bottom to top A, B, C, D, E, F, G, H and I, length 1, 1, 1, 1, 2, 2, 2, 2 and 3.5 m (interpreted measures).

De plus, des essais pressiométriques ont été réalisés sur le site du pont-canal. Ceux-ci constituent la seule information relative au contexte géotechnique de l'ouvrage. On donne à la figure 3 les résultats provenant des deux sondages pressiométriques les plus proches du pieu d'essai.



Le profil géotechnique et les données utilisées

Pour le calcul nous avons besoin de plusieurs données à introduire dans le code. Chaque matériau, chaque couche de sol (Fig. 4) doivent être caractérisés par leurs propriétés mécaniques. Les matériaux 2a et 2b (situés sous la couche 1) désignent les schistes très altérés, tandis que les matériaux 3a à 3g, dans l'ordre de la profondeur, représentent les schistes plus ou moins altérés et fracturés.



Une partie de ces données est déduite des essais *in situ*, une autre partie sont des hypothèses de calcul. Par exemple le coefficient de Poisson, la dilatance, le choix de travailler avec un seul angle de frottement ($\phi = 35^\circ$) font partie des hypothèses de calcul. Le module de Young, déduit par la méthode pressiométrique, et la cohésion sont par contre des données découlant des essais *in situ*.

Aux tableaux I, II et III nous reportons les caractéristiques principales du béton, des débris, ainsi que des couches de sol discrétisées dans notre simulation. Les pieux et le sommier, en béton C 25/30, ont été supposés élastiques isotropes. Les caractéristiques à court terme du béton constituant les pieux et le sommier sont données au tableau I. Pour les débris restant après curage ou destructuration de roche, nous considérons une couche de 20 cm d'épaisseur de matériau élastique très déformable (paramètres au tableau II).

Pour le sol nous avons utilisé une loi élastoplastique à frottement interne de Van Eekelen (Van Eekelen, 1980 ; Barnichon, 1998) (modèle élastique – parfaitement plastique).

L'état de contraintes initiales résulte du poids propre, avec un coefficient $K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.43$ pour l'ensemble des matériaux, roches et béton (cette approximation simplifie fortement l'initialisation). La nappe aquifère est supposée au même niveau que le terrain. Le calcul est drainé.

TABLEAU I Paramètres du béton. Concrete parameters.

	Symbole	Valeur
Module de Young	E	26,1 Gpa
Coef. de Poisson	V	0,18
Masse volumique	ρ_{b}	2 440 kg/m ²

TABLEAU II Paramètres des débris. « Debris » parameters.

	Symbole	Valeur
Module de Young	E _b	10 Mpa
Coef. de Poisson	V	0,35
Masse volumique	ρ_{b}	2 440 kg/m ⁻¹

TABLEAU III Les paramètres de chaque couche de sol. Soil layers parameters.

Le modèle numérique

Le modèle numérique est la schématisation du système sol, pieu, interface sol-pieu, pourvu des diverses lois de comportement nécessaires pour représenter le problème dans sa globalité.

La résolution des équations d'équilibre implique une discrétisation du problème et sa division en un nombre fini d'éléments. Le milieu continu est discrétisé par des éléments solides et les interfaces entre deux différents matériaux sont discrétisées par des éléments de contact ou d'interface. Dans le code de calcul LAGA-MINE, les éléments finis solides 2D et 3D dont nous disposons sont des éléments isoparamétriques (Serendipity family, Zienkiewicz et Taylor, 1987). Pour les simulations 3D, nous avons utilisé des éléments à 8 nœuds, à champ de déplacement linéaire.

Pour modéliser les interfaces il est commode d'utiliser des éléments spécifiques, les éléments d'interface, accompagnés de lois constitutives adaptées. L'interface implique deux corps entre lesquels il y a une cinématique constituée essentiellement de glissements, mais aussi de gonflement ou d'amincissement dans le sens transversal. Les éléments d'interface se connectent aux éléments du solide. Ils doivent donc être compatibles avec la frontière des solides déformables (Habraken et Cescotto, 1986 ; Barnichon, 1998).

En considérant deux solides déformables Ω_U et Ω_D avec une surface extérieure $\partial \Omega_U$ et $\partial \Omega_D$, en contact entre $\partial \Omega_C^U$ et $\partial \Omega_C^D$ (Fig. 5), nous pouvons définir un trièdre local (e_1 , e_2 , e_3) à chaque point S de la surface de contact. Dans ce système d'axe local, le tenseur des contraintes se réduit à un vecteur de contraintes de contact défini par trois composantes :

$$\sigma_{c} = \begin{bmatrix} \sigma_{1} \\ \sigma_{2} \\ \sigma_{3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -p \\ \tau_{2} \\ \tau_{3} \end{bmatrix}$$
(1)

Profondeur	Couche équivalente de contact	Nature du sol	E _M (kPa)	α.	E (kPa)	c (kPa)
– 16,6 m → – 26,6 m		За				157
– 15,6 m → – 16,6 m	A	3b			-	157.
– 14,6 m → – 15,6 m	В	3c				35.
– 13,6 m →– 14,6 m	С	3d	138 000	2/3		150.
– 12,6 m → – 13,6 m	D	3e		207 0		327.
– 10,6 m → – 12,6 m	E	3f	-		207 000	76.
$-8.6 \text{ m} \rightarrow -10.6 \text{ m}$	F	3g	-			135.
$-6,6~\mathrm{m} \rightarrow -8,6~\mathrm{m}$	G	2a	0.500	2/3	10.000	123.
$-4.6 \text{ m} \rightarrow -6.6 \text{ m}$	Н	2b	8 500		13 000	117.
$0 \rightarrow -4.6 \text{ m}$	1	1	2 700	1/2	5 400	15.
Porosité $n = 0,2$	ρ _s = 2,8.10 ⁴ N/m ³	v = 0,35	$\phi_{c} = 35^{\circ}$	$\psi = 0^{\circ}$		

où *p* est la pression, τ_2 et τ_3 sont les contraintes tangentielles dans les directions 2 et 3. Ce vecteur des contraintes est défini dans un système local attaché à l'élément solide et il est indépendant de la rotation rigide du corps. La condition de contact parfaitement collant est traduite au niveau numérique en utilisant la méthode classique de pénalisation, qui autorise une petite vitesse relative entre les points S^U et S^D (une petite pénétration entre les deux solides) et un glissement relatif entre ceux-ci.

Le contact entre chaque corps Ω_U et Ω_D est discrétisé avec des éléments d'interface isoparamétriques, compatibles avec les éléments solides utilisés pour discrétiser les corps correspondants (Fig. 6). Les éléments de contact utilisés sont basés sur des principes variationels mixtes (Charlier et Habraken, 1990; Cescotto et Charlier, 1993) : les contraintes de contact sont calculées aux points d'intégration des éléments d'interface, alors que les déplacements du corps rigide sont calculés aux nœuds. Cette formulation entraîne une condition de contact plus douce que celle basée sur les conditions de contact aux nœuds. La condition de contact est obtenue simplement au niveau local par le calcul de la distance λ_c entre les deux interfaces $\partial \Omega_C^U$ et $\partial \Omega_C^D$:

$\lambda_c < 0 \Rightarrow$ absence de contact $\lambda_c \ge 0 \Rightarrow$ contact

Dans le code de calcul LAGAMINE, la surface de référence $\partial \Omega_c$ sur laquelle sont calculées les contraintes tangentielles fait toujours référence au côté où sont définis les éléments d'interface. L'autre surface de contact est discrétisée en utilisant des éléments qui per-

mettent de simuler le contact entre deux solides déformables.

Pour le comportement frottant, nous avons adopté une loi de Coulomb :

$$f = \sqrt{(\tau_2)^2 + (\tau_3)^2} - (c + \mu p)$$
(2)

avec $\mu = \tan \phi$ (coefficient de frottement) et *p* la pression de contact. Dans cette relation *f* est considéré comme une surface de plasticité dans le plan $\left(p, \sqrt{(\tau_2)^2 + (\tau_3)^2}\right)$, où nous pouvons définir trois zones

(Fig. 7):

f < 0 : domaine de contact collant, absence de glissements ;

f = 0 : domaine de contact glissant ;

f > 0: impossible.

Si f < 0, pour un contact idéal, la variation du taux de déformation doit être nulle ($\dot{\epsilon}_c$ =0). De toute façon, comme on l'explique plus loin, cette condition est adoucie en utilisant la méthode de pénalisation et en s'appuyant sur les observations expérimentales.

Le taux des contraintes de contact est calculé avec l'expression suivante :

$$\dot{\sigma}_{c} = K_{c}\dot{\epsilon}_{c}$$
 (3)

$$\begin{cases} \dot{p} \\ \dot{\tau}_2 \\ \dot{\tau}_3 \end{cases} = \begin{bmatrix} K_P & 0 & 0 \\ 0 & K_\tau & 0 \\ 0 & 0 & K_\tau \end{bmatrix} \begin{cases} \dot{\epsilon}_{C1} \\ \dot{\epsilon}_{C2} \\ \dot{\epsilon}_{C3} \end{cases}$$
 (4)







REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUI Nº 102 4º trimestre 2003



 $K_{\rm c}$ étant la matrice de pénalisation. Les coefficients de pénalisation $K_{\rm p}$ et $K_{\rm r}$ contrôlent la pénétration tolérée $\varepsilon_{\rm cl}$ et le glissement relatif d par les formules approximatives :

$$K_p \approx \frac{p}{\varepsilon_{c1}}, K_\tau \approx \frac{\tau_2}{d} \approx \frac{\tau_3}{d}$$
 (5)

D'un point de vue pratique, les coefficients de pénalisation doivent être aussi grands que possible, pour prévenir une interpénétration significative et des glissements relatifs entre les deux corps. Cependant, une valeur trop importante peut conduire à des difficultés numériques de convergence. Par conséquent bien que la précédente équation donne des bons résultats, une certaine pratique est nécessaire pour choisir des valeurs acceptables pour K_p et K_r .

Dans le cas étudié nous avons relevé que le paramètre le plus influent dans la mobilisation du frottement est K_{τ} (raideur tangentielle). Il caractérise le début des courbes de mobilisation du frottement (Fig. 2), et n'est, expérimentalement, pas nul (au contraire du cas du contact idéal). Il est supposé ici proportionnel à la cohésion. On a ainsi :

$$K_{\tau} = \beta c$$
 (6)

où β est un coefficient à déterminer par la méthode itérative d'essais et d'erreurs, dans le but de reproduire le mieux possible la mobilisation du frottement latéral. Nous avons considéré plusieurs jeux de paramètres et nous reportons (Tableau IV) les paramètres que nous avons choisis, lesquels ont ensuite été utilisés pour la simulation du groupe de pieux.

TABLEAU IV	Jeu de K, utilisé dans la simulation
	du groupe de pieux.
	K, for the simulation of pile group.

Couche	c (kPa)	K _r (Pa/m)
А	157.	1,20.10 ⁸
В	35.	2,68.107
С	150.	1,15.108
D	327.	2,50.108
E	76.	5,81.107
F	135.	1,03.10 ⁸
G	123.	9,40.107
Н	117.	8,94.108
1	15.	1,15.107

Le coefficient de pénalisation normale a été choisi égal à $K_p = 11$ MPa/m pour toutes les couches.

Les cas étudiés et la procédure de travail

La méthode que nous avons suivie dans notre travail a comporté une succession de simulations, à partir des cas les plus simples pour arriver à la simulation 3D du groupe de pieux. Notre parcours a commencé par l'étude du pieu modèle, d'un diamètre de 90 cm, réalisé *in situ* et pour lequel nous disposons des résultats de l'essai de chargement statique (Fig. 2).

Nous avons réalisé des simulations numériques de ce pieu pour tarer le système, c'est-à-dire pour déterminer un jeu optimal de paramètres de comportement mécanique, pour chercher la meilleure combinaison de données à introduire dans le code. L'angle de frottement interne, la dilatance, le coefficient de Poisson, le coefficient de pénalisation normale, l'état de contraintes initial... sont des hypothèses de calculs. Les modules de Young et les cohésions ont été déduits directement des résultats expérimentaux. Le module initial de frottement à l'interface K_r (6) a été calibré de façon à simuler au mieux l'essai de pieu.

Nous sommes partis avec de simples simulations 2D axisymétriques pour arriver finalement aux simulations 3D qui seront illustrées dans les paragraphes suivants. Nous avons également réalisé des simulations bidimensionnelles (Li *et al.*, 2000) pour le groupe de pieux, en faisant des simplifications sur la géométrie du modèle. Cette étude nous a donné la possibilité de comprendre les limites d'un tel travail et l'importance d'une étude 3D en mécanique des sols, la seule qui nous donne la possibilité d'analyser des situations compliquées pour la géométrie et la disposition réelle des charges. Seul un calcul 3D nous permet de comprendre au mieux les mécanismes réels qui se développent dans des systèmes complexes comme ceux des groupes de pieux.

6.1

Le pieu modèle, maillage 3D

Le maillage du terrain est basé d'une part sur la description lithologique et, d'autre part, sur les résultats de l'essai de chargement statique en vraie grandeur sur le pieu modèle. Cela permet ainsi d'obtenir une bonne modélisation du frottement mobilisé par une prise en compte des caractéristiques mécaniques (essentiellement la cohésion) des différentes couches de roche et de sol. Le maillage s'étend à 10 m de profondeur sous la pointe du pieu, et à 10 m en largeur. La longueur modélisée du pieu est de 16,6 m. Le niveau de la nappe aquifère correspond au niveau de la surface du terrain naturel.

Nous avons décidé de créer le maillage par rotation d'un modèle 2D autour de son axe de symétrie ; nous obtenons ainsi un octogone à la place d'une circonférence (Fig. 8 : un quart du pieu). Ce choix est la conséquence d'une étude de l'influence de différents maillages, plus ou moins raffinés, sur les résultats au point de vue de la mobilisation du frottement et des tassements. Ceci nous a conduits à réaliser un maillage, composé de 348 éléments solides à 8 nœuds, 68 éléments d'interface verticaux, et 2 éléments de chargement mécanique statique. Le choix de travailler avec ce maillage est lié aux temps de résolution, particulièrement longs pour les simulations 3D.



La charge statique est transmise à la tête du pieu par des éléments de chargement qui appliquent une charge de 400 kN au premier pas. Le chargement augmente en 20 pas pour arriver à la charge maximale de 8000 kN.

Pour chaque pas de chargement, nous avons contrôlé les tassements à la tête et à la pointe du pieu, la mobilisation du frottement en fonction du déplacement relatif pieu-sol, et l'évolution de la contrainte à la base du pieu.

A la figure 9 nous avons reporté l'évolution des tassements mesurés et calculés à la tête et à la pointe du pieu en fonction du chargement. Comme nous avons déjà pu le constater dans le pieu d'essai, la raideur diffère entre les faibles et les fortes charges. Le comportement du pieu modélisé dans la símulation 3D sousestime la raideur en début et en fin de mise en charge et met en évidence une transition entre la pente initiale et la pente finale qui apparaît trop tardivement dans les simulations. Le tassement final à la pointe et à la base est parfaitement reproduit.



Les figures 10, 11 et 12 montrent la mobilisation du frottement latéral vertical mesuré et calculé en fonction du déplacement relatif, pour chaque couche de sol. Nous pouvons remarquer la difficulté de s'approcher des courbes extrapolées à partir des résultats d'essai.



FIG. 10 Frottement latéral q, en fonction du déplacement local Y_i. Couches A, B, C. q. lateral friction function of Y_i local displacement. Soil layers A, B, C.



displacement. Soil lavers D. E. F.



Nous observons des différences pour chaque couche entre la courbe d'essai et la courbe numérique. Toutefois, il reste utile d'étudier le comportement du groupe de pieu avec ces paramètres car ils représentent le comportement de manière tout à fait satisfaisante. Dans ce contexte, nous avons l'intention d'introduire ultérieurement une loi de comportement qui tient compte de l'écrouissage, afin de simuler au mieux le comportement de l'interface pieu-sol.

Les deux graphiques suivants montrent l'évolution de la charge en base Q_p en fonction de la charge en tête Q_0 (Fig. 13) et des tassements en base S_p en fonction de la contrainte en base σ_p (Fig. 14). La transmission de la charge en base Q_p en fonction de la charge en tête est sur-évaluée au début de la mise en charge et sous-évaluée en fin de chargement. Nous remarquons le bon comportement du modèle 3D avec une loi de type Coulomb.



FIG. 13 Évolution de la charge en base Q_p en fonction de la charge en tête Q_0 . Charge evolution at the base (Q_p) function of the head load (Q_0) .



FIG. 14 Évolution du tassement en base Sp en fonction de la contrainte en base σ_p . Settlement evolution at the base (Sp) function of the head stress (σ_p).

Le groupe de pieux

Le groupe de pieux du pont-canal a été étudié au début par un modèle 2D en simulant les pieux latéraux par une couronne circulaire (Li *et al.,* 2000). Cette sim-

plification, et les doutes qui en découlent, nous ont poussé à créer un maillage 3D avec la géométrie réelle du système. Cette modélisation 3D présente bien des avantages car elle offre la possibilité d'étudier des situations de chargement les plus variées et asymétriques. Dans notre simulation nous n'avons pas considéré l'ensemble du groupe de pieux, mais seulement un quart afin d'avoir un temps de calcul acceptable.

La réalisation du maillage a constitué le problème le plus difficile à résoudre. Il est composé de 1919 éléments solides, 306 éléments d'interface et 5 éléments de surface de chargement statique. Il est obtenu à partir d'un maillage plan par translation verticale en 19 couches d'éléments sur la hauteur (Fig. 15). Pour ce calcul nous avons utilisé les lois et propriétés déterminées dans la phase de tarage du pieu modèle. Un sommier de 3 m d'épaisseur relie les pieux. Ceux-ci ont une longueur de 13,6 m, leur pointe se trouve donc à la même profondeur que celle du pieu modèle.

Toutefois, en simulant uniquement un quart de la pile, nous avons quand même la possibilité de considérer différentes distributions du débris sous les pointes des pieux. Ce matériau, avec de faibles caractéristiques mécaniques (résidu d'un curage imparfait du fond d'excavation), peut se trouver sous les pointes des quatre pieux du modèle. En particulier, en faisant référence à la figure 16, dans la suite du travail nous appellerons « débris 1 » le débris situé sous la pointe du pieu central (le quart de pieu en bas), « débris 2 » celui sous le demi-pieu périphérique à droite, « débris 3 » celui sous le demi-pieu périphérique à gauche, « débris 4 » celui sous les pieux périphériques entiers.

Nous avons réalisé plusieurs séries de simulations en considérant différents emplacements des débris sous la pointe des pieux ; en particulier, nous avons étudié les cas qui sont reportés dans le tableau V. La charge maximale de 100 000 kN est atteinte en 10 pas de 10 000 kN. On remarque que la charge de service est de 60 000 kN (6° pas). Dans la suite, nous reporterons les résultats des simulations, en cherchant à faire des comparaisons pour comprendre comment la présence des débris influence les tassements de la pile et comment le radier contribue à la redistribution des charges dans le sol. De plus, nous discuterons une partie des

TABLEAUY Présence des débris sous la pointe de chaque pieu. « Debris » disposition below the pile head.

Présence des débris	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4
Simulation 1	OUI	OUI	OUI	OUI
Simulation 2	NON	NON	NON	NON
Simulation 3	OUI	NON	NON	NON
Simulation 4	NON	OUI	OUI	OUI
Simulation 5	OUI	NON	NON	OUI
Simulation 6	NON	OUI	ОUI	NON
Simulation 7	NON	NON	NON	OUI
Simulation 8	OUI	OUI	OUI	NON
Simulation 9	OUI	NON	OUI	NON
Simulation 10	NON	OUI	NON	OUI



Mesh elements



résultats nécessaires afin de comprendre le comportement de ce groupe de pieux, en mettant en évidence dans chaque paragraphe un des paramètres en particulier. Ainsi, nous montrerons comment les différentes distributions de débris sous la pointe des pieux du groupe provoquent des comportements complètement différents, au niveau des tassements. Enfin, nous pourrons comparer les mesures *in situ* des tassements réels aux premiers pas de chargement.

Tassements

Le but de ce travail est d'obtenir des prévisions sur les tassements probables de la pile du pont-canal de Houdeng, afin d'obtenir des indications sur les corrections à apporter pendant la réalisation de l'ouvrage pour rester dans les valeurs de tassements différentiels permis entre chaque pile. Notre simulation nous a permis de comprendre le comportement de ce groupe de pieux et d'estimer les valeurs des tassements, en fonction de différentes distributions des débris sous la pointe de chaque pieu.

A la figure 17 nous avons reporté l'évolution des tassements mesurés à la base de la pile pour les dix simulations. On remarque que l'amplitude des tassements est comprise entre les courbes correspondant à deux cas extrêmes : simulation 1, débris sous tous les pieux (maximum) et simulation 2, pas de débris (minimum). Les tassements calculés au 6e pas de chargement sont compris entre 10,2 et 12 mm, et se trouvent encore dans la phase linéaire. On note que la présence ou l'absence de débris sous les pieux périphériques joue un rôle important au niveau des tassements. En effet, dans la simulation 4, nous trouvons des tassements importants. Au contraire, la présence ou l'absence de débris sous le pieu central n'influence pas trop les tassements de la pile. De plus, pour la charge de service, notre système se trouve encore en phase linéaire et, après le 7e pas de chargement, apparaissent les premières non-linéarités avec des tassements beaucoup plus importants. Pendant la réalisation du pont, afin de vérifier que les tassements relatifs entre chaque pile ne dépassent pas 10 mm, beaucoup de mesures de tassements seront réalisées après le poussage de chaque tronçon. Nous reportons également les valeurs des tassements calculés avec la méthode pressiométrique pour les groupes de pieux (Frank, 1999), une des plus utilisées et des plus fiables.

Pour la charge de 20 000 kN, cette méthode donne un tassement à la base de la pile de 4,1 mm, de 9,7 mm pour la charge de service, de 15,2 pour la charge ultime de 100 000 kN. Nous reportons au tableau VI les tassements calculés pour l'une des piles avec les deux méthodes. Nous devons remarquer la bonne correspondance entre les deux calculs pour les charges plus



basses, quand on se trouve encore dans un comportement linéaire. Par contre, pour des charges plus importantes, les non-linéarités, accentuées par la présence du débris, sont importantes et influencent beaucoup plus les tassements.

TABLEAU VI	Tassements calculés avec les différentes méthodes.
	Settlements estimated with each design method.

	Tassements (mm)		
Charge appliquée	Modèle numérique FEM	Calcul analytique	
20 000 kN	3,5-4	4,1	
60 000 kN	10,2-12	9,7	
100 000 kN	17,5-27,1	15,2	

6.2.2

Transfert de la charge par frottement latéral

Dans le problème étudié, avec les caractéristiques mécaniques des sols et la géométrie considérée, la charge reprise par frottement latéral dans le groupe de pieux équivaut au moins à 40 % de la charge totale dans presque toutes les simulations, et avec un maximum, pour la simulation 1, où elle arrive à 66 %.

Les pieux périphériques portent la plus grande partie de la charge dans toutes les situations. Cet effet montre que le comportement des groupes de pieux peut être comparé à celui d'un parallélépipède qui se tasse dans son ensemble et qui reprend la charge sur sa surface latérale. Le sol compris entre les pieux tasse avec le radier et les pieux ; la résistance par frottement latéral du pieu central est donc peu mobilisée.

A la figure 18, nous donnons la répartition de la charge totale entre le radier, le frottement latéral et la résistance à la pointe dans la simulation 5. Le radier reprend une partie de la charge à partir du premier pas ; ensuite sa contribution à la résistance devient constante, démontrant que le groupe de pieux tasse dans son ensemble et que l'influence du sol entre les pieux est minimale.

Redistribution Charge entre Pieux et Radier



Un résultat intéressant à mettre en évidence est la façon selon laquelle les contraintes tangentielles verticales se distribuent sur la surface latérale des pieux (Fig. 19, simulation 2 : 10^e pas). En effet, dans les méthodes analytiques, le calcul de la capacité portante par frottement latéral des pieux suppose une distribution uniforme des contraintes sur la circonférence du pieu. Cette hypothèse est correcte dans le cas d'un pieu isolé sous charge verticale, mais pour un groupe de pieux, la distribution des contraintes tangentielles n'est plus uniforme, surtout pour les pieux extérieurs. Les simulations ont montré des différences importantes de contraintes tangentielles verticales pour les pieux extérieurs du groupe.



La distribution des $\tau_{,,}$ au 6^e pas de chargement pour la simulation 4, pour les pieux 1, 2 et 4, est donnée à la figure 20 (P2I est la valeur du τ_{v} pour le pieu 2 calculée dans la partie de surface vers l'intérieur du groupe, P2E est la valeur du τ_{o} pour le pieu 2 calculée dans la partie de surface vers l'extérieur du groupe). Le pieu central P1 est caractérisé par une contrainte τ quasi constante sur la circonférence des pieux. La contrainte τ_{c} change sur la hauteur en fonction des différentes couches.



L'ordre de grandeur du frottement latéral mobilisé dans le pieu central et dans les pieux latéraux est différent, ainsi qu'entre l'intérieur et l'extérieur de la surface des pieux latéraux. En particulier, on montre que pour la surface intérieure des pieux périphériques et pour le pieu central, des contraintes τ_{0} du même ordre de grandeur sont mobilisées, alors que sur la surface extérieure des pieux latéraux une contrainte τ_{o} bien plus importante est mobilisée, jusqu'au double de celle à l'intérieur.

Les contraintes dans le béton

Dans notre travail nous avons remarqué l'importance de l'étude du sol et du contact sol béton. Dans ce paragraphe nous voulons mettre en évidence l'importance d'étudier l'ensemble sol-béton, en particulier afin d'obtenir des indications sur les interactions entre ces deux matériaux. En effet, le code de calcul que nous avons utilisé nous permet de connaître la distribution des contraintes dans le béton et ainsi d'obtenir des indications sur la structure et son dimensionnement.

La figure 21 donne les contraintes verticales dans le béton pour la simulation 1 au dernier pas de chargement. En utilisant une loi de comportement plus poussée pour le béton, cet outil pourrait être employé pour l'étude des contraintes dans le béton et pour le dimensionnement des structures de fondation, en permettant aussi des économies importantes de matériaux.



dernier pas de chargement (simulation 1). Concrete vertical stresses at the last step of

Conclusion

Si beaucoup de publications scientifiques concernent le comportement des groupes de pieux, de nombreux aspects restent à ce jour mal compris ou difficiles à prendre en compte dans un dimensionnement.

Notre travail offre une voie possible à suivre : la modélisation numérique, associée à des données expérimentales en nombre suffisant. Par une comparaison permanente entre les mesures in situ réalisées sur les ouvrages et les réponses des modèles numériques,

nous pourrons obtenir un outil fiable afin de comprendre le fonctionnement réel d'un groupe de pieux. Une simulation tridimensionnelle aux éléments finis nous a permis de comprendre l'ensemble des phénomènes impliqués dans le problème étudié et ainsi de donner une première estimation des tassements prévisibles au pont-canal de Houdeng.

D'un point de vue global, les résultats obtenus ont confirmé le rôle que chaque composante du groupe de pieux (radier, portance à la pointe, frottement latéral) exerce dans la reprise des charges. En particulier, nous avons remarqué que la contribution du radier devient constante après les premiers pas de chargement. La contribution du frottement latéral est ici la première résistance à être mobilisée. Enfin, la contribution de la résistance à la pointe des pieux est mobilisée plus tard, quand les tassements deviennent importants.

Ces simulations ont confirmé l'importance des pieux extérieurs, les plus sollicités pour presque toutes les simulations. De ce fait, il serait intéressant, dans le futur, d'étudier l'influence de la rigidité du radier, en faisant des simulations avec des radiers de différentes épaisseurs et dimensions.

Un autre résultat très intéressant est la différence de distribution des contraintes tangentielles verticales sur la circonférence de chaque pieu. La grande différence que nous avons pu observer entre la partie de la surface à l'intérieur du groupe et celle à l'extérieur (beaucoup plus sollicitée) est une donnée intéressante afin de mieux comprendre le système étudié. En relation au problème des tassements du pont-canal de Houdeng, nous avons estimé l'influence de la présence des débris sous la pointe des pieux. Les simulations nous ont montré que pour la charge de service de 60 000 kN l'influence de cette couche plus faible est bien limitée et les tassements sont compris entre 10,2 et 12 mm. Par contre, pour une charge théorique de 100 000 kN l'intervalle est bien plus important (entre 17,5 et 27,1 mm), à cause de l'entrée en plasticité pour des charges plus importantes. L'effet des non-linéarités liées aux glissements et aux plastifications est donc très marqué.

Dans la suite, cette étude pourra suivre plusieurs directions : d'une part, l'amélioration du code de calcul en 3D, du générateur de maillage, des aspects purement informatiques, et d'autre part, la réalisation de nouvelles simulations 3D pour différentes situations géotechniques. En particulier, il faudra mettre au point de nouvelles lois de comportement pour les éléments d'interface 3D. La loi de Coulomb offre de bons résultats, mais une loi qui tient compte d'un écrouissage permettrait d'obtenir de meilleurs résultats pour notre travail, comme nous avons pu le constater dans les simulations 2D.

Les directions à suivre sont nombreuses, mais le but est toujours d'arriver à comprendre exactement ce problème qui n'a pas encore été assez étudié.

Bibliographie

- Barnichon J.D. « Finite element modelling in structural and petroleum geology ». Thèse de doctorat, Université de Liège, 1998.
- Boulon M. « Modélisation numérique 3D du comportement d'un pieu sous effort incliné par la méthode des éléments finis ». Intermédiaire n° 2. Rapport Laboratoire 3S, 1997.
- Cescotto S., Charlier R. « Frictional contact finite elements based on mixed variational principles ». International Journal for Numerical methods in Engineering, 36, 1993, p. 1681-1710.
- Charlier R. « Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthode des éléments finis ». Thèse de doctorat. Université de Liège, 1987.
- Charlier R., Habraken A.M.H. « Numerical modelisation of contact with friction phenomena by the finite element method ». Computer and Geomechanics, vol. 9, nºs 1 & 2, 1990.

- Coduto Donald P. Foundation Design, principles and practice, 2nd edition, 2001.
- Desai C.S., Muqtadir A. « Three-dimensional analysis of a pile-group foundation ». International Journal for Numerical and analytical methods in geomechanics, 10, 1986, p. 41-58.
- Frank R. Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'ingénieur, Presses des ponts et chaussées, 1999.
- Frank R., Zhao S.R. « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins ». Bull. liaison labo p. et ch., n° 119, 17-24 ; mai-juin 1982.
- Habraken A.M.H., Cescotto S. « Contact between deformable solids. The fully coupled approach». Journal of Mathematical and Computer Modelling (Special issue: Recent advances in contact and impact mechanics), 1986.
- Li X.L., Bolle A., Charlier R. « Pont-canal

de Houdeng : simulation par éléments finis d'un essal de chargement sur un pieu et du comportement d'un groupe de pieux ». Rapport général final, Université de Liège, novembre 2000.

- Ottaviani M. « Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups ». *Géotechnique* 25, 2, 1975, p. 159-174.
- Poulos H.G., Xu K.J. « General elastic analysis of piles groups ». International Journal for Numerical and analytical methods in geomechanics, 24, 2000, p. 1109-1138.
- Poulos H.G. « Analysis of the settlement of pile groups ». Géotechnique 18, 4, 1968.
- Van Eekelen H.A.M. « Isotropic yield surfaces in the three dimensions for use in soil mechanics ». International Journal for Numerical and analytical methods in geomechanics, 4, 1980, p. 98-101.
- Viggiani C. Fondazioni. CUEN, 1994. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. - The Finite
- Element Method, 4th edition, 1987.

Y a-t-il un effet de taille et d'encastrement pour les fondations superficielles dans les sables?

J.L. BRIAUD

Professor and Holder of the Spencer J. Buchanan Chair Dpt. of Civil Engineering Texas A&M University College Station Texas 77843-3136 États-Unis briaud@tamu.edu



L'effet de la taille d'une fondation superficielle et l'effet de son encastrement sur la courbe donnant le déplacement en fonction de la charge sont l'objet de cet article. Des arguments théoriques et surtout des données expérimentales sont présentés. Ils indiquent la chose suivante. Si le comportement de la fondation est représenté par la courbe donnant la pression sous la fondation divisée par une mesure de la résistance du sol dans la zone influencée par la fondation en fonction du tassement divisé par la largeur de la fondation, toutes les courbes ainsi obtenues pour des fondations de taille et d'encastrement différents se regroupent dans une bande serrée pour un sable donné. L'existence de cette bande serrée est en accord avec la méthode de la courbe charge-tassement proposée par Briaud et Jeanjean (1994).

Mots-clés : fondations superficielles, sable, essai de chargement, courbe charge-déplacement, effet de taille, effet d'encastrement.

Is there a scale and embedment effect for shallow foundations in sand?

Abstract

The scale and embedment effect on the load-settlement curve for a shallow foundation in sand are discussed. Some theoretical arguments and several load tests results are presented. They show the following. If the behavior of the shallow foundation is represented by the curve giving the average pressure under the foundation divided by a measure of the soil résistance within the foundation zone of influence as a function of the settlement divided by the foundation width, all the curves obtained for different foundation sizes and different foundation embedments collapse into a narrow band for a given sand. The existence of such a narrow band is consistent with the load settlement curve method proposed by Briaud and Jeanjean (1994).

Key words: shallow foundations, sand, load test, load-settlement curve, scale effect, embedment effect.

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

Introduction

En 1994, à l'occasion de la conférence de l'ASCE intitulée « Settlement '94», Briaud et Jeaniean (1994) ont présenté les résultats d'essais de chargement sur cinq fondations superficielles reposant sur le sable du Site national de recherche en géotechnique à Texas A&M University. Ces fondations carrées de 1 m x 1 m, 1,5 m x 1,5 m, 2,5 m x 2,5 m, 3 m x 3 m, et 3 m x 3 m étaient encastrées de 0,75 m au-dessous du niveau du sol naturel. Les résultats de ces essais subventionnés par la FHWA se trouvent dans les publications de Briaud et Gibbens (1994, 1997, 1999). Briaud et Jeanjean ont montré que lorsque les résultats de ces cinq essais de chargement sont présentés sous la forme de pression movenne sous la fondation en fonction du tassement divisé par la largeur de la fondation, les cinq courbes ainsi obtenues se regroupent dans une bande très serrée. Ils concluent qu'il n'y a pas d'effet de taille pour ces fondations et proposent une méthode pour prévoir la courbe charge-déplacement pour une fondation superficielle reposant dans du sable. L'absence d'effet de taille fut l'objet d'un débat lors de la conférence. Un éminent ingénieur suggéra que l'absence apparente d'effet de taille était due à l'annulation de l'augmentation de pression due à l'augmentation de taille par la diminution d'encastrement relatif. Cet article est le résultat d'efforts supplémentaires pour élucider la question de l'effet de taille et d'encastrement sur le comportement des fondations superficielles dans

Ce sujet a été étudié par beaucoup de chercheurs en commençant par Taylor en 1948. Ils ont tous proposé des explications variées et plus ou moins compliquées pour le fait que la théorie ne correspond pas complètement à la réalité particulièrement en ce qui concerne la capacité portante ultime. On note les explications liées à la non-linéarité de l'enveloppe de rupture (DeBeer, 1965; Ovesen, 1975; Graham et Hovan, 1986; Hettler et Gudehus, 1988; Kutter et al., 1988; Bolton et Lau, 1989; Shiraishi, 1990; Perkins, 1995) liées à un mécanisme de rupture progressive (Muhs, 1963; Yamaguchi et al., 1976), liées à la dilatance des sols (Bolton, 1986), liées au rapport de la taille de la fondation à la taille des grains (Steenfelt, 1977), liées à plusieurs facteurs (Corte, 1980; Habib, 1985; Kimura et al., 1985; Garnier, 1997; Perkins et Madson, 2000). Dans cet article, on présente une raison différente et très simple pour expliquer l'écart entre les observations expérimentales et la théorie.

L'équation de capacité portante ultime

L'équation de capacité portante ultime pour une semelle filante dans un sol de caractéristiques c' et ϕ' uniforme s'exprime (Terzaghi *et al.*, 1996):

 $\dot{q}_u = c'N_c + 0.5\gamma BN_c + \gamma DN_g$ (1) où \dot{q}_u est la capacité portante ultime, c' est la cohésion effective, γ le poids volumique effectif, B la largeur de la fondation, D l'encastrement, et N_c, N_c, N_g sont les facteurs de capacité portante qui dépendent de l'angle de frottement effectif ϕ' . Pour un sable sans cohésion et une semelle filante sans encastrement, l'équation (1)

2

indique que la capacité portante ultime augmente linéairement avec la largeur de la fondation. De même, cette équation indique que la capacité portante ultime augmente linéairement avec l'encastrement.

Trois des hypothèses de l'équation (1) sont que le sable est sec, qu'il a une valeur de ϕ' constante et une valeur de γ constante. Le fait que le sable est sec et que γ est constant conduit à une contrainte effective σ' qui augmente linéairement avec la profondeur. La résistance au cisaillement τ_r augmente donc avec la profondeur (Fig. 1a) puisqu'elle s'écrit :

$$\tau_r = \sigma \tan \phi$$
 (2)



On peut donc s'attendre à ce que l'équation (1) donne de bonnes prévisions quand la résistance du sol augmente linéairement en fonction de la profondeur. Un profil de résistance au SPT, au CPT, ou un profil de pression limite au PMT peuvent indiquer si cette augmentation linéaire en fonction de la profondeur est légitime ou non pour un site donné. Bien souvent près de la surface, où sont fondées les fondations superficielles, les sols ne sont pas saturés et on a affaire à des profils où la résistance est pratiquement constante en fonction de la profondeur. Dans ce cas (Fig. 1b) on peut s'attendre à des difficultés de prévision quand on utilise l'équation (1) car les hypothèses ne correspondent pas à la réalité. On pourrait modifier l'équation (1) comme suit:

$$q_u = \sigma'_b N_y$$
(3)

où $\sigma_{\rm b}$ est la contrainte effective moyenne sous la fondation, ou même

$$q_u = r k$$
 (4)

où r est une mesure de la résistance du sol $(q_{c'}, p_{L'}, N)$ et k est un coefficient de capacité portante. C'est la solution adoptée dans le cas de calcul direct à partir des essais *in situ*. Dans ce sens, cette approche est supérieure à l'approche basée sur l'équation (1). Dans le cas de résistance constante, on peut donc aussi s'attendre à ce que la capacité portante n'augmente pas avec la grandeur de la fondation puisque la résistance du sol dans la zone mobilisée par la fondation reste constante. Cette discussion montre bien que le profil de résistance du sol a un impact direct sur l'effet de taille. On imagine de même que ce profil aura un impact semblable sur l'effet d'encastrement.

L'équation d'élasticité

La théorie de l'élasticité est souvent utilisée pour calculer le tassement d'une fondation superficielle reposant sur du sable. L'équation (*e.g.* Mayne et Poulos, 1999)

$$s = (qB/E) (1 - v^2) I_c I_F I_F$$
 (5)

donne le tassement s en fonction de la pression q, du diamètre B de la fondation circulaire, du module d'Young E, et du coefficient de Poisson v, ainsi que des facteurs $I_{\rm G}$, $I_{\rm F}$, et $I_{\rm E}$ caractérisant l'augmentation du module en fonction de la profondeur, de la flexibilité de la fondation, et de l'encastrement. Les abaques présentées par Mayne et Poulos donnant les valeurs de $I_{\rm G}$ et $I_{\rm E}$ sont présentées sur les figures 2 et 3. Pour une fondation rigide circulaire à la surface d'un sol ayant un module constant avec la profondeur, l'équation (5) devient:

$$s = (qB/E) (1 - v^2) \pi/4$$
 (6)

Cette équation montre bien que la courbe qui représente la variation de q en fonction de s/B sera indépendante de la grandeur de la fondation et ne dépendra que des propriétés du sol. Il n'y aura pas d'effet de taille pour cette courbe. D'un autre côté, le facteur I_E (Fig. 3) indique que l'augmentation de l'encastrement d'une fondation de largeur donnée dans un sol au module constant, réduit les tassements. La réduction maximale est de 10 à 15 % pour des valeurs raisonnables du coefficient de Poisson (0,3 à 0,5) et pour des encastrements habituels (D/B de 0 à 2).

Si on considère maintenant un sol où le module augmente de E_o à la surface à 2E_o à une profondeur de 2B sous une fondation rigide, le coefficient β (Fig. 2) est alors égal à 2 et I_G à 0,59. Si on double la largeur de la fondation sur ce même profil de module, le coefficient β est égal à 1 et I_G vaut 0,5. L'effet de taille dans ce cas est considéré comme étant donné par le rapport des valeurs de s/B pour les deux fondations superficielles soumises à la même pression q. Ce rapport se réduit au rapport des valeurs de I_G (équation 5) soit 0,85 ou une différence de 15 %.



FIG. 2 Facteur I_G pour l'influence du profil de module (d'après Mayne et Poulos, 1999). Influence factor I_G for the modulus profile (after Mayne and Poulos, 1999).



Cette discussion sur le tassement élastique montre bien que la variation du module avec la profondeur a un impact direct sur les effets de taille et d'encastrement. De plus, elle montre que pour des conditions moyennes, cet impact est minime (< 15 %). Puisque d'après la théorie, le profil de résistance (capacité portante ultime) et le profil de module (tassement) ont un impact sur les effets de taille et d'encastrement, on s'est efforcé d'accumuler des résultats expérimentaux d'essais de fondation pour élucider cette influence.

Les essais sur grandes fondations de Texas A&M University

Une série d'essais de chargement sur des grandes fondations superficielles a été effectuée en 1993 sur le Site national de recherche expérimentale en géotechnique à Texas A&M University (NGES-TAMU). Les résultats de ces essais ont déjà été publiés (Briaud, Gibbens, 1999); on les résume ici en soulignant les observations sur l'effet de taille. Cinq fondations superficielles en béton ont été construites sur le site NGES-TAMU; leurs dimensions étaient de 1 m x 1 m, 1,5 m x 1,5 m, 2,5 m x 2,5 m, 3 m x 3 m et 3 m x 3 m. Toutes ces fondations faisaient 1,5 m d'épaisseur et étaient encastrées de 0,75 m dans le sable. Le sable est un sable silteux à densité relative moyenne. Le profil de résistance de ce sable est illustré par le graphique indiquant le nombre de coup de battage N au SPT en fonction de la profondeur (Fig. 4). On note que ce graphique indique une résistance pratiquement constante avec la profondeur. La nappe phréatique est à 4,9 m de profondeur.

Les résultats des essais sont représentés par la figure 5 donnant la pression en fonction du tassement divisé par la largeur de la fondation. Comme on le voit, les cinq courbes se regroupent dans une bande étroite et l'effet de taille est négligeable. La validité de cette conclusion est affaiblie par le fait que ces fondations n'ont pas le même encastrement relatif. Si on ignore l'effet possible des différents encastrements relatifs,



cette série d'essais en vraie grandeur montre que dans ce sol, où la résistance est constante avec la profondeur, la courbe pression fonction du rapport tassement/largeur est indépendante de la largeur de la fondation et devient donc une propriété du sol lui-même. De façon à étudier séparément l'effet de taille et l'effet d'encastrement, des essais supplémentaires ont été conduits sur le même site et sont décrits dans la section suivante.

Les essais de plaque à Texas A&M University

Une série de 20 essais de plaque a été réalisée en 1997 dans le site de sable (NGES-TAMU). Les plaques étaient carrées et de grandeurs différentes : $0,1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m}, 0,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m}, 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}, 0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$. La profondeur des essais était égale à 0 m, 0,1 m, 0,2 m, 0,3 m, 0,4 m, 0,6 m et 0,8 m. Les plaques ont été placées au fond d'excavations dont la section était égale à la surface de la plaque. Le sable est un sable silteux à densité relative moyenne. Rappelons que le profil SPT est donné dans la figure 4 et plusieurs sondages CPT furent obtenus à cette occasion (Fig. 6). La nappe est à 4,9 m de profondeur.

Les essais de plaque ont été conduits de la façon suivante. La plaque était rigidement attachée au bout d'une tige de pénétromètre et un camion CPT a été utilisé pour pousser la plaque dans le sable à une vitesse



d'environ 2 mm/min jusqu'à un enfoncement égal au 1/10 de la largeur de la plaque. A ce moment, la vitesse de pénétration a été augmentée à 1 mm/s et la plaque a été enfoncée d'un mètre dans le sable où, le cas échéant, jusqu'à ce qu'on atteigne la réaction maximale du camion (~ 190 kN). La force appliquée a été mesurée avec la cellule de mesure de force du pénétromètre et le tassement de la plaque avec le système de câble donnant la mesure de déplacement du camion CPT. Ce système de mesure de déplacement, qui d'habitude se trouve à l'intérieur du camion de mesure, a été sorti du camion, une extrémité du câble a été montée directement sur la poutre de référence pour le tassement, et l'autre extrémité a été attachée sur la plaque. Un exemple des résultats est donné sur la figure 7 pour la plaque de 0,3 m de côté encastrée à 0,6 m de profondeur. Les résultats complets sont donnés par Barfknecht et Briaud (1999).

La pression correspondant à un tassement égal au 1/10 de la largeur de la plaque est notée $p_{0,1}$. La pression correspondant à un tassement égal au 1/100 de la largeur de la plaque est notée $p_{0,01}$. La résistance de pointe moyenne dans la zone d'influence de la plaque, évaluée à une profondeur égale à la largeur de la plaque, est appelée q_{ca} . Tous les résultats des essais de plaque sont présentés sur deux figures : $p_{0,1}/q_{ca}$ fonction de D/B est sur la figure 8 et $p_{0,01}/q_{ca}$ fonction de D/B sur la figure 9. La normalisation de $p_{0,1}$ et $p_{0,01}$ par q_{ca} du sondage CPT le plus proche de l'essai de plaque a été rendue nécessaire par l'hétérogénéité des 0,5 m de sable en surface. En effet les résultats des sondages CPT sur la figure 6 démontrent que cette hétérogénéité



existe en surface et diminue avec la profondeur. Les figures 8 et 9 indiquent que, en dépit de cette hétérogénéité, les rapports $p_{0,1}/q_{ca}$ et $p_{0,01}/q_{ca}$ sont regroupés dans des plages de valeurs assez étroites et sont indépendants de la dimension et de l'encastrement de la plaque. La variation de ces rapports est plus importante en surface où l'hétérogénéité est elle aussi plus importante.

D'autres essais de fondation et de plaque trouvés dans les publications récentes ont été rassemblés pour pouvoir confirmer ou contredire l'absence d'effet de taille et d'encastrement sur les courbes d'enfoncement normalisées observées sur les essais de Texas A&M University.

Les essais de fondation d'Ismael (1985)

Ismael (1985) a conduit une campagne d'essais d'enfoncement sur des petites fondations superficielles en béton reposant sur du sable au Koweït. Les fondations étaient carrées et avaient pour grandeur : 0,25 m x 0,25 m, 0,5 m x 0,5 m, 0,75 m x 0,75 m et 1 m x 1 m. L'encastrement a varié de 0,5 m, 1 m, 1,5 m à 2 m dans un sable à granulométrie bien étalée (SW) et à densité relative moyenne, avec un peu de silt jusqu'à une profondeur de 4 m. Le nombre moyen de coup de battage N au SPT est de 20 coups/0,3 m et le profil est relativement constant avec la profondeur (Ismael, 1999, communication par mail). La nappe est à 2,8 m de profondeur.







Les essais de fondations ont été conduits de la façon suivante. Les fondations ont été coulées en place et chargées selon la norme ASTM D1194-72. La charge verticale a été développée à partir de camions chargés et a été appliquée par paliers de 45 kN jusqu'à la limite de 450 kN. Le tassement a été mesuré avec des extensomètres en prenant pour base une poutre.

L'effet de taille a d'abord été étudié en conduisant une série d'essais avec les fondations de 0,25 m, 0,5 m, 0,75 m et 1 m encastrées à une profondeur de 1 m. Les résultats présentés par Ismael (1985) sous la forme pression fonction du tassement sont représentés sur la figure 10 sous la forme pression fonction du rapport tassement/largeur. Les résultats montrent clairement que les courbes se regroupent en une courbe unique; donc, dans ce cas, l'effet de taille n'existe pas quand on présente les données de cette manière.

L'effet d'encastrement a été étudié ensuite en conduisant une série d'essais avec la fondation de 0,5 m encastrée à 0,5 m, 1 m, 1,5 m, et 2 m de profondeur. Les résultats présentés par Ismael (1999) sous la forme pression fonction du tassement sont présentés sur la figure 11 sous la forme pression fonction du rapport tassement/largeur. Les résultats montrent clairement que les courbes se regroupent en une courbe unique; donc dans ce cas aussi, l'effet d'encastrement n'existe pas quand on présente les résultats de cette manière.

Dans ce sable où la résistance est constante avec la profondeur, l'effet de taille et d'encastrement sur les courbes p fonction du rapport s/B n'existe pas. Ces résultats confirment les résultats des essais de Texas A&M University.





20

Les essais de centrifugeuse Pu et Ko (1988)

Pu et Ko (1988) ont conduit une série d'essais sur modèle réduit dans la centrifugeuse de l'Université du Colorado. Les modèles utilisés étaient une fondation carrée (25,4 mm x 25,4 mm) et une semelle filante (25,4 mm x 152,4 mm). Des essais ont été conduits à la surface du sable sec ainsi qu'en profondeur avec des rapports D/B de 0,5, 1, 3 et 5. Le sable était uniforme et propre (SP) avec une densité relative élevée sur la profondeur de 0,3 m du conteneur de la centrifugeuse. Le sable a été mis en place par pluviation pour obtenir une densité uniforme. Le profil de résistance n'a pas été mesuré pendant les essais de 1988, mais des sondages CPT réalisés depuis sur du sable préparé de la même façon donnent une résistance de pointe qui augmente linéairement avec la profondeur (Ko, 1991, communication téléphonique) (Fig. 1a).

Les fondations ont été chargées avec un vérin hydraulique. La charge était donnée par une cellule de mesure de force et le tassement par un capteur LVDT. L'effet de taille a été étudié en utilisant la semelle filante et en conduisant des essais à 25 g, 50 g et 75 g. Ces accélérations correspondent à des grandeurs prototypes de 0,63 m, 1,27 m et 1,90 m. Les résultats présentés sous la forme de pression p fonction du rapport tassement-largeur s/B indiquent un effet de taille important (Fig. 12a). On peut aussi présenter les résultats sous la forme de pression divisée par la résistance moyenne du sol τ_{ra} dans la zone influencée par la fondation fonction du rapport s/B. La zone d'influence de la fondation est de l'ordre de deux fois la largeur pour les fondations carrées et quatre fois la largeur pour les semelles filantes. La valeur de τ_{fa} est proportionnelle à l'accélération centrifuge, a, pendant l'essai car T, est proportionnel au niveau de contrainte; donc dans ce cas, au lieu de normaliser la pression par τ_{ra} , on a simplement normalisé la pression par l'accélération centrifuge. La figure 12b représente la courbe de p/a en fonction de s/B; sur cette figure on voit que les courbes finissent par se regrouper dans une bande beaucoup plus serrée. Ceci montre que, lorsque la résistance du sol augmente avec la profondeur (Fig. 1a), l'effet de taille est réduit de façon importante, une fois que la pression sous la fondation est normalisée en la divisant par la résistance du sol dans la zone d'influence.

L'effet d'encastrement a été étudié en utilisant la fondation carrée et en conduisant des essais à des profondeurs relatives D/B égales à 0, 0,5, 1, 3 et 5. Les essais ont tous été réalisés à 50 g ce qui correspond à une fondation prototype de 1,27 m de côté. Pu et Ko (1988) présentent les résultats sous la forme de p en fonction de s/B (Fig. 13a); sous cette forme, l'influence de l'encastrement est claire. On peut aussi présenter les résultats sous la forme de s/B. Dans ce cas, on choisit τ_{fa} comme étant la résistance moyenne dans la zone ou profondeur d'influence de la fondation; cette profondeur est égale à deux fois la largeur B de cette fondation carrée. On a donc pris la résistance moyenne deur de 1B sous la fondation (z = 1B pour D/B = 0 et z = 6B pour D/B = 5). La figure 13b représente la variation





de p/((D/B) + 1) en fonction de s/B; dans ce cas, l'effet d'encastrement disparaît pratiquement. Ceci indique que lorsque la résistance du sol augmente avec la profondeur (Fig. 1a), l'effet d'encastrement disparaît pratiquement dès que la pression sous la fondation a été normalisée avec la résistance moyenne du sol dans la zone d'influence.

Les essais de la Federal Highway Administration (Lutenegger, 1995)

8

La Federal Highway Administration (FHWA) a réalisé un grand nombre d'essais de fondation dans une fosse de 7,1 m x 6,5 m x 3,5 m de profondeur remplie de sable au Turner-Fairbank Highway Research Center près de Washington DC sous la direction de Al DiMillio et de Mike Adams. Une des séries d'essais a été réalisée pour étudier l'effet d'encastrement D/B (0, 0,5 et 1) avec une fondation carrée de 0,91 m de côté (Lutenegger, 1995, communication personnelle). Le sable est un sable propre uniforme et humide placé par couche de 0,3 m d'épaisseur et compacté jusqu'à une densité relative moyenne. Une série d'essais pressiométriques (PMT) a été réalisée par Barfknecht et Briaud (1999) dans la fosse d'essai et a donné un profil de pression limite qui augmente avec la profondeur (Fig. 14). Pendant les essais PMT, la nappe était à une profondeur de 2,1 m; il n'y avait pas de nappe pendant les essais de chargement des fondations.

Les fondations en béton ont été chargées par paliers, la charge a été mesurée par une cellule de mesure de force et le tassement comme la moyenne des lectures de quatre LVDTs placés à chaque coin de la fondation. Les courbes de pression p fonction du rapport tassement/largeur s/B pour les trois profondeurs d'encastrement sont présentées sur la figure 15a. Cette figure indique un effet d'encastrement important qui disparaît pratiquement quand les courbes sont tracées sous la forme p/p_{La} en fonction de s/B (Fig. 15b); p_{La} est la pression limite moyenne du PMT dans la zone de profondeur égale à 1B sous la fondation.

Ces essais indiquent que, lorsque la résistance du sol augmente avec la profondeur, l'effet d'encastrement disparaît pratiquement dès qu'on normalise la courbe par rapport à la résistance moyenne du sol dans la zone influencée : p/p_{La} en fonction de s/B.

Les essais des Laboratoires des ponts et chaussées (Khebib, Canépa, Magnan, 1997)

Les Laboratoires des ponts et chaussées (LPC) ont réalisé, entre 1978 et 1990, une grande série d'essais de fondations superficielles sur site (Canépa, Despreles, 1990). Grâce à une entente de coopération entre la FHWA (Al DiMillio) et les LPC (Jean-Pierre Magnan), les LPC ont incorporé les données des 51 essais de fondations réalisés par les LPC dans la base de données FHWA pour fondations superficielles et a produit un



Résultats des essais en profondeur de Pu et Ko (1988): (a) avant normalisation, (b) après normalisation. Results of the tests at depth for Pu and Ko (1988): (a) before normalization, (b) after normalization.

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE Nº 105 4º trimestre 9003



document (Khebib, Canépa, Magnan, 1997). C'est ce document qui constitue la base de ce qui suit.

Le sable du site de Labenne est un sable propre fin et moyennement dense (SP) dans la zone d'influence des essais. Le nombre moyen de coups de battage au SPT dans cette zone est de 15 coups/0,3 m. La résistance du sol augmente légèrement de 0 à 3 m et est caractérisée par l'équation (Khebib, Canépa, Magnan, 1997):

$$p_{L}(kPa) = 780 (1 + 0.15 z(m))$$
 (7)

où p_L est la pression limite du pressiomètre (Briaud, 1992) et z est la profondeur.

Les fondations étaient carrées et mesuraient 0,7 m x 0,7 m et 1 m x 1 m. Les essais de chargement ont été réalisés par paliers égaux au 1/10 de la charge ultime prévue et maintenue pendant une heure. On peut évaluer l'effet de taille en comparant les résultats des essais faits près de la surface (D = 0,2 m) pour la fondation de 0,7 m et de 1m. Les courbes donnant la pression p en fonction du rapport tassement/largeur (s/B) de la fondation sont regroupées sur la figure 16a. D'après cette figure l'effet de taille est très faible. On peut aussi tracer les courbes sous la forme de p/p_{Le} en fonction de s/B (Fig. 16b) où p_{Le} est la moyenne de la pression limite au pressiomètre dans la zone d'influence de la fondation. Il y a peu de différence entre la figure 16a et 16b parce que la résistance du sol est pratiquement constante avec la profondeur.

L'effet d'encastrement peut être évalué en comparant les résultats de la fondation de 1 m chargée à deux profondeurs différentes : 0,2 m et 1 m. Les courbes p fonction de s/B pour ces essais sont présentées sur la figure 17a. Cette figure indique une petite influence de l'encastrement qui décroît quand on trace les courbes en p/p_{La} fonction de s/B (Fig. 17b); p_{La} est la pression limite moyenne au pressiomètre dans la zone de profondeur égale à 1B sous la fondation.

Ces essais indiquent que lorsque la résistance du sol est pratiquement constante avec la profondeur, l'effet de taille et l'effet d'encastrement sont négligeables.



Results of the FHWA tests (Lutenegger, 19950): (a) before normalization, (b) after normalization.



Les essais de Consoli et al. (1998)

L'université fédérale de Rio Grande Do Sul au Brésil a réalisé des essais de plaques et de fondations sur un sol résiduel. Le sol est une argile sableuse et silteuse jusqu'à 3,5 m de profondeur. Le profil de résistance a été caractérisé avec le pénétromètre statique et indique une résistance approximativement constante avec la profondeur dans la zone d'influence des fondations. La valeur moyenne de la résistance de pointe est égale à 500 kPa. Des essais en laboratoire ont donné la résistance en compression simple du sol.

Les fondations étaient des plaques circulaires de 0,3 m à 0,6 m de diamètre et des semelles carrées de 0,4 m à 1 m de cote. Les essais de chargement ont été réalisés en suivant la norme brésilienne MB-3472 (Foundations, 1991) et par palier d'au moins 30 minutes. Tous les essais ont été faits au fond de fausses de 1,2 m de profondeur. On peut évaluer l'effet de taille en comparant les résultats de tous les essais. La figure 18a montre les courbes pression-tassement obtenues par Consoli et ses collègues. La figure 18b montre les résultats aussi présentés par Consoli après normalisation de la pression avec la résistance à la compression simple du sol sous la fondation. Les courbes de la figure 18a sont dispersées tandis que les courbes de la figure 18b sont regroupées dans une plage étroite.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 4º trimestre 2003

10

Ces essais indiquent que lorsque la résistance du sol est pratiquement constante avec la profondeur, l'effet de taille est négligeable.

Discussion

Les équations discutées et les données expérimentales présentées ont montré que le profil de résistance du sol en fonction de la profondeur a, pour les fondations dans le sable, un impact direct sur l'effet de taille et l'effet d'encastrement. Les données expérimentales montrent que si la résistance du sol est constante avec la profondeur (Fig. 1b), l'effet de taille et l'effet d'encastrement sur la courbe pression fonction du rapport tassement/largeur sont négligeables (essais TAMU, Ismael, LPC, Consoli). Si la résistance du sol augmente proportionnellement à la profondeur (Fig. 1a), alors il y a un effet de taille et un effet d'encastrement sur la courbe pression fonction du rapport tassement/largeur; cependant ces deux effets deviennent négligeables pour la courbe du rapport pression-résistance du sol dans la zone influencée par la fondation fonction du rapport tassement/largeur (essais Pu et Ko, FHWA). Ces observations représentent une indication que la courbe du rapport pression/résistance (p/ $\tau_{f_{f_{h}}}$) fonction du rapport tassement/largeur (s/B) est unique pour un sol donné et pour des fondations carrées chargées ver-



ticalement en leur centre sur une surface horizontale. L'unicité de cette courbe est la base de la méthode proposée par Briaud et Jeanjean (1994). Cette méthode est basée sur l'unicité de la relation entre le rapport pression sous la fondation divisée par la pression correspondante obtenue au pressiomètre, d'une part, et le rapport tassement divisé par la largeur de la fondation, d'autre part.

Si la courbe $p/\tau_{r_{e}}$ fonction de s/B est unique, est-ce que l'équation générale de capacité portante ultime décrit le phénomène correctement? La réponse est oui dans le cas où la résistance du sol augmente proportionnellement à la profondeur car, dans ce cas, les hypothèses sont bien vérifiées. En effet, un angle de frottement constant et une contrainte effective qui augmente proportionnellement à la profondeur correspondent bien à ce cas. Par contre la réponse est non, pour tous les autres cas, y compris le cas d'une résistance de sol constante en fonction de la profondeur. Dans ce dernier cas, la capacité portante ultime est indépendante de la grandeur de la fondation et de l'encastrement. Ceci est contraire à l'équation de capacité portante ultime et rend le coefficient N, fonction de la largeur B de la fondation (Vesic, 1973) et N, fonction de la profondeur d'encastrement.

On doit noter que le profil de résistance constante avec la profondeur correspond au cas des quatre sites naturels (TAMU, Ismael, LPC, Consoli) tandis que le profil de résistance augmentant linéairement avec la profondeur correspond au cas des deux dépôts de sable artificiels (Pu et KO, FHWA). Ceci indique que les profils constants sont en réalité peut-être plus communs et les expériences en laboratoire devraient refléter ce type de profil.

Conclusion

Le cas considéré est celui de fondations carrées dans du sable et soumises à des charges verticales appliquées au centre de la fondation reposant sur un terrain plat horizontal. La pression movenne sous la fondation est p, le tassement est s, la largeur de la fondation est B, la profondeur d'encastrement est D et la résistance moyenne du sol dans la zone d'influence de la fondation est τ_{t_0} . La question posée est la suivante : y a-t-il un effet de taille et un effet d'encastrement dans ce cas ? La réponse et les conclusions qui suivent sont bien évidemment limitées par les données expérimentales utilisées dans cet article, par les types de sols représentés sur ces sites expérimentaux, et par le raisonnement présenté. Les données expérimentales ont été obtenues pour des fondations d'une taille variant de 0,25 m à 3,0 m de côté et pour des encastrements relatifs D/B variant de 0 à 5. Le raisonnement fait appel à l'équation classique de capacité portante ultime et à la théorie de l'élasticité :

1) il n'y a pas d'effet de taille ni d'effet d'encastrement pour la courbe p/τ_{fa} fonction de s/B quel que soit le profil de résistance du sol;

2) il n'y a pas d'effet de taille ni d'effet d'encastrement pour la courbe p fonction de s/B quand le profil de résistance est constant avec la profondeur;





3) il y a un effet de taille et un effet d'encastrement pour la courbe p fonction de s/B quand le profil de résistance du sol n'est pas constant avec la profondeur. L'effet correspond à une augmentation ou à une diminution selon que la résistance du sol augmente ou diminue avec la profondeur;

4) l'équation générale de capacité portante ultime dans les sables correspond à un profil de résistance de sol qui augmente linéairement avec la profondeur car ϕ' et γ' sont constants et le sol est sec. Dans ces conditions, N_y et N_q sont constants et l'équation décrit proprement l'influence de B et de D. Pour tout autre profil de résistance, cette équation ne représente pas la vraie variation de la capacité portante ultime car les hypothèses, sur lesquelles elle est basée, ne sont pas vérifiées.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier la Federal Highway Administration (FHWA) qui a subventionné ce projet et Al DiMillio et Mike Adams de la FHWA pour leur coopération. Nous tenons aussi à remercier Jean-Pierre Magnan et Yves Canépa (Laboratoires des Ponts et chaussées), Nabil Ismael (Kuweit University), Hon-Yim Ko (Université du Colorado, Boulder) et Alan Lutenegger (Université du Massachusetts) pour leurs contributions à ces travaux de recherche. Les essais de plaques à Texas A&M University ont été réalisés par Fugro Geosciences (Recep Yilmaz). De nombreux anciens élèves ont contribué à cette recherche. On mentionne tout particulièrement Jayson Barfknecht (essais de plaque, TAMU), Jonghyub Lee (recherche bibliographique), Bob Gibbens et Philippe Jeanjean (essais sur grandes fondations, TAMU) et Remon Melek (recherche bibliographique). Nous remercions aussi Louis Briaud pour sa révision du manuscrit.

- Barfknecht J., Briaud J.L. « Effect of Scale and Depth of Embedment for Footings in Sand ». Research Report, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, USA, 1999.
- Bolton M.D., Lau C.K. «Scale effects in the bearing capacity of granular soils », 12th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Rio, 1989, p. 895-898.
- Bolton M.D. α The Strength and Dilatancy of Sands ». Géotechnique, London, vol. 36, n° 1, 1986, p. 65-78.
- Brazilian Standards MB-3472 Foundations – Static loading tests, 1991.
- Briaud J.L. The Pressuremeter. A.A. Balkema Publishers, Brookfield, Vermont, USA, 1992, 322 p.
- Briaud J.L., Gibbens R.M. Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand. Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-97-068, McLean, Virginia, USA, 1997, 220 p.
- Briaud J.L., Gibbens, R.M. «Behavior of five Large spread Footings in Sand ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, n° 9, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, Sept. 1999.
- Briaud J.L., Gibbens R.M. (Eds) «Predicted and Measured Behavior of Five Spread Footings on Sand ». Geotechnical Special Publication n° 41, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 1994, 256 p.
- Briaud J.L., Jeanjean P. «Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand ». Geotechnical Special Publication n° 40, Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 1994, p. 1774-1804.
- Canépa Y., Despresles D. Catalogue des essais de chargement de fondations

superficielles réalisés sur sites par les LPC (1978-1990). FAER1.17.020, LREP Melun, décembre 1990.

- Consoli N.C., Schnaid F., Milititsky J.– «Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 124, n° 9, Sept. 1998, p. 857-867.
- Corté J.F. « Essais sur modèles réduits en géotechnique ». Proceedings 12th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 4, Rio, 1980, p. 2553-2571.
- De Beer E.E. «The Scale Effect on Phenomenon of Progressive Rupture in Cohesionless Soils». Proc., 6th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Univ. of Toronto, Canada, vol. 2, 1965, p. 13-17.
- Garnier J. « Validation des modèles physiques et numériques : problème des effets de taille ». *ICSMFE*, Hambourg, vol. 3, 1997, p. 659-663.
- Graham J. Hovan, J.M «Stress Characteristics for Bearing Capacity in Sand Using a Critical State Model». *Can. Geotech. J.*, Ottawa, vol. 23, 1986, p. 195-202.
- Habib P. « Effet de taille et surfaces de glissement ». Revue française de géotechnique, 31, 2º trimestre 1985, p. 5-10.
- Hettler A., Gudehus G. « Influence of the Foundation Width on the Bearing Capacity Factor ». *Soils and Foundations*, vol. 28, n° 4, Dec. 1988, p. 81-92.
- Ismael N.F. « Allowable Pressure from Loading Tests on Kuwaiti Soils ». Can. Geotech. J., n° 22, Ottawa, 1985, p. 151-157.
- Khebib Y., Canépa Y., Magnan J.P. Base de Données de Fondations Superficielles SHALDB : essais des Laboratoires des ponts et chaussées. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1997.
- Kimura T., Kusakabe O, Saitoh K. «Geotechnical Model Tests of Bearing Capacity Problems in a Centrifuge ». *Géo-*

technique, London, vol. 35, n° 1, 1985, p. 33-45.

- Lutenegger A. Communication personnelle du 27-9-1995 (by fax dated 9-27-95).
- Mayne P.W., Poulos, H.G. «Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, n° 6, 1999, p. 453-460.
- Ovesen N.K. « Centrifugal Testing Applied to Bearing Capacity Problems of Footings on Sand ». *Géotechnique*, London, vol. 25, n° 2, 1975, p. 354-401.
 Perkins S.W., Madson C.R. – « Bearing Capacity of Shallow Foundations on
- Perkins S.W., Madson C.R. « Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand: A Relative Density Approach ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, n° 6, 2000, p. 521-530.
- Pu J.L., Ko, H.Y. « Experimental Determination of Bearing Capacity in Sand by Centrifuge Footing Tests ». Proceed. of Centrifuge '88, J.F. Corté Ed., A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, 1988, p. 293-299.
- Shiraisi S. « Variation in bearing capacity factors of dense sand assessed by model loading tests ». *Soils and foundations*, 1, vol. 30, march 1990, p. 17-26.
- Steenfelt J.S. « Scale effect on bearing capacity factor Nγ». Proceed. 9th Int. Conf. Soil Mechan. and Found. Eng., Tokyo, vol. 1, 1977, p. 749-752.
- Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. « Soil Mechanics in Engineering Practice ». John Wiley and Sons, New York, 1996, 3rd ed., p. 549.
- Vesic A.S. « Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 99, SM1, Jan. 1973, p. 45-73.
- Yamaguchi H., Kimura T., Fuji N. « On the Influence of Progressive Failure on the Bearing Capacity of Shallow Foundations in Dense Sand ». Soils and Foundations, vol. 16, n° 4, Dec. 1976, p. 11-22.



Méthode de détermination de la courbe charge-tassement pour les fondations superficielles dans les sables



Briaud et Jeanjean ont proposé une méthode pour la détermination de la courbe charge-tassement pour fondations superficielles en 1994. Cette méthode était limitée aux fondations carrées superficielles, soumises à des charges monotones verticales appliquées au centre de la fondation, installée sur la surface horizontale d'un sable. Cet article présente une évaluation de la précision de cette méthode et son extension au cas de fondations rectangulaires, de fondations encastrées, de fondations près d'une pente, de charges excentrées, et de charges inclinées. La précision est évaluée en comparant le comportement prévu et mesuré de 18 essais de fondations. La méthode aux éléments finis et le modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) sont utilisés pour établir les facteurs nécessaires pour inclure les effets de taille, de forme, d'encastrement, d'excentricité, d'inclinaison, et de la proximité d'une pente.

Mots-clés: fondations superficielles, simulations numériques, charge excentrée, charge inclinée, charge près d'une pente, méthode aux éléments finis, essai pressiométrique, courbe charge-tassement, sable.

Load settlement curve method for shallow foundations on sand

Abstract

Briaud and Jeanjean proposed the load settlement curve method for shallow foundations in 1994. This method was limited to square shallow foundations, subjected to vertical monotonic loads applied at the center of the foundation resting on a flat sand surface. This article gives an evaluation of the precision of this method and an extension of the method to rectangular shallow foundations, embedded shallow foundations, shallow foundations near a slope, shallow foundations subjected to an eccentric load and to an inclined load. The precision is evaluated by comparing predicted and measured behavior for 18 foundation load tests. The finite element method and the Duncan-Chang (1970) hyperbolic model are used to obtain the correction factors for scale effect, shape effect, embedment effect, eccentricity effect, inclination effect, and the influence of a nearby slope.

Key words : shallow foundations, numerical simulations, eccentric load, inclined load, load near a slope, finite element method, pressuremeter test, load-settlement curve, sand.

J.L. BRIAUD

Professor and Holder of the Spencer J. Buchanan Chair Dpt. of Civil Engineering Texas A&M University College Station, Texas 77843-3136, États-Unis briaud @tamu.edu

K. HOSSAIN

Fugro, Houston, Texas, États-Unis

J. BARFKNECHT

City of Bryan, Bryan, Texas, États-Unis

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

Méthode de la courbe charge-tassement

Cette méthode a été proposée par Briaud et Jeanjean (1994). La pratique courante pour le dimensionnement des fondations superficielles consiste à calculer la capacité portante ultime du sol pour satisfaire à des critères de sécurité et ensuite, à calculer le tassement de la fondation pour satisfaire à des critères de service. Le tassement et la capacité portante ultime correspondent à deux points seulement sur la courbe chargetassement. Le but de la nouvelle méthode est d'obtenir de façon relativement simple la courbe complète de charge-tassement pour une fondation superficielle. Une fois que cette courbe complète est calculée, l'ingénieur a une information plus complète pour prendre une décision quant à la charge à admettre.

Le pressiomètre a été choisi comme étant l'essai le mieux adapté pour donner cette courbe après avoir observé le mode de déformation sous des fondations de 3 x par 3 m chargées jusqu'à 150 mm de pénétration dans du sable (Briaud, Gibbens, 1999). En effet, les inclinomètres placés autour de ces fondations et lus pendant les essais de chargement ont indiqué clairement que le mode de déformation correspond à un déplacement latéral du sol (Fig. 1) tout à fait semblable à celui observé pendant l'essai pressiométrique. Cette analogie précise, a conduit à l'idée de transformer la courbe pressiométrique en courbe charge-tassement pour la fondation (Fig. 2). Cette transformation basée sur des essais en vraie grandeur et sur des simulations numériques (Jeanjean, 1995) se résume en deux équations qui transforment les deux axes (Briaud, Jeanjean, 1994).

$$s/B = 0.24 \Delta R/R_{o}$$
(1)
$$p_{fond} = \Gamma p_{p}$$
(2)

où s est le tassement de la fondation, B sa largeur, ΔR l'augmentation du rayon de la cavité cylindrique correspondant à un point sur la courbe pressiométrique, R_o le rayon initial de la cavité cylindrique pour l'essai pressiométrique, p_{fond} la pression sous la fondation, Γ la fonction de transformation (Fig. 3), et p_p la pression pressiométrique correspondant à ΔR .

L'équation 1 a pour but de rendre compatibles les déformations entre le pressiomètre et la fondation. Quand s/B, qui est relié à la déformation moyenne sous la fondation, est égal à 0,1, la pression sous la fondation est considérée comme étant la pression limite. D'un autre côté, quand AR/R,, qui représente la valeur de la déformation circonférentielle sur la paroi de la cavité pressiométrique, est égal à 0,414, la pression limite pressiométrique est atteinte. En effet, cette valeur correspond à une cavité pressiométrique qui a doublé de volume. Le rapport 0,1/0,414 donne le coefficient 0,24 dans l'équation 1 qui assure ainsi que les pressions limites de la fondation et du pressiomètre correspondent. Cette correspondance grossière et approximative des déformations n'est pas critique puisque la fonction Γ a ensuite été obtenue en utilisant ce facteur de 0.24. par régression avec des essais de fondations et des simulations numériques. La fonction Γ corrige donc l'erreur potentielle dans le facteur 0,24. L'équation 2 permet de transformer la pression pressiométrique p., correspondant à $\Delta R/R_{e}$ en pression sous la fondation p_{fond} correspondant à s/B grâce à la fonction Γ . Cette



FIG. 1 Profils de mouvements horizontaux pour la fondation de 3 m x 3 m sous charge (Briaud, Gibbens, 1999). Horizontal movement profiles for the 3 m x 3 m

footing under load (Briaud, Gibbens, 1999).



fonction de s/B ou de 0,24 Δ R/R_o a été obtenue, d'une part, de façon expérimentale par essais pressiométriques et de fondations en parallèle (Briaud, Gibbens, 1999) et, d'autre part, de façon théorique par simulations numériques en parallèle du pressiomètre et de la fondation (Jeanjean, 1995).

La méthode consiste donc à réaliser des essais pressiométriques dans la zone d'influence de la fondation, à obtenir les courbes pressiométriques tracées en p_p vs. $\Delta R/R_{o}$, à faire une moyenne de ces courbes pour obte-



nir une courbe pressiométrique unique (la figure 4 donne un exemple ; voir Briaud, Jeanjean, 1994 pour plus de détails sur cette moyenne), à transformer la courbe p_p vs $\Delta R/R_o$ en courbe p_{fond} vs s/B point par point en utilisant les équations 1 et 2, et à multiplier les valeurs de p_{fond} par la surface de la fondation et les valeurs de s/B par la largeur de la fondation pour obtenir la courbe charge-tassement pour la fondation.

La fonction gamma, Γ

2

Depuis l'article de 1994, plusieurs données d'essais pressiométriques et de fondations conduits en parallèle ont été obtenues et ont permis d'évaluer la fonction F (Fig. 5). Larson (1997) à l'Institut suédois de géotechnique (SGI) a réalisé une telle série d'essais dans des sites de limons naturels (Fittja, Vatthammar, Kolbyttemon) et a recommandé une fonction gamma pour le calcul. Adams (1998) et Lutenegger (1995) ont réalisé des essais de fondation dans la fosse de la FHWA à Washington, D.C., États-Unis. Barfknecht et Briaud (Barfknecht, 1999) ont fait des essais pressiométriques dans la même fosse avec un pressiomètre TEXAM pour



pouvoir obtenir la fonction gamma. Canépa et Despresles (1990) ont publié les résultats d'essais pressiométriques et de fondations réalisés par les Laboratoires des ponts et chaussées sur les sites de Jossigny, Labenne, et Châtenay. Les numéros dans la légende de la figure 5 correspondent aux numéros d'identification de l'essai de fondation dans la base de données d'essais de fondations superficielles de la FHWA-TAMU (Briaud et al., 1997). Tand et al. (1994) ont réalisé des essais pressiométriques et de fondations à partir desquels on peut obtenir des fonctions gamma. Les essais de Texas A&M University (Briaud, Gibbens, 1999) sont aussi inclus. La base de données comprend donc des fondations carrées, pour la plupart, d'une grandeur variant entre 0,3 m et 3 m de côté, encastrées entre 0 et 2 m de profondeur, et reposant sur des sols essentiellement non cohérents avec des pressions limites variant entre 500 kPa et 2 500 kPa. Toutes ces fonctions gamma sont regroupées sur la figure 5 (22 essais au total). Comme on le constate, la dispersion des courbes est appréciable.



On définit deux courbes Γ à partir de ces données, la fonction moyenne Γ_{moy} et la fonction de calcul Γ_{cal} (Fig. 3). La fonction Γ_{moy} a été obtenue en prenant la moyenne de toutes les fonctions Γ . On se sert de Γ_{moy} si le but est de minimiser la différence entre le comportement prévu et le comportement mesuré. On note que Γ_{moy} qui est maintenant basé sur 22 comparaisons est très proche de la fonction recommandée en 1994 (Briaud, Jeanjean). La fonction Γ_{cal} a été déterminée en obtenant d'abord l'écart type, σ_r , des valeurs de Γ pour chaque valeur de $\Delta R/4, 2R_o$ (Tableau I) et en soustrayant un écart type de la valeur de Γ_{moy} ($\Gamma_{cal} = \Gamma_{moy} - \sigma_r$). On se

dR/4,2R	μ_{x}	σ	Coef. Var.	$\mu_x = \sigma$
0,0025	3,54	1,47	0,42	2,07
0,005	2,81	0,95	0,34	1,85
0,0075	2,36	1,76	0,32	1,60
0,01	2,06	0,64	0,31	1,42
0,015	1,79	0,54	0,30	1,24
0,02	1,61	0,48	0,30	1,13
0,03	1,48	0,42	0,28	1,07
0,04	1,42	0,57	0,40	0,86
0,045	1,34	0,51	0,38	0,83

TABLEAU IStatistiques pour la fonction Γ .Statistics for the Γ function.

sert de la fonction $\Gamma_{\rm cal}$ dans les calculs pour augmenter la probabilité d'avoir un tassement réel qui ne soit pas plus grand que le tassement calculé. Avec la fonction $\Gamma_{\rm cal'}$ la probabilité théorique est de 84,1 % que le tassement calculé sera plus grand que le tassement réel. Une façon d'évaluer la précision de cette méthode consiste à utiliser $\Gamma_{\rm cal}$ pour prévoir la pression qui conduira à un tassement relatif s/B égal à 0,01. Cette valeur a été choisie parce qu'elle correspond à un tassement en général acceptable pour des fondations ordinaires. Les résultats sont présentés sur la figure 6.



3

Effet de taille et effet d'encastrement

Dans un article parallèle, Briaud (2003) a montré que l'effet de taille et l'effet d'encastrement sont négligeables si la courbe charge-tassement est présentée comme pression sous la fondation p_{fond} divisée par une mesure de la résistance du sol τ_{fa} dans la zone d'influence sous la fondation par rapport au tassement s divisé par la largeur de la fondation B. Il y a souvent un effet de taille et d'encastrement sur la courbe p_{fond} vs s ; il y a quelquefois un effet de taille et d'encastre ment sur la courbe p_{fond} vs s/B ; il n'y a pas d'effet de taille ni d'effet d'encastrement appréciable sur la courbe p_{fond} / τ_{fa} vs s/B. Cette courbe est une propriété du sol. Comme la courbe p_{fond}/τ_{fa} vs s/B est une forme généralisée de la courbe Γ , on conclut qu'il n'y a pas d'effet de taille ni d'effet d'encastrement sur la fonction Γ. C'est ce qui a été observé pour les essais sur les fondations de 3 x par 3 m à Texas A&M University sur toute la plage des tassements (150 mm). La fonction Γ de la figure 3 est limitée au cas d'une fondation carrée soumise à une charge centrée verticale sur un terrain horizontal infini. On doit étendre le domaine d'application de cette méthode au cas des fondations rectangulaires, des charges excentrées, des charges inclinées, et de la proximité d'une pente. Ceci a été fait principalement par simulations numériques.

Simulations numériques et calage du modèle

4

Le programme ABAQUS (1991) a été utilisé pour la simulation en trois dimensions. Le modèle de comportement du sol était celui de Duncan-Chang (Duncan et Chang, 1970; Seed et Duncan, 1983). Le calage de la dimension du maillage d'éléments finis a consisté à vérifier que les résultats de la simulation numérique étaient très proches de la solution élastique connue pour une fondation rigide. Les dimensions retenues étaient de 30B dans toutes les directions à partir de la fondation où B est la largeur de la fondation. Une épaisseur d'un mètre a été utilisée pour la fondation. Le calage du modèle de comportement du sol a consisté à vérifier que la simulation numérique était capable de reproduire les résultats d'essais triaxiaux réalisés sur le sable du site de Texas A&M University. Enfin, le calage global de la simulation numérique a consisté à reproduire les résultats des essais sur les grandes fondations de Texas A&M University (Briaud, Gibbens, 1999) (Fig. 7). Ce calage a aussi permis de définir les paramètres classiques du modèle de Duncan et Chang qui permettaient une telle comparaison (Fig. 7). Les détails de ce calage et les paramètres de sol retenus sont donnés dans Hossain (1998). On doit bien remarquer que les résultats présentés dans cet article sont liés et limités aux conditions associées à ces simulations numériques.

5

Effet de la forme de la fondation

L'effet de la forme de la fondation sur la courbe charge-tassement a été étudié en faisant des simula-



des essais faits à Texas A&M University. Calibration of the model by comparison to the Texas A&M University tests.

tions numériques à trois dimensions pour des fondations ayant des rapports longueur sur largeur différents (L/B = 1, 2, 5 et 10). Toutes les fondations reposaient à la surface du sol sans encastrement. Les résultats sont donnés sur la figure 8. La pression p_{fond} sous la fondation est une fonction du tassement normalisé s/B. La pression pressiométrique p_p est une fonction de l'augmentation relative du rayon de la cavité $\Delta R/R_o$. Quand s/B est égal à 0,24 $\Delta R/R_o$ (éq. 1), le rapport p_{fond}/p_p est égal à la valeur de la fonction γ (éq. 2). Donc, γ est une fonction de s/B ou de 0,24 $\Delta R/R_o$. Si la fonction Γ pour une fondation rectangulaire est égale à $\Gamma_{L/B-1}$ et si la fonction Γ pour une fondation rectangulaire est égale à $\Gamma_{L/B}$, alors le rapport $\Gamma_{L/B}/T_{L/B-1}$ est le facteur d'influence de la forme de la fondation f_{L/B} :

$$\Gamma_{UB} = f_{UB} \Gamma_{UB=1} \qquad (3)$$

Comme $\Gamma_{L/B}$ et $\Gamma_{L/B=1}$ sont de s fonctions de s/B, le facteur d'influence $f_{L/B}$ est aussi une fonction de s/B. Ces fonctions $f_{L/B}$ sont présentées sur la figure 9. Comme on peut le voir les valeurs de $f_{L/B}$ ne varient pas beaucoup avec s/B et on peut, dans un but de simplification, utiliser seulement la moyenne des valeurs de $f_{L/B}$ pour chaque valeur de L/B. Ces valeurs sont présentées sur la figure 10 avec la régression :

$$f_{1/B} = 0.8 + 0.2 \text{ B/L}$$
 (4)

Ce facteur est semblable aux facteurs s_q et s_r recommandés par Meyerhof (1963) pour la correction de la capacité portante ultime due à l'effet de forme (Fig. 9) :

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 (B/L) \tan^2(45 + \phi/2)$$
 (5)

Ce facteur est différent du facteur s, recommandé par De Beer (1970) pour la correction de la capacité portante ultime due à l'effet de forme (Fig. 9) :

$$s_{y} = 1 - 0.4(B/L)$$
 (6)

Ce facteur présente la même tendance que le facteur qui vient de l'élasticité (Fig. 10, Leonards, 1962). On montre aussi sur la figure 10 les valeurs moyennes pour trois essais réalisés par la FHWA (FHWA, 1995).





Effet de l'excentrement de la charge

L'influence de l'excentricité de la charge sur la courbe charge-tassement a été étudiée par simulations numériques en analysant la fondation de 3 m x 3 m placée en surface et soumise à des charges ayant des excentricités égales à 0, B/16, 2B/16, 4B/16, et 6B/16 où B est la largeur de la fondation. En réalité des excentricités de plus de B/6 (hors du tiers central) sont rares car, à B/6, la pression devient égale à zéro sous l'un des bords de la fondation. La charge a été appliquée à la fondation sans créer de résistance à la rotation et a été maintenue verticale au fur et à mesure que la fondation a tourné.



L'effet de l'excentricité sur le comportement général de la fondation est illustré par la figure 11 qui ne montre que la moitié de la fondation et du maillage. Comme on s'en doute, le bord de la fondation le plus proche de la charge s'enfonce plus que le centre de la fondation. En conséquence on distingue deux courbes pour le comportement : la pression moyenne p_{fond} (charge divisée par la surface totale de la fondation) vs le tassement relatif s/B au bord qui s'enfonce le plus (bord critique) et p_{fond} vs s/B au centre (Fig. 12). Comme on le constate, l'excentricité a peu d'influence sur le tassement au centre de la fondation mais beaucoup plus sur le bord de la fondation.

Si $\Gamma_{e=0}$ est la fonction pour une excentricité nulle et Γ_e la fonction pour une excentricité donnée, le facteur d'influence de l'excentricité est f_e tel que :

$$\Gamma_e = f_e \Gamma_{e=0} \qquad (7)$$



2500 fondation e carree de 3m PRESSION, p_{fond} (kPa) 1m (D=0) 2000 B Bord 1500 e/B=0 1000 e/8=4/16 500 - s/B au Centre s/B au Bord 0.02 0.04 0.06 0.08 0.00 0.10 TASSEMENT S LARGEUR B FIG. 19 Courbes pression vs tassement sur largeur simulées aux éléments finis pour des charges excentrées différentes. Pressure vs settlement over width curves

Ici encore f_e est une fonction de s/B comme on le voit sur la figure 13. Comme dans l'ensemble le facteur f_e ne varie pas beaucoup avec s/B on prendra, pour les calculs, la moyenne de f_e pour chaque valeur de l'excentricité. Ce sont ces valeurs moyennes de f_e qui sont représentées sur la Figure 14 dont on déduit les

- au bord critique
$$f_o = 1 - (e/B)^{0.5}$$
 (8)

régressions suivantes :

au centre
$$f_e = 1 - 0.33(e/B)$$
 (9)

Sur la figure 14 on montre aussi le facteur d'excentricité proposé par Meyerhof (1953) et par Aiban et Znidarcic (1995) pour la capacité portante ultime. Le facteur de Meyerhof consiste à réduire la surface de la fondation de B x L à (B – 2e) x L. Autrement dit, le facteur de Meyerhof peut s'écrire

$$f_e = 1 - 2e/B$$
 (10)





REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 44 trimestre 2003



Excentricity factor as a function of the eccentricity over width ratio.

On voit que le facteur de Meyerhof se trouve entre le facteur du bord critique et celui du centre de la fondation. Sur la figure 14 se trouvent aussi des données obtenues par les Laboratoires des ponts et chaussées (LPC, 1991).

Effet de l'inclinaison de la charge

L'influence de l'inclinaison de la charge a été étudiée par simulations numériques en analysant la fondation de 3 m x 3 m placée en surface et soumise en son centre à des charges inclinées de 0°, 10°, 20°, et 30° par rapport à la verticale. La charge était appliquée à la surface de la fondation de telle façon que la ligne d'action de cette charge coupe le bas de la fondation en son centre (Fig. 15). La pression p_{fong} a été calculée en divisant la composante verticale de la charge par la surface de la fondation. Comme dans le cas de l'excentricité, l'inclinaison de la charge crée une rotation de la fondation. Donc les courbes reliant la pression p_{fond} au tassement relatif s/B sont données tant pour le centre que pour le bord qui se déplace le plus (bord critique) (Fig. 15).

Si $\Gamma_{\delta=0}$ est la fonction Γ pour une inclinaison égale à zéro et $\overline{\Gamma}_{\delta}$ la fonction pour une inclinaison donnée, le facteur d'influence f_s relie les deux fonctions par :

$$\tilde{\delta} = f_{\delta} \Gamma_{\delta=0}$$
 (11)

Le facteur d'influence f_{δ} est une fonction de s/B ; ces fonctions sont présentées sur la figure 16. Comme pour les autres facteurs, la moyenne des valeurs de f_{δ} pour chaque valeur de δ est recommandée pour simplifier les calculs. La figure 17 donne les valeurs de f_{δ} en fonction de δ ainsi que la régression choisie :

$$- au bord critique f_s = 1 - (\delta/360)^{0.5}$$
 (12)

$$- au centre f_s = 1 - (\delta/90)^2$$
 (13)

avec δ en degrés. On montre aussi sur la figure 17 le facteur d'influence proposé par Meyerhof (1963) pour la capacité portante ultime :

$$f_{\delta} = (1 - \delta/\phi)^2 \tag{14}$$



simulées aux éléments finis pour des charges inclinées différentes. Pressure vs settlement over width curves generated by finite elements for different inclined loads.



Comme on le voit sur la figure 17, le facteur de Meyerhof ainsi que ceux proposés par Aiban et Znidarcic (1995) et par Muhs et Weiss (1973) sont plus sévères. On montre aussi sur la figure 17 quelques observations expérimentales obtenues par les Laboratoires des ponts et chaussées (LPC, 1991).

Effet de la proximité d'une pente

8

L'influence de la proximité d'une pente sur la courbe charge-tassement a été étudiée par simulations numériques en analysant une semelle filante de 3 m de largeur placée près d'une pente à 2 pour 1 ($\beta = 26,6^{\circ}$) et une pente à 3 pour 1 ($\beta = 18,4^{\circ}$). La fondation était toujours placée sur la surface du terrain mais on a varié la



distance, d, entre la crête de la pente et le bord le plus proche de la fondation. Les valeurs étudiées de d étaient de 0, 1B, 3,33B, 10B et 15B ou B est la largeur de la fondation. La charge était verticale et appliquée par paliers au centre de la fondation. Un maillage déformé est présenté sur la figure 18. Les courbes de pression p_{fond} vs tassement relatif s/B sont présentées sur la figure 19 pour la pente de 2 pour 1 et pour celle de 3 pour 1.



déformé près d'une pente. Example of a deformed mesh near a slope.

Si la fonction $\Gamma_{\beta=0}$ est celle correspondant à l'absence de pente (terrain horizontal infini) et si la fonction $\Gamma_{\beta,d}$ est celle correspondant à une pente d'angle β et à une distance d entre le bord critique de la fondation et la crête de la pente, alors le facteur d'influence $f_{\beta,d}$ relie les deux fonctions par :

$$\Gamma_{B,d} = f_{B,d} \Gamma_{B=0}$$
 (15)

Le facteur $f_{\beta,d}$ est une fonction de s/B ; ces fonctions sont présentées sur la figure 20. Comme les valeurs de $f_{\beta,d}$ varient de façon importante, on a décidé de prendre les valeurs de $f_{\beta,d}$ correspondant à s/B = 0,1, car ces valeurs conduisent à des tassements prévus exagérés. Ce choix est du côté de la sécurité dans la plupart des cas. La figure 21 donne les valeurs de $f_{\beta,d}$ en fonction de d/B pour les deux valeurs de β considérees. Les expressions suivantes ont été retenues :



 $\begin{array}{ll} - \mbox{ pour une pente à 3 pour 1} & f_{\beta,d} = 0,8 \ (1+d/B)^{0.1} & (16) \\ - \mbox{ pour une pente à 2 pour 1} & f_{\beta,d} = 0,7 \ (1+d/B)^{0.15} & (17) \end{array}$

On note qu'à une distance d'égale à 10B, l'influence de la pente devient négligeable. Sur la figure 21, on


d'une pente en fonction du rapport de la distance entre le bord de la fondation et la crête de la pente sur la largeur de la fondation.

Slope factor as a function of the ratio between the distance from the slope crest to the leading edge of the foundation and the foundation width.

montre quelques données expérimentales obtenues par Bauer *et al.* (1981) sur des modèles de semelles filantes de 0,3 m de largeur, par Shields *et al.* (1990) dans des essais de centrifugeuse, et par les Laboratoires des ponts et chaussées (LPC, 1991) sur une fondation carrée d'un mètre de côté près d'une pente à 2 pour 1.

Conclusion

La méthode de la courbe charge-tassement pour les fondations superficielles dans du sable a été proposée par Briaud et Jeanjean en 1994 pour des fondations carrées, à la surface d'un terrain plat infini, et soumises à des charges verticales centrées. Cette méthode est basée sur la transformation point par point de la courbe pressiométrique en courbe charge-tassement pour la fondation grâce à la fonction Γ. Briaud (2003) a montré que l'influence de la taille de la fondation et de la profondeur d'encastrement étaient directement liées au profil de résistance du sol dans la zone d'influence de la fondation. Il a présenté des données expérimentales et des observations théoriques qui indiquent que la courbe de la pression sous la fondation p_{fond} divisée par la résistance moyenne du sol sous la fondation τ_{fa} tracée par rapport au tassement s divisé par la largeur B de la fondation est indépendante de la largeur de la fondation et de la profondeur d'encastrement. Ceci indique que la fonction Γ est indépendante de la largeur de la fondation B et de la profondeur d'encastrement D.

Une extension de cette méthode de détermination de la courbe charge-tassement pour fondations superficielles dans les sables est présentée ici . Les cas considérés sont le cas d'une fondation rectangulaire, le cas d'une charge excentrée, le cas d'une charge inclinée, et le cas d'une fondation près d'une pente. Dans chaque cas, on propose un facteur d'influence basé sur des simulations numériques utilisant le modèle hyperbolique de Duncan-Chang. Ces facteurs sont :

– influence de la forme

$f_{L/B} = 0.8 + 0.2(B/L)$	(18)
– influence de l'excentrement	
$f_e = 1 - 0.33(e/B)$ au centre	(19)
$f_e = 1 - (e/B)^{0.5}$	au bord (20)
– influence de l'inclinaison	
$f_{\delta} = 1 - (\delta(\text{degrés})/90)^2$	au centre (21)
$f_{\delta} = 1 - (\delta(degrés)/360)^{0.5}$	au bord (22)
– influence d'une pente	
$f_{B,d} = 0.8 \ (1 + d/B)^{0.1}$	pente à 3 pour 1 (23)
$f_{B,d} = 0.7 (1 + d/B)^{0.15}$	pente à 2 pour 1 (24)
Dorus lo moment on mond or	for a second of a star second of

Pour le moment on prend en compte la superposition des actions (*e.g.* charge excentrée et inclinée pour une fondation rectangulaire près d'une pente) en multipliant les facteurs d'influence comme il est commun de le faire dans d'autres domaines. On a quelques indications (Hossain, 1996) montrant que cette loi de superposition par multiplication est trop sévère. Il faudra continuer la recherche dans cette direction.

La méthode de la courbe charge-tassement consiste donc à suivre les étapes suivantes :

1) réaliser des essais pressiométriques standard avec forage préalable (PMT) dans la zone d'influence de la fondation; normalement à 0,5B, 1B, et 2B pour les fondations carrées et 1B, 2B, et 4B pour les semelles filantes;

2) tracer les courbes PMT et obtenir la courbe moyenne (Fig. 4 et Briaud, Jeanjean, 1994) ;

 transformer la courbe PMT moyenne point par point en courbe pour la fondation :

$$s/B = 0.24 \Delta R/R_{o}$$
(25)

$$p_{\text{fond}} = f_{\text{L/B}} f_{\text{e}} f_{\delta} f_{\beta,\text{d}} \Gamma p_{\text{p}}$$
(26)

où s est le tassement de la fondation, B la largeur de la fondation, ΔR et R_o l'augmentation du rayon et le rayon initial de la cavité dans l'essai pressiométrique respectivement, p_{fond} la pression moyenne sous la fondation correspondant à s/B, f_{L/B}, f_e, f_g, et f_{β,d} les facteurs d'influence pour la forme, l'excentricité, l'inclinaison, et la proximité d'une pente donnés par les équations 18 à 24, Γ la fonction donnée par la figure 3, et p_p la pression dans l'essai pressiométrique qui correspond à $\Delta R/R_{c}$;

4) tracer la courbe charge-tassement pour la fondation une fois qu'on connaît la courbe $\rm p_{fond}$ vs s/B.

La figure 22 montre un exemple d'application de la méthode.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier la Federal Highway Administration (FHWA) pour avoir subventionné ce projet et Al DiMillio et Mike Adams de la FHWA pour leur coopération. Nous tenons aussi à remercier Jean-Pierre Magnan pour nous avoir donné accès aux impressionnantes données sur le comportement des fondations superficielles accumulées par les Laboratoires des ponts et chaussées, R. Larsson pour nous avoir donné accès aux données suédoises sur les fondations superficielles, Kenneth Tand pour nous avoir donné accès à ses données sur les fondations superficielles, et Alan Lutenegger pour sa coopération. Un nombre d'anciens élèves a contribué à cette recherche. On note tout particulièrement les apports de Philippe Jeanjean et Bob Gibbens. Nous remercions aussi Louis Briaud pour sa révision du manuscrit. PROBLEME: Une culée de pont repose sur une fondation superficielle de 15 m de long et 3 m de large. Cette fondation est soumise à une charge verticale de 9 000 kN. La poussée horizontale derrière le mur de la culée est de 900 kN. La résultante de ces deux forces a une excentricite de 0,2 m. Le sol est un sable caractérise par la courbe pressiometrique moyenne.

SOLUTION: Methode de la courbe charge - tassement

 $f_{1/B} = 0.8 + 0.2 \times 3/15 = 0.840$

 $f_{\delta} = 1 - \left(\frac{Arc \tan 900/9000}{90}\right)^2 = 0,996$

 $f_{o} = 1 - 0.33 \times 0.2/3 = 0.978$

 $f_{\beta,d} = 0.8 (1 + 2/3)^{0.1} = 0.842$

 $f = f_{L/B} f_e f_{\delta} f_{\beta,d} = 0,689$



∆R/R₀	p _p (kN/m²)	s/B	s (mm)	Г	f	^p fond (kN/m²)	Q (MN)
0.005	60	0.0012	3.6	2.25	0.689	93.0	4.18
0.01	120	0.0024	7.2	2.02	0.689	167.0	7.51
0.02	220	0.0048	14.4	1.72	0.689	260.7	11.73
0.03	300	0.0071	21.3	1.54	0.689	318.3	14.32
0.05	450	0.0119	35.7	1.33	0.689	412.3	18.55
0.10	650	0.0238	71.4	1.15	0.689	515.0	23.17
0.20	800	0.0357	107.1	1.02	0.689	562.2	25.30
0.30	900	0.0476	142.8	0.97	0.689	601.5	27.07



FIG. 22 Exemple de calcul pour la méthode de la courbe charge-tassement. Example of the load-settlement method.

Bibliographie

- Abaqus Theory Manual, Hibbit, Karlson & Sorensen Inc., Rhode Island, États-Unis, 1991.
- Adams M. Données d'essais de fondations de la Federal Highway Administration envoyées par fax à J.L. Briaud à Texas A&M University, College Station, Texas, 1998.
- Aiban S.A., Znidarcic D. « Centrifugal Modeling of Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sands». Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 121, n° 10, 1995, p. 704-712.
- Barfknecht J. « Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand ». Master of Engineering Report, Texas A&M University, College Station, Texas États-Unis, 1999.
- Bauer G.E., Shields D.H., Scott J.D., Gruspier J.E. – « Bearing Capacity of Footings in Granular Slopes ». Proceed. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, vol. 2, 1981, p. 33-36.
- Briaud J.L. « National Geotechnical Experimentation Sites at Texas A&M University : Clay and Sand – A Summary ». Report NGES-TAMU-007, Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, TX, États-Unis, 1996.
- Briaud J.L. «Y a-t-il un effet de taille et d'encastrement pour les fondations superficielles dans les sables ? ». Revue française de géotechnique, n° 105, 2003.
- Briaud J.L., Gibbens R.M., Nasr G. Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand. Publication n° FHWA-RD-97-068, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1997.
- Briaud J.L., Gibbens R. «Behavior of Five Large Spread Footings in Sand », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, n° 9, Sept. 1999, p. 787-796.
- Briaud J.L., Jeanjean P. «Load Settlement Curve Method for Spread Footings on

Sand ». Settlement '94 Specialty Conference, ASCE Specialty Publication n° 40, ASCE, vol. 2, 1994, p. 1774-1804.

- Canépa Y., Despresles D. Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC (1978-1990). FAER1.17.020, LREP Melun, décembre 1990.
- De Beer E.E. «Experimental Determination of Shape Factor and Bearing Capacity Factors of Sand ». *Géotechnique*, vol. 20, n° 4, 1970, p. 387-411.
- Duncan J.M., Chang C.Y. « Nonlinear Analysis of Stresses and Strain in Soils ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, n° SM5, 1970, p. 1629-1653.
- FHWA Données partielles sur les essais de fondations dans du sable réalisés par la FHWA et obtenues par J.L. Briaud par communication personnelle, 1995.
- Hossain K.M. Load Settlement Curve Method for Footings in Sand at Various Depths, under Eccentric or Inclined Loads, and Near Slopes. Ph.D. Dissertation, Texas A&M University, Department of Civil Engineering, College Station, Texas, 1996.
- Janbu N. « Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests ». European Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering. Weisbaden, Germany, vol. 1, 1963, p. 19-25.
- Jeanjean P. Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand From the Pressuremeter Test, Ph.D. Dissertation, Texas A&M University, Department of Civil Engineering, College Station, Texas, 1995.
- Kondner R.L. «Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils », Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 89, n° SM1, 1963, p.115-143.

- Larsson R. Investigations and Load Tests in Silty Soils. Swedish Geotechnical Institute, Report n° 54, Roland Offset AB, Linkoping, Sweden, 1997.
- LCPC Données extraites du rapport sur les essais de fondation sur le site de Labenne communication personnelle de J.L. Briaud avec le LCPC, France, 1991.
- Leonards G.A. (ed.) Foundation Engineering. McGraw Hill, New York, 1962, 566 p.
- Lutenegger A. Données d'essais de fondation de la Federal Highway Administration envoyées par fax à J.L. Briaud à Texas A&M University, College Station, Texas, 1995.
- Meyerhof G.G. « The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads ». Proceed. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, 1953, p. 440-445.
- Meyerhof G.G. « Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations ». *Can Geotech J.*, vol. 1, nº 1, 1963, p. 16-26.
- Muhs H., Weiss K. « Inclined Load Tests on Shallow Strip Footings ». Proceed. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, vol. 1, 1973, p. 173-179.
- Shields D., Chandler N., Garnier J. «Bearing Capacity of Foundations in Slopes ». Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 116, n° 3, 1990, p. 528-537.
- Seed R.B., Duncan J.M. «Soll-Structure Interaction Effects of Compaction-Induced Stresses and Deflections ». Report n° UCB/GT/83-06, University of California, Berkeley, 1983.
- Tand K.E., Funegard E., Warden P. (1994) «Footing Load Tests on Sand ». Proceed. of Settlement '94 Specialty Conference. ASCE Geotechnical Specialty Publication n^e 40, vol. 1, 1994, p. 164–178.

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

Résum

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

vbstrac

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.

A. BOUAFIA

Algérie

Maître de conférences

à l'Université de Blida

16016 Alger, Algérie

48, rue Hassiba-Ben-Bouali

bouafia.ali@caramail.com

NOTATIONS

A	2	aire de la section droite de la pointe
B	3	diamètre du pieu
D		fiche du pieu dans le sol
Nm	:	nombre de coups mesurés pour
		une pénétration de 30 cm
Ν	2	nombre de coups après d'éventuelles corrections
N	3	nombre de coups équivalent en pointe
n		facteur de frottement latéral
K _s		facteur de portance à partir de l'essai SPT
Р	а †	périmètre d'une section courante du pieu
Q	:	effort vertical appliqué
Q	÷.	effort vertical limite
Q_p	4. 4	effort limite mobilisé en pointe de pieu
$\boldsymbol{Q}_{\underline{s}}$	1	effort limite mobilisé par frottement latéral
$\mathbf{q}^{\mathbf{b}_{\mathrm{P}}}$	8	résistance en pointe de pieu selon Hansen
q_p	i.	résistance en pointe du pieu selon Hansen
q _s	ŧ.	contrainte de frottement latéral sur le fût
\mathbf{q}_0	2	contrainte verticale effective initiale en pointe
β	10 10	coefficient de la méthode de Burland
φ	÷.	angle de frottement du sable
η	1	coefficient de correction de l'effort limite
ρ	1	rapport effort limite calculé sur effort limite expérimental
λ	1	facteur de l'effert de taille de Meyerhof

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-

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 4º trimestre 2003 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 :

$$q_{p} = K_{s} N_{p}$$
 (1)

 ${\rm K}_{\rm s}$ 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 :

$$q_s = n_s.N$$
 (2)

 $n_{_{\rm 2}}$ 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_i sur un pieu circulaire de diamètre B et de fiche D est usuellement calculé à partir des termes de pointe Q_n et de frottement latéral Q_s supposés découplés, comme suit :

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

Méthodes empiriques

Aoki et Velloso (1975)

Aoki et Velloso ont montré, à partir de leurs études sur les pieux, que le facteur K, dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu. Les valeurs suggérées de K, 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 ne 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.

Bazarra 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, 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 ne sont résumées au tableau II. Pour les sols pratiquement homogènes, les auteurs recommandent de prendre dans le calcul du frottement latéral q, une valeur moyenne du nombre N le long du pieu.

Decourt (1982)

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

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

$$q_c = 10 \times (N/3 + 1) \text{ en kPa}$$
 (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 Ke dans les sables. Values of bearing capacity factor K., for sands.

\mathbb{N}^n	Méthode		K _s (kPa)	Remarques	
		286	Sable		
		228	Sable limoneux	Pieux forés	
		171	Sable argileux		
1	Aoki-Velloso (1975)	571	Sable		
		457	Sable limoneux	Pieux en béton	
		343	Sable argileux	pretabrique	
		571	Sable		
		457	Sable limoneux	Pieux en acier	
		343	Sable argileux		
2	Bazarra-Kurkur (1986)	$\begin{array}{l} B \leq 0.5 \text{ m}: K_s = 200 \\ B > 0.5 \text{ m}: K_s = 400 \\ \times B \text{ (B en m)} \end{array}$		Pieux battus ou injectés sous haute pression	
			0,5 m : K _s = 135 0,5 m : K _s = 270 x 5 en m)	Pieux forés	
3	Decourt (1982)	400		Sable	
4		98,4		Sable	
	Lopes-Laprovitera (1988)			Sable limoneux	
		87,0		Sable argileux	
5	Meyerhof (1976)-	120		Pieux forés	
	CGS (1985)	400		Pieux battus	
ß	Shioi Eulari (1082)	100		Pieux forés	
	SHI07-FUKUI (1902)	300		Pieux battus	
7	Reese-O'Neill (1989)	0.5 < B < 1.27 m : $K_s = 60$ $B \ge 1.27 \text{ m}$; $K_s = 76/B$		Pieux forés	
8	PHRI (1980)	400		Pieux battus	
100	D-LOUGAOTH	115		Pieux forés	
9	Robert (1997)	190		Pieux battus	
10	Yamashita et al. (1987)	150		Pieux coulés sur place q _p < 7,5 MPa	
11	Martin <i>et al.</i> (1987)	450		Pieux battus avec pointe fermée	

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.

Meyerhof (1983)-CGS (1985)

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

TABLEAU # Valeurs du facteur de frottement latéral n_s dans les sables.

Np	Méthode		n _s (kPa)	Remarques	
		2,00	Sable		
		2,28	Sable limoneux	Pieux forés	
		2,57	Sable argileux		
1	Aoki-Velloso (1975)	4,00	Sable		
		4,56	Sable limoneux	Pieux en béton	
		5,14	Sable argíleux	préfabriqué	
		4,00	Sable		
		4,56	Sable limoneux	Pieux en acier	
		5,14 Sable argileux			
2	Bazarra-Kurkur (1986)	$\begin{array}{l} B \leq 0.5 \ m: n_s = 2,20 \\ B > 0.5 \ m: n_s = 4,40 \\ x \ B \ (B \ en \ m) \end{array}$		Pieux battus ou înjectês sous haute pression	
),5 m : n _s = 0,67),5 m : n _s = 1,34 B en m)	Pieux forés	
3	Decourt (1982)	q,	= 10 x (N/3+1) en kPa	Sable	
4			1,62	Sable	
	Lopes-Laprovitera (1988)		1,94	Sable limoneux	
			3,06	Sable argileux	
5	Meyerhof (1976)		1.00	Pieux forés	
	CGS (1985)	2,00		Pieux battus	
6	Shiel Eukui (1000)	1,00 2,00		Pieux forés	
0	5110)-Fukui (1962)			Pieux battus	
7	Wright-Reese (1979)	3,30		Pieux forés	
8	PHRI (1980)		2,00	Pieux battus	
	T2. 1		1,90	Pieux forés	
9	Robert (1997)	rt (1997) 1.90		Pieux battus	

Values of skin friction n for sands.

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 :

$$\zeta = \left(\frac{B + 0.5}{2.B}\right)^n$$
(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_eégal 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).

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) :

$$K_s = 100 \times (1 + 0.4 \times D/B) \le 300$$
 (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 :

$$K_s = 60 \times D/B \le 300$$
 (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 m et 1,20 m et des valeurs de N entre 5 et 60. La valeur de q_p doit être limitée à 4,5 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 ≥ 1,27 m, le facteur de portance est à calculer comme suit :

 $K_s = 76,2/B$ en kPa, B est à exprimer en mètres (8)

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

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 :

$$Q_{j} = K_{s} N_{p} A_{b} + n_{s} N_{s} P.D$$
 (9)

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

Le nombre N_p est calculé comme suit :

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

 $N_1 = \min (N a)$ la pointe du pieu, moyenne des nombres N sur une zone de 2B sous la pointe) (11) $N_2 =$ 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 :

$$N = 15 + \frac{N_m - 15}{2} \tag{13}$$

9.5.9

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.

2.2.12

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 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 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 dans le sable, proposées par les différentes méthodes, sont disparates et varient de 60 à 570 kPa. En outre, les valeurs du facteur n, 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 $K_{\!\scriptscriptstyle \rm S}$ à partir du facteur K_p de résistance en pointe selon le fascicule 62 titre V. Selon Cassan (1978) et Bustamante (1989) le rapport Pl/N se situe couramment dans les sables entre 50 et 70 kPa. Le facteur K 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 cidessus.

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 :

$$\mathbf{q}_{\mathbf{p}}^{H} = \mathbf{N}_{\mathbf{q}}^{s} \cdot \mathbf{s}_{\mathbf{q}} \cdot \mathbf{d}_{\mathbf{q}} \cdot \mathbf{q}_{\mathbf{0}}$$
(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_{g} 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 K₀ et on déduit le frottement latéral par la relation :

$$q_r = K_0 \sigma'_{v0} tg\delta = \beta_v \sigma'_{v0}$$
(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 .

K₀ est le coefficient des pressions des terres au repos, évalué usuellement comme suit :

$$K_0 = (1 - \sin \phi).(OCR)^{1/2}$$
 (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 φ – 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 :

$$\varphi^{\circ} = 27,560 + 0,274 \times N \tag{17}$$

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'élancement 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-



cient 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).

La banque des données d'essais de chargement

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, 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

46

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).

3.9

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 v₀ en tête. Le chargement vertical Q est appliqué sous forme d'incréments par un vérin hydraulique en contact avec des





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

Effort limite expérimental

Il existe plusieurs critères d'analyse globale de la capacité portante des pieux non instrumentés, notamment ceux de Davisson, 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 - vo 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 :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0}{Q_t}} \tag{18}$$

Q, 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.



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 microordinateur était donc nécessaire pour l'accomplissement de cette tâche.

On définit p 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-estimation est le pourcentage de cas où p 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_s. 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



Méthode	$\rho_{\rm moven}$	ρ_{min}	$\rho_{max_{i}}$	Écart-type	$C_{v_i}(\%)$	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

 TABLEAU IV
 Résultats de l'évaluation des méthodes de calcul.

 Results of assessment of the methods.



être classées selon leur qualité de prédiction en tenant compte de la distribution des valeurs de p. En fait, l'incertitude dans les calculs de la capacité portante orientent plutôt vers la définition d'une plage admissible pour le rapport p, qui a été prise dans cette étude entre 0,8 et 1,20. Les distributions statistiques de p de chaque méthode s'apprêtent 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 p 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.

Les méthodes de calcul exposées dans cette étude s'inscrivent dans une logique empirique à partir des observations des essais de chargement. La complexité du phénomène d'interaction sol/pieu au cours d'un chargement vertical et la diversité des paramètres géotechniques mis en jeu font que de telles approches ne peuvent prétendre à l'universalité. Il est ainsi attendu que les prévisions de capacité portante seraient divergentes, à cause du caractère local de ces observations, faites d'ailleurs dans un contexte géotechnique donné.



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.

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, nº 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

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.
- 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.
- 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
- 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
- Shioi Y., Fukui J. « Application of N-value to design of foundations in Japan ». Pro-

ceed. of the 2nd ESOPT, vol. 1, 1982, p. 159-164.

- Tornbull 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. « Prévisons 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.

Une approche observationnelle appliquée à des excavations dans les sols mous de Shanghai

Résumé

On présente une approche observationnelle appliquée aux excavations de fouilles stabilisées par des butons dans les sols mous de Shanghai. Une méthode de calcul simplifiée aux modules de réaction et une méthode d'analyse par éléments finis ont été utilisées pour les calculs. Les résultats obtenus ont été utilisés pour la prévision et la conception. Les paramètres requis dans les calculs ont été déterminés par l'analyse inverse à partir des mesures in situ de la distribution des déplacements. L'avancement de l'excavation a été simulé de façon adaptative en considérant les paramètres pour différentes étapes d'excavation. Deux études de cas ont été réalisées pour justifier la méthode proposée. Les résultats obtenus ont montré sa grande utilité pratique : elle permet de contrôler la sécurité pour les excavations profondes, en particulier dans des sols mous sensibles.

Mots-clés : fouille, approche observationnelle, mesures in situ, analyse inverse, optimisation, étude de cas.

An observational approach applied to excavations in the soft soils of Shanghai

Abstract

An observational approach applied to the excavations of foundation pits in the soft soils of Shanghai is presented. A simplified reaction modulus method and a finite element method were used for calculations. The obtained results were used for either predicting or designing. The parameters required for calculations were determined using a back analysis method based on the in situ measurements of the displacements. The progress of excavation was adaptively simulated by considering different parameters for different excavation stages. Two case studies were considered to justify the applicability of the proposed method. The obtained results showed a good application in practice : the method is helpful to ensure the safety of deep excavations, especially in sensitive soft soils.

Key words: pit, observational approach, field measurement, back analysis, optimisation, case studies.

L.D. YANG

Département de géotechnique Université de Tongji Shanghai, Chine

Y.J. CUI

ENPC/CERMES Institut Navier 6 et 8, av. Blaise-Pascal Cité Descartes Champs-sur-Marne 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2 cui@cermes.enpc.fr

B.L. SHI C.G. ZHONG

Département de géotechnique Université de Tongji Shanghai, Chine

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

Introduction

Pour des excavations profondes dans des sols mous en zone urbaine, on a besoin d'assurer non seulement la stabilité du mur de soutènement, mais aussi la stabilité des constructions existantes qui exigent, suivant l'importance, des déplacements très limités du sol de fondation. Ceci nécessite de passer d'un critère de stabilité classique en terme de contraintes limites à un critère en terme de déplacements. A Shanghai, on a enregistré pendant la dernière décennie plusieurs dizaines d'accidents d'excavations liés soit à la perte de stabilité de la structure de soutènement, soit à l'endommagement des constructions voisines (bâtiments, canalisations souterraines, etc.). Ces accidents correspondaient en général à des pertes économiques importantes pouvant s'élever à 100 M de yuans (soit environ 11 M€). Les analyses effectuées ont montré que ces accidents sont dus principalement à des choix non appropriés de la structure de soutènement, qui sont basés sur des valeurs sous-estimées de la pression interstitielle de l'eau, de la poussée du sol, et des charges en surface liées à l'exécution des travaux. Il suffit d'une pluie soutenue avec une défaillance du système de drainage, pour que la pression interstitielle augmente, provoquant l'accident. Le fond du problème est qu'on est dépourvu d'une théorie ou méthode satisfaisante pour le dimensionnement de la structure de soutènement pendant l'excavation. Actuellement, c'est la méthode aux modules de réaction et la méthode des éléments finis qui sont les plus souvent utilisées pour ce type de problème. Pour des sols relativement fermes, la méthode aux modules de réaction s'est avérée satisfaisante. Néanmoins, pour des sols mous comme les sols de Shanghai, en raison de leur sensibilité, les deux méthodes sont confrontées à des difficultés dans la détermination de la pression du sol. En effet, les paramètres utilisés étant dépendants de l'exécution des travaux, des propriétés de fluage du sol, etc., la prévision par le calcul avant travaux est en général très différente de la mesure pendant travaux.

On présente ici une approche observationnelle permettant d'évaluer de façon adaptative le déplacement du sol et d'assurer ainsi la stabilité de l'excavation. Il s'agit d'une méthode qui associe la théorie à des mesures *in situ*. A partir des mesures d'une étape amont, l'analyse inverse sera utilisée pour la détermination des paramètres ; ces paramètres seront ensuite utilisés pour la prévision des étapes qui suivent. Cette méthode a été appliquée avec succès à plusieurs chantiers d'excavation à Shanghai. On en présente ici deux exemples.

Sur le plan théorique, on a adopté volontairement un modèle très simple, élastique et linéaire. Il est certain qu'un modèle élastoplastique plus sophistiqué basé sur le concept des contraintes effectives serait plus pertinent pour décrire le processus d'excavation. Mais l'utilisation des modèles sophistiqués impliquerait systématiquement l'introduction d'un nombre plus important de paramètres. Et vu la complexité des conditions d'excavation et les informations souvent incomplètes sur des chantiers, la détermination des paramètres est en général une tâche extrêmement difficile. Avec un modèle simple, l'avantage d'un nombre plus réduit de paramètres est compensé par le fait qu'un paramètre peut représenter la combinaison de plusieurs phénomènes physiques. C'est ainsi qu'en pratique, comme l'on peut voir dans la section 3, il est nécessaire de réajuster les paramètres au fur et à mesure de l'avancement du travaux.

2

Méthode

2.1

Dimensionnement des murs de soutènement en utilisant la méthode simplifiée aux modules de réaction (Dhatt et Touzot, 1984 ; Feng et Dai, 1991)

Schéma de calcul simplifié

Dans le calcul, le mur de soutènement est considéré comme une poutre sur appui continu élastique. Une fois l'excavation partiellement réalisée et les butons installés, on utilise des ressorts pour simuler l'effet des butons (Fig. 1). Si S représente la constante du ressort, on a :

$$S = \frac{AE}{BL}$$
(1)

où A est la section du buton, L est sa longueur caractéristique qui correspond en général à la moitié de la distance entre parois, E est son module élastique, et B est l'espacement des butons.

Le supplément de pression de butée exercée par le sol sur la paroi mobilisé lors d'un déplacement horizontal u peut être calculé par :

$$\Delta p_p = K_p u \tag{2}$$

où $K_{\rm h}$ est le coefficient de réaction horizontal du sol, qui est calculé par :

$$K_b = \alpha_2 m(h_0 - x_i) \tag{3}$$

où m est un coefficient de butée (Fig. 1) qui peut être déterminé d'après la norme de Shanghai DGJ08-11-1999, α_2 est un coefficient de correction utilisé pour considérer les effets combinés de différents facteurs tels que le fluage du sol et les conditions d'excavation, h_0 est la profondeur actuelle de la zone de butée, x_1 est la coordonnée verticale du niveau considéré (centre d'un élément dans le calcul en éléments finis).

La poussée du sol sur le mur est fonction du profil des sols et de la profondeur de la nappe phréatique. La norme de Shanghai préconise, pour sa détermination, la méthode avec le calcul de la pression interstitielle séparée du calcul de la pression exercée par le squelette de sol : la pression interstitielle est calculée avec la profondeur réelle de la nappe, alors que la pression par le squelette de sol peut être calculée par la théorie de Rankine en terme de contraintes effectives avec application d'un coefficient de correction α_1 , qui, comme le coefficient $\alpha_{2'}$ considère les effets combinés des différents facteurs. Ces deux coefficients α_1 et α_2 peuvent être déterminés par analyse inverse (voir § 2.3).



Dans la pratique française, la méthode de calcul aux modules de réaction est couramment utilisée. On assimile également le mur à une poutre élastique, et on détermine le déplacement du mur et donc les efforts dans le mur par l'intermédiaire d'une loi appelée loi de réaction (Balay, 1985). Cette loi qui relie l'effort au déplacement par l'intermédiaire d'un module de réaction k, est souvent supposée linéaire (k, constant). Toutefois, elle peut être bilinéaire avec une valeur de k pour la poussée et une autre pour la butée. On voit que qualitativement, cette méthode coïncide avec la méthode adoptée ici. On souligne que dans les calculs aux modules de réaction, la loi de réaction est bornée par d'un côté le palier de la pression de poussée et de l'autre côté par la pression de butée, et que dans la méthode proposée ici ces limites n'existent pas. Ceci montre que notre méthode est limitée à des petites déformations, ce qui est le cas pour les excavations en zone urbaine avec restriction du déplacement de sol.

Quand on n'est pas dans la phase de mise en tension du tirant d'ancrage, le module de réaction k_h peut être déterminé à partir du module pressiométrique E_M et du coefficient rhéologique α qui dépend de la nature et de l'état du sol. En revanche, pour la phase de mise en tension de tirant, la détermination de k_h nécessite de prendre en compte la longueur de transfert du tirant qui est fonction du rapport de la rigidité (EI) du tirant

au module moyen pressiométrique $\frac{I_0}{E_m^{-t}}$. On note

que k_n n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, car il dépend aussi des caractéristiques de la paroi (produit d'inertie EI, hauteur totale) et de la configuration du sol (hauteur libre, hauteur de fiche). C'est ainsi que dans la pratique on introduit dans le calcul un coefficient « a » appelé paramètre dimensionnel pour prendre en compte ces facteurs. En comparant avec la méthode proposée ici, on voit que ce sont les paramètres α_1 et α_2 qui jouent le rôle de « a ».

Selon Balay (1985), la loi de réaction dépend aussi de la procédure d'exécution de l'excavation, des propriétés visqueuses du sol, des mouvements de la nappe dus aux travaux, etc., le paramètre dimensionnel « a » est loin d'être en mesure de les considérer. C'est ainsi qu'en pratique, il est souvent nécessaire d'appliquer une approche observationnelle pour raffiner ce paramètre.

2.1.2

Équations fondamentales

Dans la formulation de la méthode des éléments finis, les charges sont supportées par les éléments au niveau des nœuds, et l'équation générale d'équilibre peut s'écrire comme

$$[K](u) = \{F\}$$
 (4)

où [K] est la matrice de rigidité globale, (F) est le vecteur de forces aux nœuds, et $\{u\}$ est le vecteur de déplacements des nœuds. La matrice $[\overline{K}]$ est composée de deux parties, liées respectivement à la rigidité de <u>la</u> poutre (mur plus butons) et à celle du sol. On notera $\overline{K^e}$ pour la matrice de rigidité globale d'un élément, K^e pour la matrice de la poutre, et K^e_d pour la matrice du sol de fondation. On a donc

$$\overline{K^{c}} = K^{c} + K^{c}_{a}$$
(5)

L'expression de K^e est la suivante (Feng et Dai, 1991) :

$$K^{e} = \frac{E_{b}I}{L^{3}} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^{2} & -6L & 2L^{2} \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^{2} & -6L & 4L^{2} \end{bmatrix}$$
(6)

où E_b désigne le module élastique de la poutre, I son inertie, L la longueur d'un élément.

Pour K_{d}^{e} , il existe deux expressions. Pour les éléments au dessus du fond de fouille, $K_{d}^{e} = 0$, alors que pour ceux en dessous (Dhatt et Touzot, 1984 ; Feng et Dai, 1991) :

$$K_{e}^{v} = \alpha_{2} m (h_{0} - x_{1}) L \begin{bmatrix} 0.314 & 0.052L & 0.128 & -0.031L \\ 0.052L & 0.010L^{2} & 0.031L & -0.001L^{2} \\ 0.128 & 0.031L & 0.371 & -0.052L \\ -0.031L & -0.001L^{2} & -0.052L & 0.010L^{2} \end{bmatrix}$$
(7)

où L est toujours la longueur d'un élément.

Supposons que le diagramme de poussée pour chaque élément soit de forme trapézoïdale (Fig. 1) et que $q = q_{ij} \Delta q = q_{ij} - q_{i2'}$ le vecteur de forces exercées sur les éléments des poutres peut être calculé par (Feng et Dai, 1991) :

$$F^{e} = [qL/2 \quad qL^{2}/12 \quad qL/2 - qL^{2}/12]^{T}$$
$$+ [3\Delta qL/20 \quad \Delta qL^{2}/30 \quad 7\Delta qL/20 - \Delta qL^{2}/20]^{T} \quad [8]$$

Quand le diagramme de poussée est triangulaire, on peut utiliser la même expression pour F^{e} en posant $q = q_1 = 0$ et $\Delta q = -q_2$. On note que q est fonction de α_1 , et qu'il y a des forces horizontales exercées par les butons sur les nœuds, qui varient avec le déplacement horizontal.

2.2

Dimensionnement des murs de soutènement en utilisant la méthode d'analyse par éléments finis

Schéma de calcul simplifié

Lorsque le problème est symétrique, on peut représenter l'excavation par le schéma de la figure 2. Il s'agit d'un problème en déformation plane, avec des limites en déformation à une certaine distance de l'excavation. Dans la formulation des éléments finis, le massif de sol et le mur sont discrétisés et les butons sont simulés soit par des forces horizontales variant avec le déplacement soit par des éléments de poutres élastiques comme indiqué sur la figure 2. Les éléments considérés sur la figure sont tous quadrilatéraux, tant pour le sol que pour le soutènement. Ce dernier peut être également représenté par des éléments de type poutre.



2.2.2

Équation fondamentale

Pour l'analyse par la méthode des éléments finis, l'équation fondamentale en éléments finis est également l'équation (4) (Dhatt et Touzot, 1984 ; Gioda *et al.*, 1987). On note que $\{F\}$ comprend la contribution de la poussée des terres, des surcharges en surface et des efforts exercés par les butons.

Xie (1992) a étudié le comportement d'un sol de Shanghai au laboratoire, et il a remarqué que le modèle de Kelvin-Voigt (Fig. 3) est bien adapté pour calculer la variation de volume du sol. Lu (1994) a analysé le mouvement de terrain d'un site à Shanghai dû au drainage ou à l'infiltration d'eau et il a également trouvé la validité de ce modèle. Yang *et al.* (1996) et Yang *et Xu* (1996) ont confirmé cette validité sur des sols de formation ancienne. C'est ainsi que dans le calcul de [K] on considère un comportement visco-élastique du sol avec le modèle de Kelvin-Voigt (Fig. 3) : deux ressorts E₁ et E₂, et un amortisseur η_2 . D'après ce modèle, les déformations en fonction du temps sont données par :

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2}t\right) \right] \tag{9}$$

où σ_0 est la contrainte à t = 0.



FIG. 3 Modèle de sol utilisé dans l'approche par éléments finis. Soil model used for the analysis the finite element method.

L'équation (9) peut être écrite sous une autre forme : $\sigma_0 = E_r \epsilon$ (10)

avec

$$E_{t} = \frac{1}{\frac{1}{E_{1}} + \frac{1}{E_{2}} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_{2}}{\eta_{2}} t\right) \right]}$$
(11)

Si les conditions aux limites ne varient pas, le calcul de la déformation à t = t_i peut être simplifié en prenant un modèle élastique avec, dans le calcul de [K], un module équivalent E_n (Yang *et al.*, 1996) :

$$E_{ti} = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t_i\right) \right]}$$
(12)

2.3

Analyse inverse pour la détermination des paramètres

Pendant l'excavation d'une fouille, les forces de poussée et de butée, et l'effort des butons ne cessent de varier. Avec un modèle simplifié, il est difficile voire impossible d'obtenir des prévisions satisfaisantes avec un jeu de paramètres fixe. Un certain nombre d'auteurs (Hou et Chen, 1989 ; Yang *et al.*, 1996 ; Yang et Xu, 1996) ont montré que la méthode de l'analyse inverse est souvent un outil performant pour résoudre le problème. En se basant sur la mesure de déplacement *in situ*, on peut obtenir la valeur de la pression de terre et/ou les paramètres représentant le comportement du sol en suivant la procédure de l'analyse inverse. Les grandeurs obtenues sont ensuite utilisées pour les prévisions ultérieures.

Analyse inverse pour la méthode aux modules de réactions

Pour la méthode aux modules de réaction, on peut déterminer par analyse inverse le coefficient de pression de butée m, et les coefficients de correction α_1 et α_2 pour la pression de poussée. Pour simplifier le calcul, on calculera le paramètre m en appliquant la norme de Shanghai (DGJ08-11-1999), et seulement α_1 et α_2 seront déterminés par analyse inverse.

Dans la formulation de la méthode inverse, la fonction objet (Wang, 1991 ; Shi, 1996 ; Xu et Yang, 1995, 1996 ; Yang *et al.*, 1999) conditionnant la procédure d'optimisation est choisie comme :

$$F(P) = \min \sum_{i=1}^{N} \left(S_i(P) / S_i^*(P) - 1 \right)^2$$
(13)

où P est l'objet inconnu (α_1 et α_2), N est le nombre de données de mesure, S_i^* est la donnée de mesure de l'élément i (le déplacement en général, et la contrainte parfois), S_i est le résultat de l'analyse numérique correspondant à S_i^* , qui varie ici avec P. Quand la valeur de F est au minimum, P devient optimal et correspond à la solution donnée par l'analyse inverse.

En général, la fonction d'objet F est non linéaire, nécessitant une analyse numérique pour le problème. Dans cette étude, on préconise la méthode d'optimisation de Powell qui fait partie des méthodes de direction conjuguée.

Analyse inverse pour la méthode des éléments finis

Dans le cas où la condition de drainage ne change pas et où le niveau de la nappe phréatique reste fixe, le comportement du sol est donc gouverné par le modèle de Kelvin-Voight, avec, en plus, un jeu constant de paramètres E_{γ} , E_{2} et η_{2} . Ces paramètres peuvent être déterminés par analyse inverse.

L'équation (13) est utilisée pour l'optimisation, avec un objet inconnu P qui contient cette fois-ci E_1 , E_2 et η_2 . On rappelle que si les conditions aux limites ne changent pas, P contient un seul paramètre, le modèle élastique équivalent E_{μ} . Dans cette étude, numériquement, on adopte une méthode simplificatrice qui consiste à déterminer E_{μ} (i = 1, 2, 3) par l'équation (13) et à le reporter ensuite dans l'équation (8) pour calculer E_{μ} , E_2 et η_2 .

Approche observationnelle

Lors de l'excavation, les informations qu'on peut obtenir peuvent être de nature géologique et physique, comprenant la stratification du sol, le niveau de la nappe phréatique. D'autres caractéristiques physiques comme la masse volumique, le module élastique, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement etc. peuvent également être définies. On peut aussi avoir accès à des informations liées à la réalisation de l'ouvrage lui-même, à savoir la géométrie de la construction, la méthode d'excavation, le type de support, la procédure d'excavation et de pose de support, etc. On obtient aussi des informations à partir des mesures de déplacement, de déformations et de contraintes dans le massif de sol et de leur évolution au cours du temps.

Ces informations sont essentielles pour la conception et l'estimation de la stabilité du mur de soutènement. Il est évident que leur précision influence la conception et la prévision du comportement du mur. Vu l'incertitude sur la distribution des strates de sol, l'installation des supports et la procédure d'excavation, il est difficile d'acquérir des informations de précision suffisante à l'aide des essais courants sur sols. Ainsi, il est intéressant de déterminer les paramètres représentant les propriétés des sols en place en se basant sur des informations mesurées ou collectées *in situ*. Les paramètres ainsi déterminés permettront ensuite de prévoir la déformation et la stabilité du mur et du massif de sol de façon adaptative, pour l'étape en cours et pour les suivantes.

Sur la figure 4 est présentée une courbe typique de l'évolution du déplacement au cours du temps obtenue à partir des mesures réalisées en un point à côté d'une excavation de 5,6 m de profondeur. On observe une évolution très rapide pendant les cinq premiers jours qui correspond à la réalisation d'excavation, suivie d'une évolution lente avec stabilisation au bout de 22 jours. L'allure de la deuxième partie de la courbe (t > 8 jours) a une forme comparable à celle qu'on obtiendrait avec un modèle de Kelvin-Voigt.



Les déplacements engendrés pendant la phase d'excavation sont dus à la modification de l'état de contrainte depuis l'état initial vers l'état d'équilibre à la fin de la phase. Il est probable que les effets différés intervenant dans cette phase soient faibles.

En considérant un déplacement instantané pour le début de chaque étape d'excavation, l'évolution lissée du déplacement mesuré lors d'une excavation en trois étapes à Shanghai est présentée sur la figure 5. D'après nos expériences, cette allure est représentative des caractéristiques des sols mous de Shanghai, et correspond, comme en figure 4, à une réponse de type de Kelvin-Voigt.

L'approche observationnelle peut être schématisée par l'organigramme de la figure 6.

Les trois premières étapes sont classiques, on commence par le sondage et la collecte de données, on fait ensuite la conception de l'ouvrage et le calcul de vérification de stabilité. Par la suite, on réalise l'excavation tout en effectuant le suivi. Les étapes suivantes caractérisent l'approche observationnelle qui est définie principalement par deux points : 1) en se basant sur les informations obtenues *in situ*, on détermine à chaque étape d'excavation les paramètres nécessaires à l'aide de l'analyse inverse, 2) les paramètres ainsi obtenus sont utilisés pour la prévision de l'étape d'excavation en cours ou de l'étape suivante. Les résultats de calcul sont comparés avec les mesures *in situ* pour savoir s'il



General shape of the displacement change with time during the excavation.



est nécessaire de renforcer le mur de soutènement avec des butons supplémentaires ou de modifier la procédure d'excavation. Il est important de noter qu'habituellement, il existe une bonne concordance entre l'estimation et la mesure pour l'étape d'excavation suivante, et qu'en revanche, cette concordance est moindre pour la prédiction des étapes ultérieures. Il est donc nécessaire de réajuster à chaque étape les paramètres en utilisant la méthode de l'analyse inverse. Grâce à ce réajustement constamment renouvelé, on dispose d'une méthode très efficace, qui permet une estimation pas à pas jusqu'à achèvement de l'excavation.

On note que le réajustement demandé par l'utilisation de cette méthode est en grande partie lié au modèle élastique linéaire adopté. En effet, avec l'élasticité linéaire, il n'est pas possible d'accéder à la distribution des contraintes à l'interface sol – structure au moyen du coefficient de réaction : pour une structure donnée, il faudrait adapter en chaque point la valeur du coefficient, et la modifier si l'on change de chargement. Parfois, il est nécessaire d'introduire des valeurs négatives. Malgré cela, le modèle adopté a incontestablement l'avantage d'être simple, donc plus facile à utiliser sur des chantiers où les informations de mesure sont en général limitées.

Études de cas

4.1

Application de la méthode simplifiée aux modules de réaction

Un centre commercial, situé rue Huaihai à Shanghai, comprend un bâtiment à 34 étages et guatre bâtiments de stocks annexes. Son soubassement souterrain à 3 níveaux a nécessité une fouille d'une profondeur de 14,2 m sur une surface de 4 322 m². Le mur de soutènement en paroi moulée a une hauteur de 29 m et une épaisseur de 1 m. Il est fiché de 14 m dans une argile sableuse. Trois lits de butons ont été installés pour renforcer la structure à des profondeurs de 2,6 m, 7,5 m et 11,4 m respectivement. Un calcul préalable a amené à choisir une rigidité K1 = 123 529 kN/m pour le premier lit, et une rigidité de 66 196 kN/m pour les deux autres (K2 et K3). La figure 7 présente le mur, les lits de butons ainsi que la nature des sols concernés. La nappe est très peu profonde, à 0,5 m environ, ce qui est caractéristique du sol de Shanghai. L'ensemble de l'excavation est situé dans des argiles avec des caractéristiques de résistance au cisaillement (c' et ϕ) assez faibles.

Le chantier étant situé au centre-ville, la fouille est entourée de bâtiments historiques, de câbles électriques, et de canalisations. Vu l'importance du projet, l'approche observationnelle a été adoptée. La procédure d'analyse est composée de deux étapes :

1) en se basant sur la mesure de déplacement *in situ* à la deuxième étape d'excavation (7,5 m), on détermine par analyse inverse le paramètre de résistance α_2 et le coefficient de correction de la pression du sol α_1 , pour estimer le déplacement à la troisième étape ;

2) de même, la mesure de déplacement réalisée lors de la troisième étape est utilisée pour la prévision de la quatrième étape.

La figure 8 présente la comparaison du déplacement entre la mesure et le calcul pour la troisième étape (11,4 m). La courbe (1) correspond au calcul en utilisant la théorie de Rankine avec les paramètres initiaux déterminés avant l'excavation, alors que la courbe (2) correspond au calcul par l'approche observationnelle avec les paramètres déterminés à la deuxième étape (Tableau I). On observe clairement que le calcul sur les premières observations donne des résultats très proches des mesures, et qu'en revanche, le calcul direct par la théorie de Rankine surestime considérablement le déplacement : à 10 m, on a 40 % environ de surestimation.

La figure 9 présente la comparaison du déplacement entre la mesure et les calculs pour la quatrième étape (14,2 m). Le même phénomène peut être observé quant à la performance de l'approche observationnelle par rapport au calcul par la méthode de Rankine.



FIG. 7 Coupe schématique de la fouille rue Huaihai. Schematic cross section of the excavation in Huaihai Road.



TABLEAU I Les paramètres déterminés par l'analyse inverse. Parameters determined by back analysis.

Étape d'excavation	α_{2}	α_1
3 (11,4 m)	0,9748	1,2239
4 (14,2 m)	0,8197	1,1981

4.2

Application de la méthode des éléments finis

Elle concerne un groupe de bâtiments résidentiels à Pudong comprenant 5 bâtiments de grande hauteur et un parking souterrain, comme présenté sur la figure 10. En raison de la proximité des bâtiments et du parking, il a été décidé de combiner les deux fondations en une seule qui mesure 160,8 m de long, 79,5 m de large, et 5,6 m de profondeur pour les bâtiments contre 6,9 m pour le parking. Le mur de soutènement est en pieu sol-ciment, et mesure 4,2 m d'épaisseur pour les bâtiments contre 5,2 m pour le parking. Le mur de soutènement ainsi que les points de mesure (E1-E9, S1-S14, W1-W9, N1-N11) sont également présentés sur la figure 10. La figure 11 présente une coupe du mur (position N7) avec le profil des sols correspondant. Comme on peut constater sur cette figure (coupe B-B), le mur est composé de deux rangées de pieux entrelacés avec des connexions de quatre pieux également entrelacés qui relient les deux rangées. Les connexions sont espacées de 1,5 m. Le mur est sans renforcement sauf pour les deux premiers mètres à partir de la surface, où les pieux sont renforcés par des armatures (\$12). Le haut du mur est fait d'une plaque de 0,2 m en béton armé (\$12@250 X 250). Pour une raison d'économie, le bas du mur est fait en largeur variable et réduite.



Une fois la réalisation du mur terminée, on a creusé d'abord les fondations des bâtiments l'une après l'autre, et on a réalisé trois mois plus tard la fondation du parking. Aucun buton n'a été prescrit initialement.

En se basant sur le déplacement horizontal et le tassement du mur de soutènement pour les bâtiments, on a déterminé les paramètres par analyse inverse, ce qui a permis l'estimation du déplacement horizontal du mur du parking aussi bien pour le côté sud que pour le TABLEAU II Les paramètres déterminés par l'analyse inverse.

Parameters determined by back analysis.

Point	E,	E ₂	η _z
	(MPa)	(MPa)	(MPa.jour)
N1 N2 N3 N4 N5 N6 N8 N9 N10 N11 S1 S1 S12 S13 S12 S13 S14 Valeur moyenne	26,263 8,551 13,955 34,567 5,101 19,524 11,002 9,491 14,087 19,440 40,602 30,803 54,647 29,017 17,204 37,284 $E_1 = 23,223$ MPa	$\begin{array}{c} 6,483\\ 7,821\\ 5,012\\ 3,511\\ 6,629\\ 3,686\\ 3,539\\ 7,117\\ 4,704\\ 5,361\\ 7,065\\ 5,441\\ 7,300\\ 6,452\\ 4,745\\ 4,853\\ E_2=5,608\\ MPa \end{array}$	$\begin{array}{c} 33,553\\ 70,314\\ 38,188\\ 26,033\\ 37,581\\ 9,853\\ 13,395\\ 30,775\\ 15,948\\ 17,681\\ 45,111\\ 26,621\\ 64,224\\ 32,226\\ 32,963\\ 30,858\\ \eta_{\overline{z}}=32,833\\ \text{MPa,jour} \end{array}$

côté est. Les paramètres obtenus sont présentés dans le tableau II.

Sur la figure 12 est présentée la comparaison de la courbe déplacement - temps entre la mesure et le calcul pour le point E5. On observe une bonne concordance. La figure 13 montre un autre exemple de comparaison pour le point S8, une bonne correspondance est également obtenue.

En comparant la figure 12 et la figure 13, on peut observer que le déplacement du point S8 est largement inférieur à celui du point E5, 30 mm contre 75 mm. Ceci est dû au fait que du côté sud, il existe quelques bâtiments importants, et un déplacement horizontal de 75 mm serait trop important pour leur stabilité. Ainsi, après un premier calcul, on a proposé de rajouter deux butons à une profondeur de 2,2 m de sorte que le déplacement horizontal du point E5 soit ramené à 30 mm environ. Les résultats présentés sur la figure 13



FIG. 10 Vue en plan de l'excavation avec les divers points d'observation. Plan of the excavation with the various observation points.



prouvent que cette disposition a été appropriée, ce qui montre sous un angle différent la souplesse de l'approche observationnelle.

Conclusion

On a présenté une approche observationnelle qui permet de prédire de façon très satisfaisante le déplacement du sol et du mur de soutènement lors d'excavations en zone urbaine. Une méthode de calcul simplifiée aux modules de réaction et une méthode d'analyse par éléments finis ont été utilisées pour l'analyse numérique, avec les paramètres déterminés par analyse inverse à partir des mesures *in situ*. Les deux études de cas ont montré que cette technique est satisfaisante



pour garantir la stabilité de l'excavation, surtout pour des sols sensibles tels que les sols mous de Shanghai.

Il est néanmoins important de signaler que cette méthode n'est efficace pour la prévision qu'en utilisant les paramètres déduits de l'étape précédente, les « lointaines » s'étant avérées moins bonnes. Certes, cet inconvénient pourrait être relié à la simplicité des modèles de calcul ou de sol et l'utilisation des modèles sophistiqués aurait donné de meilleurs résultats, mais les modèles sophistiqués nécessitent en général plus de paramètres, souvent difficiles voire impossibles à déterminer au cours de l'excavation.

Afin d'appliquer cette approche avec succès, il apparaît qu'on doit accorder beaucoup d'attention à la qualité des mesures *in situ* et à la qualité d'exécution des travaux.

REMERCIEMENTS

Les auteurs adressent leur gratitude à la Fondation chinoise de la science naturelle pour son support financier par le contrat n°59478043. Les discussions avec le Dr Chen Bao sont très appréciées.

Bibliographie

- Balay J. Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Rapport du Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, 1985.
- Dhatt G., Touzot G. Une représentation de la méthode des éléments finis. UTC Maloine Éd., Paris, 1984.
- Feng Z.L., Dai R.J. Analysis of bar system with computer. Tongji University Press, Shanghai, 1991.
- Gloda G., Sakurai S. Back Analysis Procedures for the Interpretation of Field Measurements in Geomechanics Int. J. for Num. and Analy. Methods in Geomech., 1987, vol. 11, 1987, 555-583
- mech., 1987, vol. 11, 1987, 555-583. Hou X.Y., Chen Y.F. – Calculation of soil deformation induced by deep excavation. Internal report, Tongji University, Shanghai 1989, in Chinese.

Lu Y.M. – The research and application of deformation mechanism of the soil under pumping and dewatering. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1994, in Chinese.

- DGJ08-11-1999 Conception et dimensionnement des fondations. Norme de Shanghai, 1999, en chinois.
- Shi B.L. Stochastic predicting and safety forecasting for the deformation of excavation. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1996, in Chinese.
- Wang S.Y. Theory, method and application of optimisation. Zhejiang University Press, Hangzhou, Hangzhou, Chine, 1991, in Chinese.
- Xie N. Theory, test and application of nonlinear rheological behavior of soft soil. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1992, in Chinese.
- Xu R.Q., Yang L.D. « The mechanism of prediction for the deformation of foun-

dation pit excavation ». 2nd symposium on geotechnical mechanics and engineering, Ningbo, Chine, 1995, in Chinese, p. 164-168.

- Xu R.Q., Yang L.D. « Forecast with information of excavation ». Journal of Tongji University, vol. 24, n° 5, 1996, in Chinese, p. 558-562.
- Yang L.D., Feng Z.L., Zhu H.H., Huang W., Yuan Y. – Theory and practice of back analysis in geotechnical engineering. Science Press, Beijing, China, 1999.
- Yang L.D., Xu R.Q. «Mechanical response in excavation and boundary response of parameter prediction ». Engineering Mechanics, Special No., Tsinghua University, 1996, in Chinese, p. 390-394.
- Yang L.D., Zhang K., Wang Y. « Back Analysis of Initial Rock Stresses and Time-Dependent Parameters ». Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 33, n° 6, 1996, p. 641-645.

Étude des paramètres ayant une influence sur le comportement au fluage d'un sable injecté

Résumé

Le comportement au fluage du sable de Fontainebleau injecté par un gel de silice, chimiquement instable est comparé au comportement au fluage du même sable injecté par deux coulis de nouvelle génération chimiquement stables, un coulis de ciment micro-fin et un coulis minéral. Le comportement au fluage est caractérisé par des essais en compression simple et des essais avec confinement réalisés sur des périodes allant de 100 à 200 jours. Les résultats sont analysés en termes de pente de fluage et de charge limite de fluage. L'analyse des essais a mis en évidence que le mode de mise en place du sable joue un rôle important sur les déformations de fluage du sable injecté. Les déformations de fluage sont considérablement réduites par l'application d'une contrainte de confinement. Le traitement d'injection modifie le comportement au fluage du sable : selon la nature du coulis injecté, le sable injecté présente des déformations de fluage plus ou moins importantes. Les pentes de fluage du sable injecté sont proportionnelles aux pentes de fluage du coulis pur. Les caractéristiques au fluage du sable injecté semblent ainsi pouvoir être déduites du comportement au fluage du sable non traité et du comportement au fluage du coulis pur.

Mots-clés : fluage, sable, injection, gel de silice, coulis de ciment, coulis minéral.

Study of parameters affecting the creep behaviour of a grouted sand

Abstract

The creep behaviour of the Fontainebleau sand grouted with a chemically unstable silicate grout was compared with the creep behaviour of the same sand grouted with two chemically stable grouts, a micro-fine cement-based grout and a mineral-based grout. Unconfined and confined creep experiments were performed to characterise drained creep behaviour. Tests duration was between 100 and 200 days. Results were compared in terms of creep slope, and creep limit strength. Tests results have shown that the method with which sand was prepared plays an important part in creep strains of grouted sand. Creep strains were considerably reduced by applying a confining stress. The creep behaviour of sands was modified by the grouting treatment : depending on the nature of the grout, the grouted sand has presented more or less large creep strains. The creep slopes of grouted sands were proportional to the creep slopes of pure grouts. Creep characteristics of grouted sand may also be deduced from the creep behaviour of pure sand and the creep behaviour of pure grout.

Key words: creep, sand, grouting, silicate grout, cement-based grout, mineral-based grout.



Laboratoire de Modélisation Matériaux et Structures (LM²S) CNRS UMR 7143 Université de Cergy-Pontoise 5 mail Gay-Lussac 95031 Cergy-Pontoise Cedex estelle_delfosse@yahoo.fr irini.djeran-maigre@iupgc.ucergy.fr richard.cabrillac@iupgc.ucergy.fr

D. GOUVENOT E. DELFOSSE-RIBAY

Soletanche Bachy 6, rue de Watford 92005 Nanterre Cedex Daniel.GOUVENOT@ soletanche-bachy.com

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

Introduction

La raréfaction des sols de bonne qualité utilisables pour la construction, le développement des travaux en sous-œuvre ont conduit au développement ces dernières années de nouvelles techniques destinées à améliorer les caractéristiques des sols en place. L'une de ces techniques est l'injection qui consiste à faire pénétrer dans les sols un produit liquide appelé « coulis », qui après durcissement améliore les caractéristiques mécaniques et la perméabilité du sol. Depuis un siècle, la technique de l'injection a fait l'objet de nombreuses évolutions et innovations à tous les niveaux, de la surveillance des chantiers au contrôle qualité final (Gouvenot, 1998). En ce qui concerne les coulis d'injection, le gel de silice, coulis chimique, a été utilisé pendant de nombreuses années. C'est un coulis sujet à la synérèse, donc instable chimiquement. Sa dégradation libère de fortes concentrations de soude et des dérivés organiques. Ces produits entraînés par l'eau constituent un facteur de pollution de la nappe phréatique. Pour cette raison, le gel de silice est maintenant interdit dans certains pays d'Europe et au Japon (Gouvenot, 1987). Pour pallier ces problèmes de pollution, de nouveaux coulis ont été développés comme les coulis de ciment micro-fin ou les coulis à base minérale qui sont composés après durcissement d'éléments stables tels que les cristaux de silicates de calcium hydratés (CSH). Cette stabilité chimique a permis de réduire considérablement les effets néfastes de l'injection. Outre la stabilité chimique, une des préoccupations actuelles est la durabilité mécanique des sols traités, c'est-à-dire la stabilité de leurs propriétés mécaniques dans le temps. Cette étude s'est intéressée en particuliers à un aspect de la durabilité dans le temps : le comportement au fluage. En effet, le fluage est un phénomène important qui ne doit pas être négligé car il peut conduire à la rupture des matériaux pour des niveaux de contraintes parfois beaucoup plus faibles que la résistance instantanée. En ingénierie géotechnique, les caractéristiques de déformations différées peuvent conduire à de graves désordres comme les tassements ou les glissements de terrains. Une meilleure connaissance du comportement à long terme des sols injectés permettra de ne plus utiliser l'injection uniquement comme traitement provisoire, comme c'est le cas pour le sable injecté au gel de silice, mais également d'envisager son utilisation en tant que traitement définitif. De nombreuses études traitent du fluage du sable injecté par du gel de silice (Borden et al., 1982 ; Krizek et al., 1982 ; Luong et al., 1977 ; Mollamahmutoglu, 1992) mais peu d'études sont disponibles sur le comportement à long terme du sable injecté par des coulis de nouvelle génération (Tailliez, 1998). Cette étude a été menée afin de comparer le comportement au fluage d'un sable injecté par les nouveaux coulis avec celui du même sable injecté par un gel de silice classique. Elle a pour objet de mettre en évidence l'influence du traitement par injection sur le comportement au fluage du sable, et notamment l'influence de la nature du coulis. Pour cela différents essais de fluage, en compression simple ou avec un confinement, ont été réalisés sur des durées allant de 3 à 6 mois. Outre les effets du traitement d'injection et de la nature du coulis, d'autres facteurs, tels que le mode de mise en place du sable, le type de chargement ou la présence d'un confinement ont été également analysés.

Caractéristiques et préparation des matériaux

2.1

2

Caractéristiques des matériaux

2,1.4

Matrice granulaire

Le sable de Fontainebleau (SF) NE34 a été utilisé pour l'ensemble des essais réalisés. Il s'agit d'un sable fin, siliceux, à grains très résistants et anguleux. Les caractéristiques du sable sont les suivantes :

- masse volumique des grains : 2,64 g/cm³;
- diamètre des grains à 10 % de passant : $D_{10} = 0.14$;
- coefficient d'uniformité : 1,6 ;
- masse volumique minimale : 1,39 g/cm3 ;
- masse volumique maximale : 1,75 g/cm3.

2.1.2

Coulis d'injection

Trois types de coulis ont été utilisés.

- un gel de silicate de soude, composé de silicate de sodium, d'eau et d'un durcisseur organique (600C de chez Rhône Poulenc). Le rapport pondéral (Rp = SiO₂/Na₂O) du gel utilisé vaut 3,3. La répartition en poids de chacun des constituants est 50 % de silicate de sodium, 42 % d'eau et 8 % de durcisseur. Le temps de prise du coulis est de 24 minutes lorsque la température de l'air est de 24 °C;

– un coulis de ciment micro-fin (Microsol breveté par la société Soletanche Bachy). Il s'agit d'une suspension de grains de ciment dans l'eau. Les grains ont un diamètre inférieur à 12 μ m ;

– un coulis minéral (Silacsol breveté par la société Soletanche Bachy). C'est un coulis chimique. Il s'agit d'une liqueur de silice réglée pour réagir directement sur les milieux contenant du calcium. La réaction dans le milieu injecté conduit à la précipitation de cristaux de silicates de calcium hydratés.

Coulis pur stabilisé

La réalisation d'essais mécaniques sur coulis purs, après prise, implique de disposer de matériaux stables pour que les échantillons soient homogènes. Le coulis de ciment micro-fin et le coulis minéral sont des coulis instables dans la mesure où ils présentent un phénomène de ressuée, formation d'une couche d'eau à la surface du coulis lorsqu'ils sont laissés au repos, supérieure à 5 %. Ce phénomène est souvent simultané avec la sédimentation des grains constituant le coulis. L'addition de bentonite est une méthode classique pour éviter la sédimentation du coulis car la bentonite hydratée maintient en suspension les grains constituant le coulis. Ainsi, de la bentonite en faible quantité, environ 1 % du volume du coulis, a été ajoutée à la composition initiale des coulis de ciment et coulis minéral. Avec la bentonite, le phénomène de ressuée est inférieur à 5 %, les coulis sont donc considérés comme stables. L'effet de l'ajout de bentonite est difficile à estimer puisque le coulis pur sans la bentonite n'est pas stable et qu'il n'a pas été possible de réaliser d'essais sur ce matériau afin de comparer ses caractéristiques mécaniques avec celles du coulis stabilisé. Selon Cambefort (1967), si la bentonite permet d'obtenir un coulis homogène, le temps de prise est retardé et la résistance mécanique est diminuée. Cependant, pour les coulis étudiés, la quantité de bentonite ajoutée est très faible et il peut être supposé que l'effet de la bentonite est également faible.

En ce qui concerne le gel de silice, il est soumis au phénomène de synérèse qui se traduit par une contraction du coulis. Il est chimiquement instable et ne peut pas être stabilisé.

2.2

Préparation des échantillons de sable injecté

Les différentes étapes de la préparation des échantillons sont les suivantes :

 Le sable est mis en place dans des colonnes cylindriques en Plexiglas de 80 mm de diamètre. Deux méthodes de mise en place du sable ont été utilisées :

 la densification manuelle, qui consiste à introduire le sable progressivement et à le densifier en tapant fortement et régulièrement sur le pourtour de la colonne. L'indice de densité obtenu par cette méthode est de 0,90;

 la pluviation (Cresswell *et al.*, 1999) qui consiste à faire tomber le sable à débit et hauteur de chute constants. L'indice de densité ainsi obtenu est de 0,84.

• Les colonnes de sable sont saturées en faisant passer un certain volume d'eau dans la colonne. L'eau entre par le bas de la colonne et monte progressivement à débit constant égal à 3 cm³/s. A la fin de cette phase, le degré de saturation est de 94 %.

• Les colonnes sont ensuite injectées en faisant entrer de bas en haut un certain volume de coulis à débit constant identique à celui de la saturation. Le coulis est agité pendant toute la phase de l'injection pour éviter la décantation de ses grains. L'injection est arrêtée lorsqu'une quantité de coulis, correspondant à environ 120 % du volume des vides, est passée à travers l'échantillon.

• Les colonnes sont ensuite conservées en milieu humide 28 jours pour les colonnes injectées au coulis de ciment micro-fin et au coulis minéral et 7 jours pour celles injectées au gel de silice. Pour ces dernières, plusieurs études (Christopher *et al.*, 1989 ; Krizek *et al.*, 1982 ; Littlejohn *et al.*, 1994) ont en effet montré que la résistance maximale en compression simple est atteinte en 7 jours. Les colonnes sont alors sciées afin d'obtenir les dimensions requises pour le dispositif expérimental, soit un diamètre de 80 mm et une hauteur de 160 mm pour les essais réalisés en compression simple, et 54 mm de diamètre et 108 mm de haut pour les essais réalisés en cellule triaxiale. Pour obtenir le diamètre de 54 mm, les échantillons sont carottés. Le carottage est susceptible d'avoir provoqué des perturbations sur les

caractéristiques mécaniques du matériau. Cependant il a été porté une grande attention sur l'aspect de chaque échantillon, parallélisme des faces, fissures non visibles. En outre, des résistances en compression simple réalisées sur des échantillons carottés et non carottés ont donné des résultats très proches, ce qui tend à montrer que l'effet du carottage a été faible. Une colonne fabriquée par pluviation (hauteur 1 150 mm) donne 5 échantillons et une colonne fabriquée par densification manuelle (hauteur 750 mm) donne 3 échantillons (Fig. 1). Les échantillons situés aux extrémités des colonnes sont utilisés pour les résistances en compression simple et les échantillons intermédiaires sont utilisés pour les essais de fluage.

 Comme il a été observé une décroissance linéaire de la résistance en compression simple entre les échantillons placés à l'entrée de la colonne (près du point d'injection) et les échantillons les plus éloignés du point simple sont réalisées sur les échantillons situés aux extrémités de chaque colonne. L'application d'une régression linéaire entre les résistances de ces deux échantillons permet d'estimer la résistance en compression simple des échantillons intermédiaires, utilisés pour les essais de fluage. L'erreur sur cette évaluation est inférieure à 10 % (Ribay, 2001). Les essais de résistance en compression simple sont réalisés sous une vitesse de chargement de 20 mm par minute selon les recommandations de l'AFTES 1988. Cette vitesse de chargement est rapide mais est utilisée uniquement pour la détermination des résistances en compression simple (Rc). Ces résistances servent de référence pour la détermination du taux de chargement ou des incréments de chargement pour les essais de fluage. Si la vitesse de chargement pour les résistances en compression simple avait été plus faible, les taux de chargement, pour un même niveau de contrainte appliqué aux échantillons lors des essais de fluage, auraient été légèrement supérieurs à ceux donnés dans l'article, et ce d'autant plus que le matériau est sensible à la vitesse de chargement (c'est-à-dire d'avantage pour le sable injecté au gel de silice que pour le sable injecté par les deux autres coulis).

3

Programme expérimental

Le fluage est le phénomène physique qui correspond à l'évolution dans le temps de la déformation à contrainte et à température constantes. Tous les essais ont été réalisés en condition drainée sur des échantillons saturés de sorte que ce soit la contrainte effective appliquée au sol qui reste constante.

3.1

Essai de fluage en compression simple

Dispositif expérimental

Les essais de fluage en compression simple ont été réalisés sur des bâtis de type œdométrique modifiés afin de recevoir une cellule cylindrique de 180 mm de haut et de 130 mm de diamètre. L'échantillon ayant un



diamètre de 80 mm il est libre de se déformer latéralement. Seules les déformations axiales sont mesurées avec un comparateur précis au micromètre (Fig. 2). Dans la cellule, huit jours avant le début de l'essai, l'échantillon est placé dans l'eau pour assurer sa saturation. Une fois l'essai de fluage commencé, il reste en contact direct avec l'eau afin de rester saturé pendant toute la durée de l'essai. Le drainage est possible par les faces latérales de l'échantillon. La figure 3 présente une photographie du dispositif.

3.1.2

Procédure expérimentale

L'échantillon est soumis à un chargement axial. La charge (q) appliquée est définie en pourcentage de la résistance en compression simple (Rc) de l'échantillon sous une vitesse de 20 mm par minute, q = 0,10 Rc par exemple. La vitesse de chargement moyenne pour les essais de fluage est inférieure à 0,03 mm/min (soit 0,02 %/min).

Deux types d'essais de fluage en compression simple ont été réalisés :

 – essais de longue durée sur 100 jours, qui consistent à maintenir un chargement constant pendant une durée de 100 jours si la rupture n'intervient pas avant conformément aux recommandations ASTM D 5202-91 (Tableau I);

– essais par incréments de courte durée, qui consistent à appliquer un chargement (q), qui constitue le premier incrément. Cette charge est maintenue un temps t, au bout duquel une nouvelle charge q est appliquée. C'est le second incrément. L'échantillon est alors soumis à une charge totale égale à 2q qui est maintenue pendant le temps t. Le chargement augmente ainsi jusqu'à la rupture de l'échantillon. La durée des incréments est de 15 minutes ou de 50 minutes selon les essais (Tableau II).



Essai de fluage avec confinement

3.2.1

Dispositif expérimental

Les essais de fluage avec confinement sont réalisés sur un système triaxial. La cellule triaxiale utilisée nécessite des échantillons de 54 mm de diamètre et de 108 mm de hauteur. Pour isoler l'échantillon du liquide de confinement (glycérine), deux membranes, une en latex l'autre en Néoprène ont été utilisées afin d'éviter les problèmes de fuite et de limiter le phénomène d'osmose entre le liquide de confinement et l'eau contenue à l'intérieur de l'échantillon. Avant l'essai de fluage, une contre-pression de 0,5 MPa est appliquée aux échantillons pour assurer leur saturation. Celle-ci est vérifiée en condition non drainée, en augmentant légèrement la pression de cellule, et en vérifiant l'augmentation induite de la pression interstitielle. Au cours de l'essai de fluage à proprement dit, le drainage de l'échantillon est possible par les faces supérieure et inférieure de l'échantillon.

Le chargement de l'échantillon est assuré par un piston entraîné par un moteur qui tourne à vitesse constante. La force est mesurée à la fois par un anneau



dynamométrique et par un capteur de force. Le système triaxial est équipé d'une jupe tournante, anneau métallique placé autour du piston qui tourne en permanence et permet de limiter les frottements entre le piston et la cellule (Fig. 4). La cellule est également équipée d'un système qui permet d'ajuster automatiquement la force appliquée à l'échantillon si celle-ci varie au cours de l'essai. Les déplacements sont mesurés par un comparateur précis au micromètre et par un LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*). La pression de la cellule et la contre-pression sont contrôlées par des manomètres. Un système de bacs à mercure permet de maintenir une contrainte de confinement constante autour de l'échantillon.

2.2.2

Procédure expérimentale

Tous les essais de fluage avec confinement ont été réalisés avec une pression de confinement de 0,1 MPa. La charge appliquée est définie en pourcentage de la résistance en compression simple de l'échantillon. L'échantillon est chargé en appliquant une rampe de déformation constante égale à 0,02 mm par minute. Cette vitesse assure des conditions de chargement drainées en effet des essais triaxiaux statiques (CD) ont été réalisés à cette vitesse de chargement et aucune surpression interstitielle n'a été enregistrée (Ribay, 2001). Deux types d'essais de fluage en confinement ont été réalisés :

 – essais de longue durée sur 100 jours, qui consistent à maintenir le chargement constant pendant une durée de 100 jours si la rupture n'intervient pas avant (Tableau III);

– essais de fluage par incréments de longue durée. Chaque incrément de charge est maintenu constant jusqu'à ce que les déformations se stabilisent ou jusqu'à ce que l'échantillon se déforme à vitesse constante. Ainsi, la durée d'un incrément n'est pas constante. Elle dépend du comportement du matériau. Un incrément peut durer entre 7 et 20 jours. La charge est augmentée progressivement jusqu'à la rupture de l'échantillon. Ces essais par incréments ne sont donc pas des essais rapides. La durée totale d'un essai varie entre 4 et 6 mois (Tableau IV).

La figure 5 résume l'ensemble des essais réalisés ainsi que les matériaux testés pour chacun des essais.

Outils d'analyse

4

La pente de fluage et la charge limite de fluage ont été utilisées pour analyser et comparer les résultats des essais de fluage.

4.1

Pente de fluage

La pente de fluage permet d'une part de déterminer la charge limite de fluage et d'autre part de quantifier le comportement visqueux des matériaux sans prendre en



FIG. 3 Bâti de fluage pour les essais de fluage en compression simple. Creep apparatus for unconfined compression

compte la déformation instantanée. En effet, la valeur de cette dernière peut être perturbée par différents facteurs (état de surface des éprouvettes, mise en contact, etc.). Plusieurs auteurs (Gandais, 1977 ; Lacour et al., 1978 ; Murayama et Shibata, 1964 ; Vialov et Skibitski, 1961 ; Tan, 1961) ont utilisé la pente de fluage pour analyser leurs résultats mais les méthodes diffèrent quelque peu selon la durée de l'essai et le type de matériau. Pour les matériaux injectés, la méthode la plus adaptée, consiste à calculer les pentes de fluage dans un plan (déformation-temps exprimé en minute). Elles sont données par la pente de la droite de régression linéaire passant par l'ensemble des points dans un intervalle de temps donné, correspondant à 90 % du temps de chargement total de l'échantillon. Ainsi les pentes de fluage sont déterminées :

 – entre 10 et 100 jours pour les essais de fluage sur 100 jours en compression simple ou avec confinement;

 – entre 2 et 15 minutes pour les essais de fluage en compression simple par incréments d'une durée de 15 minutes ;

 – entre 5 et 50 minutes pour les essais de fluage en compression simple par incréments d'une durée de 50 minutes ;

 – entre 1 et 10 jours pour les essais de fluage avec confinement par incréments de longue durée.

4.2

Charge limite de fluage

La charge limite de fluage est aussi connue sous le nom de résistance à long terme. Pour des chargements inférieurs à la charge limite de fluage, le comportement du matériau reste amorti. Pour des chargements supérieurs à la charge limite, le fluage du matériau est de nature non amortie. La rupture par fluage intervient au bout d'un temps fini.

A chaque niveau de chargement correspond une pente de fluage, déterminée selon la méthode décrite

TABLEAU I	Caractéristiques des essais de fluage en compression simple sur 100 jours.
	Characteristics of the unconfined creep tests performed over a period of 100 days.

Nature des échantillons	Méthode de mise en place du sable	Taux de chargement (.Rc)
SF + gel de silice	Densification manuelle	0,025 - 0,05 - 0,10 (x 2) - 0,25
	Pluviation	0,05 (x 3) - 0,10 (x 3)
SF + coulis de ciment	Pluviation	0,50 - 0,60 (x 2) - 0,65 - 0,70 (x 3)
SF + coulis minéral	Pluviation	0,35 - 0,45 - 0,50 - 0,60 - 0,80
Coulis de ciment pur stabilisé		0,50 - 0,55 - 0,60 - 0,70 - 0,80 - 0,85
Coulis minéral pur stabilisé		0,30 - 0,40 - 0,50 - 0,60 - 0,70

SF: sable de Fontainebleau; Rc: résistance en compression simple

Nature des échantillons	Valeur de l'incrément	Durée de l'incrément (mn)	Nombre d'incréments à la rupture	Taux de chargement à la rupture
	0,05 Rc	15	7	0,35 Rc
	0,10 Rc	10	5	0,50 Rc
SF + gel de silice	0,10 Rc	10	5	0,50 Rc
	0,10 Rc	50	4	0,40 Rc
	0,10 Rc	50	4	0,40 Rc

 TABLEAU II
 Caractéristiques des essais de fluage en compression simple par incréments. Characteristics of the incremental unconfined creep tests.



TABLEAU III Caractéristiques des essais de fluage sur 100 jours avec confinement. Characteristics of the confined creep tests performed over a period of 100 days.

Nature des échantillons	Méthode de mise en place du sable	Taux de chargement	
SF + gel de silice	Pluviation	0,20 Rc	
SF + coulis minéral	Pluviation	0,70 Rc	
SF non traité	Densification manuelle	0,70 (*)	

(*) Pour le sable de Fontainebleau non traité, la résistance de référence est égale au déviateur maximal sous contrainte de confinement de 0,1 MPa.

Nature des échantillons	Valeur de l'incrément	Nombre d'incréments à la rupture	Taux de chargement à la rupture	Durée de l'essai (jours)
SF + gel de silice	0,05 Rc	12	0,60 Rc	203
SF + coulis de ciment	0,10 Rc	16	(**)	183
SF + coulis minéral	0,10 Rc	8	0,90 Rc	109
SF non traité	0,10 Rc	8	0,80 Rc	98

TABLEAU IV Caractéristiques des essais de fluage par incréments avec confinement. Characteristics of the incremental confined creep tests.

(*) Cet échantillon n'est pas allé à la rupture.

au paragraphe précédent. Si l'on porte en abscisse les charges et en ordonnée les pentes de fluage correspondantes, les points de la courbe ainsi construite se placent, en général, sur deux branches distinctes et sensiblement rectilignes. L'intersection de ces deux droites définit la charge de fluage (Fig. 6). Après une croissance lente et proportionnelle à la charge, la pente de fluage se met brutalement à augmenter rapidement. Cette croissance rapide correspond à un changement de comportement du matériau. Il est admis que ce changement se produit pour une charge à partir de laquelle la rupture a lieu au bout d'un temps fini, d'où une détermination de la charge limite (Cambefort et Chadeisson, 1961). En fait, l'utilisation de la limite de fluage prend réellement son sens pour les essais réalisés par incréments car elle permet d'extrapoler les résultats au-delà de la durée de l'essai. Pour le fluage de longue durée, la détermination de la charge limite de fluage ne donne guère plus d'informations sur la résistance à long terme que l'essai lui-même.

Analyse des résultats

5.1

5

Influence de la mise en place du sable

Deux modes de mise en place du sable, la pluviation et la densification manuelle, ont été comparés sur des essais de fluage en compression simple d'une durée de 100 jours réalisés sur des échantillons de sable de Fontainebleau injecté au gel de silice. La mise en place du sable n'a pas eu d'effet sur la charge à la rupture puisque dans les deux cas, la charge limite de fluage est comprise entre 0,05 et 0,10 Rc (Fig. 7a et b). En revanche, la mise en place du sable a eu un effet considérable sur les valeurs des déformations de fluage. En effet, les pentes de fluage des échantillons dont le sable a été mis en place par pluviation sont 40 fois plus faibles que celles des échantillons mis en place par densification manuelle (Fig. 8). Le sable mis en place par pluviation est légèrement moins dense que le sable mis en place par densification manuelle et pourtant les déformations de fluage sont plus faibles dans le cas du sable préparé par pluviation. Les écarts observés sont dus à des différences au niveau de la matrice du sable injecté. Deux facteurs peuvent être à l'origine de ces écarts, d'une part l'anisotropie de structure due au fait que les grains de sable ne se déposent pas de la même façon selon que le sable a été mis en place par densification manuelle ou par pluviation, d'autre part l'homogénéité, meilleure dans le cas de la pluviation, qui doit favoriser une meilleure stabilité du matériau.

5.2

Influence d'un chargement par incréments

Seule l'influence d'un chargement réalisé par incréments de courte durée a été étudiée par comparaison à un chargement unique de longue durée (100 jours). Les essais ont été réalisés sur du sable de Fontainebleau injecté au gel de silice. Cinq essais de fluage en compression simple ont été réalisés en utilisant des incréments de 0,05 Rc ou 0,10 Rc d'une durée de 15 ou 50 minutes. Les pentes de fluage sont relativement proches, ce qui indique qu'elles ont été peu influencées par l'amplitude et la durée des incréments. En revanche, ces deux paramètres ont joué un rôle sur la valeur de la charge limite de fluage. En effet, la charge limite de fluage augmente lorsque la durée des incréments diminue à incrément d'amplitude constante et inversement lorsque l'amplitude de l'incrément augmente à durée de l'incrément constante (Ribay, 2001) (Fig. 9). La charge limite de fluage pour un chargement par incrément de courte durée est comprise entre 0,30 et 0,40 Rc selon l'amplitude et la durée des incréments tandis qu'elle est comprise entre 0,05 et 0,10 Rc pour les essais de fluage réalisés sur une période de 100 jours (Fig. 7a). Voyiatzoglou (1980) a utilisé cette méthode incrémentale sur les argiles pour déterminer de façon rapide la charge limite de fluage. Mais les essais étaient réalisés en conditions non drainées et donc les conditions de contraintes appliquées aux échantillons étaient différentes de celles appliquées pour cette étude (conditions drainées). L'application d'un chargement incrémental de courte durée conduit à une surestimation de la charge limite de fluage pour le sable injecté dans des conditions d'essais drainées. Cette méthode ne peut donc pas être utilisée comme méthode rapide pour déterminer la charge limite de fluage.

5.3

Influence du traitement par injection

Les essais de fluage avec confinement réalisés à la fois sur du sable de Fontainebleau non traité et injecté

		Méthode de mise en place		ise en place
Type de	Mode de chargement	Nature des	du sable	
fluage		échantillons	Densification	Pluviation
			manuelle	
compression	Longue durée : 100 jours	SF+gel de silice	Х	Х
simple	A Chargement	SF+ciment µfin		Х
		SF+coulis minéral		Х
		Ciment µfin pur		
g		Coulis minéral pur		
		Densification manualla I = 0.00		
1200	Temps	Densification manuelle, $I_D = 0.90$ Pluviation $I_r = 0.84$		
	100 jours	i la		
	Par incréments de courte durée			
<u> <u></u></u>	Chargement			
	4q	SF+gel de silice	Х	
	3q			
	2g			
	q			
	Temps	$I_{\rm D} = 0,90$		
	$\langle \times \times \times \rangle$	La durce totale de l	essai n'excede p	as la
	t t t t	denn-journee		
	t = 15 mn ou 50 mn selon les essais			
contrainte de	Longue durée : 100 jours			
confinement	▲ Chargement	SF non traité	X	
		SF+gel de silice		Х
	q	SF+coulis minéral		Х
	Temps			
^A		$I_{\rm D} = 0,84$		
	Too Jours			
σ_3 σ_3	Par incréments de durée variable			
	Chargement			
CIERCE S	49	SF non traité	X	
	3q 2q	SF+gel de silice	X	
		SF+ciment µfin	X	
		SF+coulis minéral	Х	
	q Temps			
	$\overline{\langle \cdot, \cdot \rangle}_{t_1} \overline{\langle \cdot, \cdot \rangle}_{t_2} \overline{\langle \cdot, \cdot \rangle}_{t_1}$	$I_{\rm D} = 0,90$	antinan 6 maia	
	1 12 13 14	Chaque essai a dure	environ o mois	
	t_1 , t_2 , t_3 , t_4 dépendent de l'évolution des			
	déformations, ils varient entre 7 et 20 jours			
SF · sable (le Fontainebleau - L. · Indice de densité			

 F/G. 5
 Récapitulatif des essais de fluage réalisés sur le sable non traité, le sable injecté et les coulis purs.

 Summary of creep tests performed on sand, grouted sand and grouts grouted sand and grouts.



ont permis de montrer que l'injection a une influence sur le comportement au fluage du sable. En effet pour les essais de fluage réalisés par incréments de longue durée, quel que soit le niveau de chargement et quelle que soit la nature du coulis, la pente de fluage du sable injecté est différente de celle du sable non traité (Fig. 10). De même sur les essais de fluage réalisés sur 100 jours, pour un même niveau de contrainte, le sable injecté au coulis minéral a une pente de fluage inférieure à celle du sable non traité (Fig. 11).

5.4

Influence de la nature du coulis

Sur les essais de fluage en compression simple, les gammes de chargement applicables aux échantillons sont différentes selon la nature du coulis : la charge limite de fluage du sable injecté au gel de silice est comprise entre 0,05 et 0,10 Rc (résistance en compression simple de l'échantillon) tandis qu'elle est supérieure à 0,60 Rc pour le sable injecté au coulis de ciment et au coulis minéral. D'autre part, les pentes de fluage du sable injecté au coulis de ciment micro-fin sont systématiquement plus faibles que celles du sable injecté au coulis minéral (Fig. 12).

Pour les essais de fluage avec confinement réalisés par incréments de longue durée, que les résultats soient exprimés en déformations (Fig. 13) ou en pentes de fluage (Fig. 10), le sable injecté au gel de silice est le matériau qui présente le plus de déformations de fluage et celles-ci sont d'autant plus importantes que la charge augmente. Les déformations du sable injecté au coulis minéral et au coulis de ciment micro-fin sont très faibles et évoluent peu avec le chargement (Ribay *et al.*, 1999).

Tous les résultats, qu'il s'agisse d'essais en compression simple ou avec confinement, montrent que la nature du coulis a une influence considérable sur le comportement au fluage du sable injecté. Le gel de silice va donner au sable un comportement visqueux plus marqué que le coulis de ciment micro-fin et le coulis minéral, qui diminuent les déformations de fluage.

5.5

Influence du fluage du coulis pur

Ata (1993) a montré que le fluage du sable injecté par un gel de silice est fortement influencé par celui du coulis pur. Il a en effet obtenu que le potentiel de fluage (pente m de Singh et Mitchell (1968)) du sable injecté est pratiquement égal à celui du coulis pur.

Comme pour Ata (1993), les essais de fluage en compression simple d'une durée de 100 jours réalisés à la fois sur des échantillons de sable injecté et de coulis purs (coulis de ciment et coulis minéral) ont montré que le fluage du sable injecté est influencé par la nature du coulis. Les déformations de fluage du coulis pur sont systématiquement plus élevées que celles du sable injecté à niveau de chargement équivalent, ce qui signifie que le coulis pur est plus visqueux que le sable injecté. Aussi bien pour le coulis de ciment micro-fin (Tableau V) que pour le coulis minéral (Tableau VI), la pente de fluage du coulis pur est systématiquement dix fois plus élevée que celle du sable injecté quel que soit le niveau de chargement (Delfosse-Ribay et al., 2000). Le comportement au fluage du sable injecté semble être le résultat de l'homogénéisation du comportement au fluage du sable non traité (faibles déformations de fluage) et de celui du coulis pur (déformations de fluage plus ou moins importantes selon le coulis). Il semble donc possible de prédire le comportement au fluage du sable injecté à partir de celui du coulis pur et de celui du sable non traité. Du point de vue de l'industriel, cette perspective est très intéressante car s'il est possible de prévoir le comportement du sable injecté en fonction de celui du coulis, il est possible, à l'inverse, de déterminer le coulis à injecter qui conduira aux propriétés recherchées du sable injecté. Cependant, des essais en plus grand nombre et avec un sable différent du sable de Fontainebleau seraient nécessaires pour valider cette hypothèse. En outre, d'autres facteurs tels que l'adhésivité entre le sable et le coulis peuvent également intervenir. De ce fait, la nature du sable et surtout la nature des liaisons entre les grains de sable et le coulis peuvent jouer un rôle sur le comportement final du sable injecté.



5.

Influence du confinement

Lorsqu'un confinement de 100 kPa est appliqué, le sable injecté au gel de silice peut supporter un taux de chargement de 0,20 Rc sans qu'il y ait de rupture sur une période de 100 jours alors qu'en compression simple, un chargement de 0,10 Rc conduit à la rupture.

D'autre part, lorsque le confinement est augmenté de 0 à 100 kPa, la pente de fluage du sable injecté au gel de silice passe de 2.10⁻⁵ %/mn à 3.10⁻⁶ %/mn pour un niveau de chargement équivalent, c'est-à-dire une pente de fluage 6,5 fois plus faible (Fig. 14a). Ces résultats sont en accord avec ceux de Littlejohn et Mollamahmutoglu (1994) sur du sable de Leighton Buzzard injecté par un gel de silice. Les mêmes observations ont été faites sur le sable injecté au coulis minéral, pour









1,2E-06 1.10⁻⁶ %/mn 1,0E-06 Pente de fluage (%/mn) 8.0E-07 6.0E-07 5.10⁷%/mn 4.0E-07 2.0E-07 0.0E+00 SF non traité SF + coulis minéral $q = 0,70 \ q_{13} = 0,1 MPa$ q = 0,70 Rc Nature du matériau FIG. 11 Influence du traitement par injection sur le








lequel un chargement 1,4 fois plus important a pu être appliqué, en augmentant le confinement de 0 à 100 kPa, pour obtenir la même pente de fluage (Fig. 14b). Ces résultats montrent qu'un confinement même faible réduit considérablement les déformations de fluage du sable injecté quelle que soit la nature du coulis.

Conclusion

Le comportement au fluage du sable de Fontainebleau injecté au gel de silice, chimiquement instable est comparé au comportement au fluage du même sable injecté par deux coulis de nouvelle génération chimiquement stables, un coulis de ciment microfin et un coulis minéral. Le comportement au fluage est caractérisé par des essais en compression simple et des essais avec un confinement réalisés sur des périodes allant de 100 à 200 jours. Il a été réalisé 34 essais de fluage en compression simple sur 100 jours, 5 essais de fluage en compression simple par incréments, 3 essais de fluage avec confinement sur 100 jours, et 4 essais de fluage par incréments de longue durée avec confinement. Ces essais représentent au total 100 niveaux de chargements testés. Les résultats ont été analysés en termes de pente de fluage et de charge limite de fluage. L'analyse des résultats a permis de mettre en évidence

TABLEAU V

Pente de fluage (%/mn) – Essais de fluage en compression simple sur 100 jours. Creep slope – Unconfined compression creep tests over a period of 100 days.

	Taux de chargement							
	0,50 Rc	0,55 Rc	0,60 Rc	0,65 Rc	0,70 Rc	0,80 Rc		
SF + coulis de ciment	4.10-8		4.10-8	8.10-0	2.10-7			
Coulis de ciment pur	3.10-7	3,10-7	3.10-7		8.10 7	7.10-7		

SF: sable de Fontainebleau.

TABLEAUV Pente de fluage (%/mn) – Essais de fluage en compression simple sur 100 jours. Creep slope – Unconfined compression creep tests over a period of 100 days.

	Taux de chargement						
	0,40 Rc	0,45 Rc	0,50 Rc	0,60 Rc			
SF + coulis minéral			5.10-7	5.10-7	3.10-7		
Coulis minéral pur	6.10-7	3.10-6		4.10-6	6.10-5		



FIG. 14 Influence du confinement sur le fluage du sable injecté: (a) sur la pente de fluage à taux de chargement constant; (b) sur le taux de chargement à pente de fluage constante

Effect of the confining pressure on grouted sand creep. le rôle du traitement par injection, et particulièrement l'influence de la nature du coulis. D'autres facteurs, tels que la méthode de mise en place du sable ou la présence d'un confinement ont également été abordés. Les principales conclusions sont les suivantes :

(a) le mode de mise en place du sable a une influence considérable sur le fluage du sable injecté : en effet les échantillons de sable injecté au gel de silice dont le sable a été mis en place par densification manuelle présentent des déformations de fluage 40 fois supérieures à celles des échantillons dont le sable a été mis en place par pluviation ;

(b) sur des chargements de courte durée, un chargement par incrément conduit à une surestimation de la charge limite de fluage;

 (c) la présence d'un confinement réduit considérablement les déformations de fluage du sable injecté;

(d) l'injection modifie le comportement au fluage du sable. L'injection au gel de silice conduit à un sable injecté très visqueux avec une charge limite de fluage en compression simple comprise entre 0,05 et 0,10 Rc (résistance en compression simple des échantillons). L'injection au coulis de ciment micro-fin et au coulis minéral conduit à des matériaux injectés stables avec des charges limites de fluage supérieures à 0,60 Rc;

(e) le coulis de ciment micro-fin pur et le coulis minéral pur présentent des déformations de fluage supérieures à celles du sable injecté. La pente de fluage du coulis pur est systématiquement 10 fois supérieure à celle du sable injecté. Compte tenu de cette propriété, il semble possible de pouvoir caractériser le fluage du sable injecté à partir de celui du coulis pur et du sable pur. Le coulis pur est un matériau visqueux (plus ou moins selon la nature du coulis) et la matrice granulaire agit comme une sorte de « frein » qui limite les déformations de fluage du coulis qui conduit à un sable injecté systématiquement moins visqueux que le coulis pur.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier d'une part le laboratoire du CER-MES (Centre d'études et de recherche en mécaniques des sols) de l'École nationale des ponts et chaussées pour sa collaboration dans la fabrication des échantillons par la méthode de pluviation et d'autre part la RATP qui a financé une partie des essais présentés dans cet article.

Bibliographie

- AFTES « Recommandations relatives aux travaux d'injection pour ouvrages souterrains ». Tunnels et ouvrages souterrains, mai 1988, numéro spécial.
- Ata A. Effect of cohesive and adhesive properties of grouts on the static and the cyclic behavior of grouted sand. Dissertation, University of Houston, December 1993, 320 p.
- Borden R.H, Krizek J., Baker W.H. « Creep behavior of silicate groutedsand ». Proceedings of the conference on Grouting in Geotechnical Engineering, New Orleans, Louisiana, February 1982, p. 450-469.
- Cambefort H. Injection des sols : principe et méthodes (tome I). Éd. Eyrolles, 1967, 396 p.
- Cambefort H., Chaddeisson R. « Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu ». Proceedings of the Vth ICSMFE, Paris, 1961, p. 23-26.
- Christopher B.R., Atmazidis D.K., Krizek R.J. – «Laboratory testing of chemically grouted sand ». *Geotechnical Testing Journal*, vol. 12, n° 2, June 1989, p. 109-118.
- Cresswell A., Barton M.E., Brown R. «Determining the maximum density of sands by pluviation ». *Geotechnical Testing Journal*, vol. 22, n° 4, December 1999, p. 324-328.
- Delfosse-Ribay E., Djeran-Maigre I., Cabrillac R., Gouvenot D. – « Influence de la nature du coulis d'injection sur les propriétés visqueuses des sols injec-

tés ». Colloque AFGC, Génie civil et environnement, Lyon, 27-28 juin 2000.

- Gandais M. « Tirants définitifs et essais de tirants ». Annales de l'ITBTP, janvier, n° 346, Série « sols et fondations » n° 136, 1977, p. 45-67.
- Gouvenot D. « State of the Art in European grouting ». Ground improvement vol. 2, 1998, p. 51-67.
- Gouvenot D. « Injection des sols et législation relative aux nappes phréatiques ». Comptes rendus des journées d'études internationales de l'AFTES, Bordeaux, 21-23 octobre 1987, p. 455-459.
- Krizek R.J., Michel D.F., Helal M., Borden R.H. Engineering properties of acrylate polymer grout. Conference on grouting, soil improvement, and geosynthetics, ASCE, New Orleans, 1982, p. 712-724.
- Lacour J., Delmas F., Bustamante M. Essais de tirants d'ancrage scellés dans une argile plastique. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, juin, n°362, Série : sols et fondations n°157, 1978, p. 73-91.
- Littlejohn G.S., Mollamahmutoglu M. Time-dependent behaviour of silicate grouted sand. Grouting in the ground. Thomas Telford, 1994, p. 37-50.
- Luong M.P., Gandais M., Allemand P. Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques. Annales de l'ITBTP, octobre, supplément au n° 354, « Sols et Fondations », n° 145, 1977, p. 13-32.

- Mollamahmutoglu M. Creep behaviour of silicate-ester grouted sand. Ph.D. Thesis, University of Bradford, 1992, 284 p.
- Murayama S., Shibata T. «Flow and stress relaxation of clays». *Symposium IUTAM*, Grenoble, 1964, p. 99-129.
- Ribay E., Cabrillac R., Gouvenot D. «Triaxial creep behaviour of grouted sand ». *International congress, creating with concrete*, Dundee, Scotland, 6-10 September 1999, p. 31-40.
- Ribay Delfosse E. Étude du comportement au fluage et sous-chargement cyclique du sable injecté. Thèse de Doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 5 juillet 2001, 272 p.
- Singh A., Mitchell J.K. «General stressstrain-time function for soils ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations division, Proceedings of the ASCE, vol. 94, n°SM1, January 1968, p. 21-46.
- Tailliez S. Étude expérimentale du comportement mécanique des sols granulaires injectés. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, 1998, 244 p.
- Tan T. «Discussion». Proceedings of the Vth ICSMFE, Paris, vol. 3, 1961, p. 141-143.
- Vialov S.S, Skibitsky A.M. « Problems of the rheology of soils ». Proceedings of the Vth ICSMFE, vol. 1, Paris, 1961, p.387-391.
- Voyiatzoglou C. Contribution à l'étude de la fatigue et du fluage des argiles saturées. Thèse de doctorat. École centrale de Paris, 30 juin 1980, 184 p.

Histoire des débuts de la géologie appliquée aux barrages en France



La géologie au sens où nous l'entendons est née à l'aube de l'ère industrielle, à la même époque où commençait le développement de la construction des grands barrages pour la navigation, l'alimentation des villes et la production d'énergie. Les constructeurs de barrages formés à une rationalité technique de plus en plus mathématisée, durent apprendre des géologues la complexité propre à toute science de la Nature, pour mieux appréhender les fondations de leurs structures. Cet apprentissage s'est fait non sans difficultés sous la nécessité de construire des ouvrages de plus en plus importants dans des sites souvent difficiles imposés par la topographie, l'hydrologie et d'autres contraintes propres à la demande économique.

History of the beginning of applied geology todays in France

Abstract

Geology as we now understand it, appeared at the same period as started the development of larges dam for waterways, water supply and energy. It was at the beginning of the industrial Revolution. Dam builders were educated in a rational way, strongly influenced by mathematics. To appraise the foundation problem, they were taugth by geologists the complexity of natural science. This practice became progressively customary painstakingly. Dam construction in larger and larger and difficult sites, was governed by economical demands and topographical and hydrological constraints.

J.L. BORDES 20, rue de Madrid 75008 Paris

NDLR: Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2004. Le présent article a pour objet de retracer les débuts de la géologie appliquée aux barrages depuis le XVIII^e siècle jusqu'aux environs des années 1920, qui marquent le début en grand de l'équipement hydroélectrique du territoire français. C'est au cours de cette période que s'étaient forgés les outils techniques qui ont permis à la communauté technique française de répondre avec succès aux défis qui lui étaient posés. Parmi ceux-ci, il y avait eu la mise en pratique de la géologie au service de la construction des grands barrages.

Les origines de la géologie et son développement (Gouhau, 1987)

1.1

Les grandes dates

C'est dans l'exploitation des mines par le biais de la minéralogie et de la pétrographie, que la géologie a fait son apparition dès le XV^e siècle. Elle ne trouvera son nom et son statut de science à part entière qu'à la fin du XVIII^e siècle, à partir du moment où fut brisé le tabou de l'age de la Terre. L'élaboration des « théories de la Terre » et donc de son histoire avait commencé en effet au XVII^e siècle, mais celles-ci se précisèrent au siècle suivant avec les œuvres de Gautier (1721), Bourguet (1729), et Buffon (1749 et 1778).

La stratigraphie particulièrement utile à l'ingénieur, fut le résultat des travaux de Nicolas Stenon (1669) quelque peu passés inaperçus lors de leur publication. S'ajoutèrent les apports de Werner (1744) pour la minéralogie, Lehmann (1756) sur la formation de la Terre, H.B. Saussure (1779) sur la description des Alpes, Cuvier (1812) pour la paléontologie, et W. Smith (1816) pour la classification des couches. On doit mentionner enfin C. Lyell (1830), dont le rôle fut considérable dans l'élaboration d'hypothèses de formation de la Terre, après celui de Hutton (1788 et 1795).

La géologie moderne naquit très rapidement entre 1810 et 1830. Tout au long du XIX^e siècle, le recueil d'observations et interprétations des scientifiques de toute l'Europe avec chacun leur génie propre, comme les Anglais les Allemands ou les Italiens, contribuèrent au développement de cette science. Le traité de géognosie de J.F. d'Aubuisson, publié en 1819, présenta pour un public averti plus large l'exposé des connaissances de l'époque sur la constitution physique et minérale du globe terrestre. En 1849, d'Orbigny publia une classification des terrains en 28 étages. L'accumulation des observations avait obligé à revoir la classification sommairement définie à la fin du XVIII^e siècle.

En 1830 fut fondée la société géologique de France, celle d'Angleterre l'ayant été en 1827, après qu'un premier groupe de géologues se fut réuni à Londres dès 1807. Le premier congrès international de géologie se réunit à Paris en 1878.

Les premières cartes géologiques

Fontenelle dès 1710 avait eu l'idée des cartes géologiques à partir des premiers travaux sur les fossiles. Un atlas minéralogique de la France amorcé par Guettard et Lavoisier fut interrompu par la Révolution. Cuvier et Brongniart publièrent une carte « géognosique » des environs de Paris au 1/200 000 en 1811, et datèrent les couches d'après les fossiles qu'ils y trouvèrent. Le terme de carte géologique apparaît en 1816, lorsque W. Smith publie une carte en 15 feuilles de l'Angleterre, du pays de Galles et partiellement et de l'Écosse à l'échelle d'environ 1/500 000. La carte géologique de la France au 1/500 000, sous la direction d'Élie de Beaumont ne fut complétée seulement qu'en 1841.

L'enseignement en France

La géologie fut enseignée à partir de 1793, grâce à la création d'une chaire au Muséum d'histoire naturelle, dont le premier titulaire fut Faujas de Saint-Fond. Elle constitua la matière d'un cours en 1794 à l'École des mines de Paris fondée en 1783, en 1823 à l'École des ponts et chaussées et en 1830 à l'École centrale dès la fondation de cette dernière. Mais cet enseignement a souvent souffert d'un académisme certain.

L'École de géologie de Nancy fut créée en 1908 et répondait, à l'initiatives des milieux universitaires et industriels de la région, au besoin d'avoir des géologues formés en vue de l'application de la géologie à différents domaines industriels et en particulier minier. C'était aussi la période de développement des aménagements hydroélectriques. Il fallait faire le pont entre la demande des ingénieurs de génie civil et les réponses que pouvait apporter la géologie et faire bénéficier les deux parties des apports de chacune des spécialités, l'aspect quantitatif d'un côté, historique et spatial de l'autre.

On devine à la lecture de certains textes du XIX^e siècle qu'il y avait une répugnance de la part de certains géologues à sortir du domaine purement scientifique de la géologie. Mais comme l'a écrit Jean Goguel: « Il n'y a pas – quant à la démarche intellectuelle qui s'efforce de dépasser les observations, ce qui est le propre d'une science – une géologie de l'ingénieur qui soit distincte la géologie, au sens général. Il y a seulement des problèmes plus ou moins locaux, où l'on s'efforce de pousser l'analyse dans un plus ou moins grand détail.»

Panorama de l'évolution

des barrages du Moyen Age jusqu'au début du xx^e siècle en France

2.1

2

Le Moyen Age

En France, la pratique de la construction des barrages trouve son origine dans celle des digues des étangs monastiques réalisés dès le haut Moyen Age à des fins piscicoles. Ils furent rapidement utilisés simultanément à d'autres finalités, en particulier énergétique, pour faire fonctionner des moulins à blé, puis des soufflets de forge et d'autres mécanismes industriels, participant à l'équipement en moulins du territoire français qui atteignit son apogée à la fin du XIII^e siècle, et se maintint jusqu'au début du XIX^e siècle. La digue de Jugon dans les Côtes-d'Armor est un très bel exemple vieux de huit siècles. C'était dès sa construction un ouvrage à but multiple qui était utilisé pour la pisciculture, assura le fonctionnement de deux moulins jusqu'au début du XX^e siècle et d'une forge un peu plus à l'aval. De plus, le plan d'eau ainsi créé, isolait pour partie le château du seigneur local.

La proto-industrie

nuité de la production, l'influence des outils de transformation de l'énergie, favorisèrent la réalisation de réservoirs de dimensions non négligeables appelés étangs de forge, qui se multiplièrent aux XVII^e et XVIIIº siècles. Ils étaient souvent associés en chapelet afin d'augmenter leur capacité régularisatrice. On dispose d'un très riche ensemble de réalisations en France (Berry et Centre, Bretagne et le pays de Châteaubriand, Châtillonnais, Franche-Comté, Normandie, Périgord, Rhône-Alpes), qui ont été inventoriées dans le cadre de l'Inventaire général des monuments et richesses artistiques de la France. Il ne faut pas oublier le cas particulier des barrages pour les mines, par exemple la digue de la Noie à Poullaouën, qui sont en même temps le témoignage de transfert technologique (du Harz, de la Suède et d'ailleurs) et de l'intégration de techniciens étrangers. Les retenues qui existent encore, constituent une très grande partie des plans d'eau français, qui doit-on le rappeler sont à plus de 90 % le résultat du

2.3

De la construction des canaux de l'Ancien Régime à la première industrialisation

La politique de construction des canaux, commencée sous François Ier trouvait sa raison dans la nécessité de résoudre les difficultés du transport sous l'Ancien Régime, en particulier pour assurer le ravitaillement en blé et en bois de chauffage des grandes villes de l'époque. Le transport par eau présentait un avantage énergétique tout à fait considérable, par rapport aux autres moyens. Cette politique se traduisit par le primat de la navigation sur les rivières navigables et flottables, bien que leur utilisation énergétique fût loin d'être négligeable. L'alimentation, des canaux à point de partage exigea des réservoirs de grande capacité, à partir de la construction du canal de Briare (1642). Le réservoir de Saint-Ferréol (1675) pour l'alimentation du canal du Midi avait une digue en terre qui fut la plus haute du monde pendant quelque trois cents ans. La progression de la construction des canaux fut néanmoins lente, La première industrialisation accéléra considérablement son rythme. Le programme de construction s'acheminait vers sa fin, lorsque commença le développement du chemin de fer, dont la concurrence mal maîtrisée fut très dommageable aux voies navigables.

Dans l'ensemble pour cette période, la plupart des barrages étaient la plupart du temps en terre et de hauteur modeste tout au plus de 10 m. Toutefois, en 1815 on dénombrait en Europe et dans l'Amérique sous influence hispanique, 20 ouvrages de plus de 20 mètres de hauteur, toujours en service de nos jours, construit pour le plus ancien au XIII^e siècle. Leurs finalités, multiples pour certains, concernaient dans l'ordre d'importance, l'énergie, l'irrigation et enfin l'alimentation de canaux pour la navigation (Schnitter, 1994).



L'affirmation des finalités énergétiques dans la première industrialisation

C'est à Aix-en-Provence que fut construit le premier barrage-voûte de l'ère industrielle, le barrage Zola (1854). Destiné en premier lieu à l'alimentation en eau de la ville, il avait aussi une fonction énergétique. Malgré la réussite technique qu'il représentait, il passa presque inaperçu, et n'eut aucune postérité immédiate. Dans la région de Saint-Étienne, l'approvisionnement en eau des villes et le soutien des étiages pour les usines furent le moteur d'un saut technologique constitué par la construction du barrage en maçonnerie du Furens (1866), qui fut reproduit dans les vallées voisines. Le barrage du Furens, le plus haut barrage construit alors par l'homme, devint un modèle pour le monde entier. Ces entreprises furent caractérisées par la maîtrise d'ouvrage d'investisseurs privés ou de collectivités locales. Dans les Vosges alsaciennes, l'aménagement de lacs par surélévation, à la seule finalité énergétique, fut également le résultat de l'action des associations syndicales et des acteurs privés. Enfin, les lacs pyrénéens furent aménagés par les ingénieurs du génie rural à la fois à des fins d'irrigation et énergétiques.

2.5

Les premiers barrages hydroélectriques dans la deuxième industrialisation

C'est dans le cadre de l'utilisation des hautes chutes des Alpes et dans les Pyrénées que furent réalisés les premiers aménagements hydroélectriques à la fin du XIX^e siècle. Dans les Alpes, la demande énergétique des usines électrochimiques et électrométallurgiques fut déterminante. Les usines d'éclusée du piedmont Nord du Massif central, avec une finalité commerciale, dont Rochebut (1909) est un modèle, firent du Massif central un terrain d'expérimentation (Les Fades, Miodex, la Bourboule) qui devait trouver son aboutissement après 1920. Cette même période avait été celle de la construction des premières usines de plaine, Jonage (1899), et sur une grande rivière d'un barrage quasi au fil de l'eau, Tuilière (1908), conçues toutes les deux pour l'alimentation de grosses agglomérations.

La crise énergétique de la Première Guerre mondiale et la loi de 1919

L'occupation des zones charbonnières du Nord de la France par les troupes allemandes pendant la PreTABLEAU I Quelques barrages remarquables dans l'histoire en France. Some noteworthy historic dams in France.

Nom du barrage	Année de mise en service	Cours d'eau	Ville la plus proche	Département	Type ¹	H ² (m)	Vr ³ (10 ⁶ m ³)	Concepteur
Jugon ⁴	1240	La Rosaie	Jugon	Côtes-d'Armor	Terre	8,5	2,5	
Saint-Ferréol ⁵	1675	Le Laudot	Revel	Hte-Garonne	Terre	36	6,7	Clerville Andréossy
La Noie ⁶	1752		Huelgoat	Finistère	Terre ⁷	15	1,5	Koenig
Zola®	1854	L'Infernet Aix-en-Proven		Bouches-du-Rhône Voûte		42	2,5	F. Zola
Le Furens ⁹	1866	Le Furens	Saint-Étienne	Loire	Poids	56	1,35	Graeff, Delocre
La Bourboule ¹⁰	1896	La Dordogne	La Bourboule	Puy-de-Dôme	Poids	23	0,5	Tainturier
Jonage ¹¹	1899	Le Rhône	Lyon	Rhône	V	21		Raclet
Sauviat	1903	Le Miodex	Thiers	Puy-de-Dôme	Poids	27	0,7	Fay
Tuilière	1908	La Dordogne	Bergerac	La Dordogne	V	33	5	GTM, SGE et Palaz
Rochebut	1909	Le Cher	Montluçon	Allier	Poids	50	26	Mialaud
Les Fades	1917	La Sioule	Queuille	Puy de Dôme	Poids	34	6	

¹ Poids : barrage en maçonnerie, V : barrage en rivière à vanne.

⁴ H: hauteur du barrage au-dessus des fondations.
⁵ Vr: volume de la retenue.
⁴ Cet ouvrage n'est cité qu'à titre d'exemple parmi d'autres cas.
⁵ Record du monde de hauteur pour les barrages en remblai.
⁶ Ouvrage désaffecté en 1860, toujours existant.

⁷ La digue de la Noie était un ouvrage original, construit suivant les pratiques du Harz et comprenant une partie amont en enrochements rangés, un noyau central vertical étanche, une recharge aval en terre.

¹ Premier barrage voûte au monde de l'ère industrielle.
¹ Record du monde de hauteur de barrage de tout type.
¹⁰ La ville de la Bourboule fut une des premières en France à être éclairée à l'électricité.
¹¹ L'usine-barrage de Cusset fut l'usine hydroélectrique la plus importante du monde (22 000 CV) après celle des chutes du Niagara (50 000 CV).



vers 1240









1866

1909

 FIG. 1
 Cartes postales de quatre barrages remarquables du XIII^e au début du XX^e siècle.

 Postcards of four noteworthy dams from XIIIth to XXth centuries.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 4ª trimestre 2003

mière Guerre mondiale, provoqua une crise énergétique de grande ampleur. La prise de conscience de la valeur des ressources hydroélectriques du pays, déjà sensible depuis 1900, n'en devint que plus forte. La prospection des sites fut accélérée. La construction d'aménagements fut facilitée. Mais cette crise conduisit à l'élaboration d'une véritable politique d'indépendance énergétique. Elle aboutit pour ce qui était du volet hydraulique à une véritable nationalisation de l'énergie des rivières dont les modalités d'utilisation étaient définies dans la loi du 16 octobre 1919. Elle fut à l'origine de la construction des barrages à finalité énergétique dès l'après-guerre mais surtout après 1945. Si les problèmes ne changèrent pas de nature au plan qualitatif, le nombre des ouvrages construits en quelques dizaines d'années, le volume moyen des retenues, la superficie des bassins versants drainés, la puissance installée des aménagements, furent augmentés dans des proportions telles que la réalisation d'équipement hydroélectrique jusqu'alors limité, devint une activité tout à fait considérable au plan national. La date de 1920 marque le début d'une autre ère.

Géologie et barrages

3.1

Les premières attentes des ingénieurs

Il n'y a guère de considérations géologiques dans les premiers documents écrits sur l'art des barrages, comme le traité de l'abbé Bossut (1764), ou l'ouvrage de Lalande (1778). Toutefois le traité d'exploitation des mines de Délius traduit de l'allemand (1778), contient un chapitre très intéressant sur la construction des barrages destinés à faire fonctionner les systèmes d'exhaure des mines. Dans cette synthèse des pratiques des zones minières du Harz et de la Bohème, on note un souci très méticuleux de la reconnaissance des fondations, de leur structure pourrait-on dire, qu'on ne retrouve pas dans les traités ultérieurs relatifs à la navigation intérieure de C.J. Minard (1842), L.C. Mary (1851), professeurs à l'École des ponts et chaussées. Minard allait jusqu'à dire qu'il ne fallait pas s'abuser sur le degré d'utilité de la géologie pour aider l'ingénieur à prévoir les terrains qu'il allait rencontrer dans les grandes tranchées et souterrains.

Malgré cette discipline encore balbutiante à leur disposition, les ingénieurs ou plus simplement les constructeurs de digues des étangs de forge au XVIII^e siècle attendaient de la «géognosie» qu'elle les aidât à trouver des cuvettes de retenues étanches, et des carrières de matériaux. Dans la pratique des constructeurs de barrage, la préoccupation d'une bonne approche de l'environnement géologique devait être la règle depuis longtemps, sans être toutefois une priorité. Le relevé de détail des fouilles du barrage du Lampy effectué en 1779 (Archives du canal du Midi), témoigne d'une approche rationnelle des problèmes techniques à résoudre, avant les avancées fondamentales de la résistance des matériaux dans les années 1820 à 1830. Toutefois, l'appréciation de la nature des couches n'est pas exempte d'erreurs, et celle de leur résistance relève de la pénétration plus ou moins grande du pic à rocher dans les terrains rencontrés.



La construction du tunnel de Pouilly (1824-1832) au point de partage du canal de Bourgogne fut l'occasion d'investigations très poussées avec un puits de 27,40 m de profondeur, exécuté en 1810, repris en 1818 et descendu jusqu'à 54,60 m de profondeur. Un puits d'épreuve de 12 m de profondeur, avait été creusé en 1752. Le tunnel de 3330 mètres de longueur, de 6,2 mètres d'ouverture sous 50 mètres de couverture, fut exécuté au moyen de 32 puits verticaux d'attaque, groupés deux par deux à 40 m de distance, chaque groupe étant espacé de 200 m. La connaissance détaillée des terrains s'étendait sur une épaisseur de 150 m, divisée en 8 couches. Les archives du canal aux Archives nationales contiennent des documents iconoune carte géologique datant de 1835 à l'échelle du 1/25 000, signé Lacordaire.

Le tunnel de Pouilly n'était qu'un ouvrage parmi ceux nécessaires pour compléter le canal. Cing barrages d'alimentation du bief du point de partage furent conçus en même temps en 1829, dont le barrage de Grosbois qui a posé de très gros problèmes de stabilité dès sa mise en exploitation. Ces ouvrages firent l'objet de deux ensembles d'avant-projets au sens que nous donnons à ce terme à notre époque. Dans celui relatif à Grosbois, plus de six pages sur cent sont consacrées à la description de la géologie de la zone et de ses conséquences sur la perméabilité des cuvettes, la circulation des eaux souterraines, la réalisation des rigoles, et bien évidemment sur la nature de la fondation du barrage de Grosbois. Tant pour le calage du niveau du tunnel que pour l'implantation des retenues et des rigoles, la géologie a joué un rôle très important.

Nous avons également trouvé aux Archives nationales, des documents géologiques très complets établis de 1846 à 1848 pour l'étude d'un réservoir à créer à Saint-Bonnet sur le tracé du canal de la Marne au Rhin. Le réservoir fut abandonné à cause des craintes étayées par l'étude géologiques concernant l'étanchéité de la cuvette.

Le problème des moyens de reconnaissance

Les difficultés qui surgirent lors des travaux vinrent de l'expérience très insuffisante acquise à l'époque, et de l'absence d'outils de connaissance des propriétés mécaniques des matériaux, l'ignorance du rôle de la pression de l'eau dans les sols, qui ont conduit les ingénieurs à se méprendre sur la résistance et le comportement à attendre du terrain de fondation (Bordes, 1999).

La pratique de la géologie dans les barrages s'est heurtée pendant longtemps à la faiblesse des moyens de reconnaissance. Durant une longue période, ceux-ci furent limités à des puits et galeries chaque fois que cela était possible et que l'importance de l'ouvrage le justifiait, ce qui fut exceptionnel jusqu'à la fin du XIX^e siècle.

Les sondages bénéficièrent d'abord des progrès faits dans les recherches de nappes artésiennes à la fin du XVIII^e siècle et au début du XIX^e siècle. La profondeur de 500 m fut atteinte peu après 1840 au forage artésien de Grenelle. Mais ce n'est qu'au début du XX^e siècle et plus particulièrement après 1920, grâce à la prospection minière et pétrolière, que la géologie appliquée au génie civil put disposer de moyens efficaces de reconnaissance, et tout particulièrement d'outils de prélèvement. Bien que la pratique des reconnaissances fut recommandée avec insistance depuis des temps aussi lointains que celui de Perronet en 1769 et probablement avant, les maîtres d'ouvrage arguant des coûts et des délais, ont toujours cherché à réduire ce type de dépense, au risque de ne pas avoir les informations requises.

C'est ainsi que la première coupe géologique du site de Bouzey de 1876 est déclarée inadéquate par les ingénieurs à la lumière des conditions du premier accident de 1884, accident dû à la nature des fondations et à l'effet des sous-pressions dont le rôle à l'époque était très mal compris. Pendant les travaux de construction du mur parafouille, une coupe géologique avait été dressée en 1879. Elle put être précisée par un puits de 17 m de profondeur creusé au droit de la zone endommagée en 1884. La figure 3 donne la coupe du terrain sous le barrage, et indique la position et l'ouverture des fissures, après le déplacement vers l'aval d'une partie du barrage. La lecture des rapports des ingénieurs relatifs à cette affaire montre que la géologie n'était pas assez intégrée à leur pratique. On peut penser que les progrès dans les méthodes de calculs, l'amélioration constante des matériaux de construction ont détourné les ingénieurs de l'observation de l'environnement géologique, et du comportement des ouvrages. C'était une régression par rapport à la démarche des ingénieurs du canal de Bourgogne, cinquante ans plus tôt. Ils ont eu l'illusion vite dissipée que les problèmes de fondations pouvaient être résolus comme ceux du corps du barrage. L'ère des laboratoires, qui allaient permettre de garder ou de retourner à une approche expérimentale, avait tout juste commencé (Bordes, 2000). Les ingénieurs, français plus spécialement, très marqués par leur formation mathématique, avaient des difficultés pour comprendre la complexité des données de la nature.



dam in the vicinity of the rupture in 1884.

IEVUE FRANÇAISE DE GÉCITECHNIQUE 1º 105 1º trimestre 2003

La géologie appliquée devient de plus en plus importante à la fin du XIX^e et au début du XX^e siècle

Nous avons décrit au début de l'article. l'évolution de la construction des barrages suivant une périodisation qui s'articulait sur les différents épisodes de l'industrialisation. L'histoire technique de la conception des barrages peut être divisée en une grande période allant du début du XVIII^e siècle jusqu'à la réalisation du Furens (1866), puis une phase s'étendant jusqu'à la deuxième rupture de Bouzey (1895), suivi par une période dont la limite peut être fixée à la parution de la circulaire ministérielle de 1923 sur les barrages de grande hauteur. Il ne nous semble pas possible de définir une périodisation similaire des étapes de l'évolution de la géologie appliquée aux barrages, à cause de la nature même descriptive et synthétique de cette science. Il faut donc rechercher les apports des géologues, dans le cadre des demandes qui leur ont été faites, des épisodes particulièrement significatifs. Tout au long du XIX^e siècle, le nombre de grands barrages (hauteur supérieure à 15 m au-dessus des fondations) construits en France est modeste : 36 au total, à peine plus d'un tous les trois ans. Beaucoup ne posèrent aucun problème particulier de fondations. Mais peu avant 1900, le développement de l'hydroélectricité et celui de l'alimentation en eau des villes, changèrent de façon très sensible les données du problème. Ils obligèrent les ingénieurs à prendre en considération des sites de plus en plus importants et, par là même, de plus en plus complexes au plan géologique. L'équipement hydroélectrique en montagne avec toutes les dérivations et conduites associées fut un facteur d'amplification des problèmes. Trois nous semblent particulièrement offrir des enseignements ayant valeur d'exemple.

 Le site de Serre-Poncon fut inventé dès 1856 pour protéger la vallée contre les crues, année au cours de laquelle des premiers sondages peu profonds (moins de 10 m) furent exécutés. Des études et reconnaissances furent entreprises à partir de 1897, cette fois-ci pour alimenter les zones irriguées de la Provence. Le site était caractérisé par l'existence d'un sillon alluvial très profond dont la profondeur était sans cesse estimée à la hausse au fur et à mesure de l'avancement des sondages très difficiles à exécuter à cause de l'insuffisance technique des moyens de l'époque. Alors que l'on croyait avoir trouvé le rocher à 42 m de profondeur en 1899, le projet de barrage est repoussé à plus tard, bien que des études fussent continuées. En 1910 avec la création de la société pour la régularisation de la Durance pour produire de l'électricité, les études et les reconnaissances prenaient un nouveau départ. Un puits de 63,10 m fut creusé et des sondages à partir d'un rameau de 75 m de long sont exécutés en 1913. Malheureusement un accident provoqua l'envahissement par les eaux et stoppa les reconnaissances (Fig. 4). De nouveaux sondages en discussion dès 1913 immédiatement après l'accident, ne purent être exécutés qu'en 1925. Ils conduisirent à l'abandon provisoire du site en 1927. Des études furent timidement conduites en 1941. En 1947 reconnaissances et études reprirent jusqu'à la réalisation de l'ouvrage, dont certaines suivant le schéma prévu trente ans plus tôt (sondages rayonnants à partir du puits de reconnaissance). Le nom d'Ivan Wilhelm doit rester associé à cette œuvre. Il en fut le premier projeteur, défendit le projet tout au long de sa vie, et eut la chance au soir de celleci de voir le début des travaux.



Dès la fin du XIX^e siècle, Zurcher assisté d'autres géologues travailla en vue de déterminer la structure du site et en particulier la géométrie du sillon alluvial, et le régime des nappes. Kilian examina le site en 1917, et participa à l'interprétation des données recueillies au cours des reconnaissances, ainsi qu'à la définition des reconnaissances ultérieures.

 Le barrage de Génissiat fut proposé pour la première fois en 1902, par Blondel Harlé et Mahl, si on ne tient pas compte des propositions un peu utopiques de la fin du XVIIIe et du début du XIXe siècle. Le but était d'alimenter la région parisienne en électricité. Sa faisabilité fut mise en question à cause de l'épaisseur du remplissage alluvial du sillon et de sa profondeur estimée en relation avec la tectonique du site, ainsi que le risque des circulations potentielles d'eau dans le massif calcaire dans lequel était inscrite la retenue. Martel le spéléologue bien connu, Lugeon le grand géologue suisse, et Kilian, effectuèrent plusieurs missions, et rédigèrent de nombreux rapports à partir de 1910, dans le cadre d'une commission géologique constituée d'abord pour la connaissance du site de Bellegarde puis de celui de Génissiat. Plusieurs techniques de reconnaissances furent mises en œuvre au cours des années qui furent nécessaires pour faire les études.

• Le barrage de Dardennes a été conçu pour l'alimentation en eau de la ville de Toulon. Il fut mis en eau en 1914. Les problèmes d'étanchéité exigèrent la réalisation d'une coupure étanche en prolongement du barrage au moyen d'un masque de 2,1 m d'épaisseur et de 170 m de longueur, complété par des injections dans des forages exécutés à la barre à mine (Fig. 5). Les géologues Bertrand, Zurcher, Vasseur et Kilian furent appelés en consultation.

Pour tous ces ouvrages, nous n'avons fait qu'effleurer les problèmes. Notre propos n'est pas d'en faire l'historique, mais de montrer que ceux-ci constituèrent des étapes qui ont marqué l'évolution de la géologie appliquée aux barrages. Sur deux de ces sites les plus importants, études et travaux s'étendirent sur plusieurs dizaines d'années. Ces sites constituêrent de véritables laboratoires au sens que nous donnons à ce mot, où s'élaborèrent des méthodes d'observations et de reconnaissances. Ingénieurs et géologues apprirent à mieux collaborer. Les premiers apprirent des seconds à penser à trois dimensions et à intégrer le temps dans leurs analyses, les seconds à comprendre le souci de modélisation et de dimensionnement des premiers. Le géologue spécialiste des barrages est né au début du siècle passé. M Lugeon (1870-1953) estimait que sa génération en avait été témoin.

Les injections (Glossop, 1960-1961)

La technique des injections est associée à la géologie des barrages. Celles-ci furent dès 1805 un des domaines privilégiés de l'innovation des techniciens français dans le génie civil. Mais pour les barrages en maçonnerie fondés sur le rocher, elles se développèrent seulement à partir de 1893 aux États-Unis après un premier essai en 1876 en Angleterre. Elles ne devinrent une pratique courante que peu avant la Première Guerre mondiale. M Lugeon définit les premières règles pour conduire les injections dans le rocher.

L'injection des terrains meubles s'est développée à partir des techniques de fonçage des puits de mines



4_

En conclusion, l'évolution après 1920

Les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre, administrations, sociétés d'électricité, bureaux d'études, avaient fait appel aux géologues universitaires à la fin du XIX^e siècle. L'école grenobloise était particulièrement brillante. Nous avons déjà cité le nom de W. Killian qui intervint sur les sites de Serre-Ponçon, Génissiat et Dardennes, auxquels succédèrent P. Lory, M. Gignoux et Reynold Barbier. L'administration eut ses spécialistes comme Zurcher au début du siècle passé. Les sociétés d'électricité eurent souvent leur propre géologue. EDF créa un service géologique en 1946 dont le premier responsable fut J. Crosnier-Leconte. Des spécialistes étrangers intervinrent lorsque ce fut nécessaire. Le nom de Maurice Lugeon qui fut conseiller à Génissiat et sur de nombreux autres sites en France n'est pas le moindre.

Malgré les exemples que nous avons cités, et l'ancienneté de certains, la géologie n'était pas le premier souci des ingénieurs constructeurs de barrages. Ce fut un long apprentissage à cause de la nature même des problèmes géologiques qui empêchent les généralisations abusives et donc le dogmatisme. Seule l'expérience enseigne. Il faut donc du temps. Ce ne pouvait être qu'à partir d'un grand développement des constructions hydroélectriques dans le cas de la France que pouvait se constituer un savoir-faire. Plusieurs auteurs le soulignent. L. Bertrand dans son article de 1930 à l'occasion du centenaire de la société géologique de France, détaillait quels pouvaient être les apports de la géologie. Les livres de M. Lugeon (1933) et de M. Gignoux et R. Barbier (1955), en dehors de l'expérience technique qu'ils présentent et des enseignements qu'ils en proposent, sont de véritables livres de l'histoire technique de la géologie. Car comme les auteurs l'expliquent très bien, l'accumulation d'observations est indispensable pour constituer un outil technique qui puisse aider l'ingénieur. Le côté naturaliste du géologue est un apport essentiel pour l'ingénieur. Cette expérience fut dans le cas particulier de la France, enrichie de celle acquise outre-mer par les ingénieurs français. Une mention spéciale doit être faite de l'expérience algérienne qui dans les années 20-40 fut exceptionnellement féconde dans le domaine de la géologie et de la mécanique des sols. Les conditions très difficiles des sites obligèrent les ingénieurs à se surpasser, ce qui bénéficia par la suite à la métropole.

La résolution du problème de la seule étanchéité auquel fut souvent limitée la question première des ingénieurs, fut dépassée. Au fur et à mesure de l'augmentation de la taille des ouvrages, la connaissance de la structure géologique des sites et des conditions de sa formation, a aidé les ingénieurs à comprendre le fonctionnement mécanique de la fondation des bar-



a. Croquis schématique de la disposition des divers terrains aux alentours du barrage et du masque.



b. Coupe géologique schématique suivant le barrage et le masque.



c. Coupe du masque.

FIG. 5

Données géologiques du site du barrage de Dardennes (*Le Génie civil*, tome LXIV, n° 25, 1914, p. 492). Geological data of Dardennes dam site.

	The test states in the state of the state of the life second state of the states of the states in the state of the states of the
TABLEAU II	Principales caracteristiques des barrages cites pour la geologie et les injections.
	Main features of mentionned dams for geology and injection

Nom du barrage	Année	Cours d'eau	Ville la plus proche	Département	Туре	Hauteur (m) c	Volume de la retenue (10º m³)	Concepteur	Géologue	Remarques sur les problèmes géologiques
Le Lampy	1782	Le Lampy	Carcassonne	Aude	Poids	19	1,7	Garipuy		Le site avait été repéré et mis en balance avec celui de Saint-Ferréol dès les années 1670.
Grosbois	1838	La Brenne	Dijon	Côte-d'Or	Poids	22	9,2	Lacordaire	Lacordaire	Les études géologiques concernèrent l'ensemble de la zone concernée par les cinq barrages d'alimentation du point de partage. On peut penser que les recherches de carrières pour la chaux hydrauliques dans la zone ont aidé à la connaissance géologique.
Bouzey	1881	L'Avière	Epinal	Vosges	Poids	22	7,1	Frécot		Nous n'avons pas trouvé de nom d'un géo- logue ou d'un ingénieur ayant acquis une com- pétence dans ce domaine, qui fut l'auteur des documents géologiques que nous avons consultés.
Dardennes	1912	Dardennes	Toulon	Var	Poids	35	1,1	Boutan	Bertrand Kilian Vasseur Zurcher	
Bou Hanifia	1938	Hamman	Bou Hanifia	Algérie	Enrochement et masque amont			Drouhin <i>et al.</i>	Falconnier Lombard Lugeon Savornin	Site géologique exceptionnellement difficile. La retenue fut mise en eau à partire de 1941. Noter l'appel qui a été fait à Terzaghi comme expert pour les problèmes de mécanique des sols.
Génissiat	1948	Le Rhône	Annecy	Ain Haute-Saône	Poids	104	56		Kilian Lugeon Martel	Études commencées en 1902, mais les études géológiques, ne commencèrent vraiment que vers 1910. Les noms des géologues cités sont ceux qui intervinrent avant 1920.
Serre-Ponçon	1960	La Durance	Gap	Hautes-Alpes	Terre	129	1270	Wilhelm (jusqu'en 1913)	Kilian Zurcher	Les géologues cités sont ceux qui sont interve- nus jusqu'en 1917. L'importance des données géologiques du site a exigé de faire appel aux meilleurs experts pendant une période très longue.

rages avant d'en arriver à une modélisation avec l'introduction des paramètres mécaniques donnés par la mécanique des roches, à partir des années 60.

Si la connaissance géologique des sites était une des préoccupations des constructeurs de barrages dès le début de leur activité, avant même que celle-ci ne fût constituée en science, son développement fut l'aboutissement d'un processus historique. Son application à la construction des barrages ne fit des progrès que sous l'effet d'une demande croissante résultant de l'équipement du pays. Elle fut d'autant plus féconde qu'elle se situa dans le cadre d'une coopération entre les différents acteurs et de transfert technologique des disciplines connexes et des communautés techniques des pays voisins.

Bibliographie

- Les références qui ont permis d'écrire cet article sont en nombre assez conséquent. Nous n'avons indiqué que les plus Importantes ou les plus significatives.
- Importantes ou les plus significatives. Archives du canal du Midi au service de la navigation Midi-Garonne, bordereau 407, pièce 4, plan de fouille et relevé géologique avec índication de la qualité du rocher, 14 mai 1779.
- Archives nationales
- Canal de Bourgogne:
- Tunnel de Pouilly et données géologiques, Cartes et plans F¹⁴10089/3, et cartons F¹⁴6861, F¹⁴6868.
- Barrage de Grosbois, carton F¹⁴6861, rapports de Bonnetat du 12 juillet 1828 et de Lacordaire du 1^{er} mars 1829.
- Barrage de Bouzey, cartons F¹⁴ 13056-13057, Canal de l'Est, rupture de la digue de Bouzey, 1891-1898, se référer aussi aux articles du Génie civil des années 1895 et 1897.
- Barrage de Serre-Ponçon, cartons F¹⁰4458 à 4460.
- Aubuisson de Voisins J.F. (d') Traité de Géognosie. Strasbourg, Levrault, Paris, M. le Prince, 1819, 2 vol., LXI-490 p.1 pl. 665 p.,1pl.
- Bertrand L. « Du rôle de la géologie dans les études d'aménagements hydroélectriques ». Volume jubilaire de la Société géologique de France célébrant le 100° anniversaire 1830-1930. Paris, Société géologique de France, 1930, p. 102-118.

- Bordes J.L. « Aperçu historique sur la notion de pression de l'eau dans les sols et les milieux fissurés du XVIII" au XX° siècles en France ». Revue française de géotechnique, n° 87, juin 1999, p. 3-15. Bordes J.L. – « Regard sur le passé de la
- géotechnique ». Revue française de la géotechnique ». Revue française de géotechnique, nº 91, juin 2000, p. 13-26.
- Bordes J.L. Mobilisation et régularisation des ressources en eau, les barragesréservoirs du milieu du XVIII[®] siècle au début du XX[®] siècle en France. Thèse pour le doctorat d'histoire de l'université Paris I Panthéon-Sorbonne, sous la direction de Denis Woronoff, soutenue le 22 novembre 2002, XI-XLV-589, 34 p.
- Bossut (Abbé) et Viallet Recherches sur la construction la plus avantageuse des digues. Paris, Ch. A. Jombert, 1764, 1 vol., 60 p., 7 pl.
- Boutain, Veilhan, Mercier «Construction du barrage de Dardennes ». Annales des Ponts et Chaussées, 9° série, tome XIX, janv.-fév. 1914, p. 7-74.
- tome XIX, janv.-fév. 1914, p. 7-74. Delius C.F. – Traité sur la science de l'exploitation des mines. Traduit de l'allemand, Philippe-Denys Pierres, Paris. 1778. 2 vol., XXIJ-519 p., 11 pl et 454 p., 25 pl., tome 1, chap 10 « De la construction des étangs » p. 123-150.
- Dumas A. «L'aménagement hydraulique du Haut Rhône français, transport électrique de son énergie à Paris ». Le Génie civil, tome LXI, n° 11, 13 juillet 1912, p. 214-222.
- Dumas A. « Barrage-réservoir de Dar-

dennes pour l'alimentation en eau de la ville de Toulon »., le Génie civil, tome LXIV, n° 25, 18 avril 1914, p. 489-493.

- Gignoux M., Barbier R. Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques. Paris, Masson et Cie, 1955,1 vol., 343 p.
- Glossop R. « The invention and development of injection processes ». Part I : 1802-1850, Géotechnique vol. 10, Sept. 1961, p 91-100 ; Part II : 1850-1960, Géotechnique vol. 11, Déc. 1962, p. 255-279.
- Goguel J. Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur. Masson & Cie, Paris 1967, 1 vol., 376 p.
- Gohau G. Une histoire de la géologie. Paris, Le Seuil 1990, 1 vol., 278 p.
- Lalande J.J. (de) Des canaux de navigation et spécialement du canal du Languedoc. Vve Desaint, Paris, 1778, réédité en fac similé pour APAMP Toulouse, Grenoble Euromapping, 1996, 1 vol., XIX-586 p., 14 pl.
- Lugeon M. Barrages et géologie. Réédition de l'ouvrage publié en 1933, par la Société suisse de mécanique des sols et des roches, Montreux 1979, 1 vol., 138 p., 63 photos et 1 carte en hors texte.
- Schnitter N. A history of dams, the useful pyramids. Rotterdam, Balkema, 1994, 1 vol., 266 p.
- Wilhelm I. La Durance, étude de l'utilisation de ses eaux et de l'amélioration de son régime par la création de barrage. Paris, Laveur, Marseille, Jouvène, 1913, 1 vol., 360 p.

