

Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement

Olivier COMBARIEU
Adjoint au Directeur

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen

RÉSUMÉ

Cet article retrace trente-cinq années d'utilisation en France de l'essai pressiométrique pour déterminer le frottement latéral le long des pieux. Les deux règlements actuels applicables respectivement au génie civil et au bâtiment, et amenés prochainement à être harmonisés, sont ensuite confrontés aux méthodes de prévision basées sur l'utilisation des caractéristiques de cisaillement, angle de frottement et cohésion. On montre que les formulations différentes du frottement ne recèlent pas toutes les contradictions qui ont été décrites par les défenseurs de l'une ou l'autre méthode.

L'auteur examine les difficultés et interrogations qui sont attachées à la prévision du frottement, composante souvent prépondérante de la capacité portante d'un pieu, dont la connaissance de la valeur à court terme est très généralement suffisante. Quelques réflexions sont menées sur le comportement particulier des pieux métalliques battus ouverts, amenant à quelques suggestions quant à leur dimensionnement.

MOTS CLÉS : 42 - Essai - Pressiomètre - Pieu - Frottement - Battage - Cisaillement - Abaque - Sol - Portance - Prévision - Pression interstitielle.

Introduction

Cet article complète celui publié dans le bulletin 203 des LPC [1] qui concerne la charge portante en pointe des pieux. Il nous a semblé, en effet, utile de disposer d'une synthèse complète sur l'usage de l'essai pressiométrique pour prévoir la capacité portante d'une fondation profonde, sachant que le frottement latéral représente très souvent la fraction prépondérante de cette capacité. Il n'est question ici que du pieu isolé.

Le plan de cet article est le même que celui adopté pour l'étude de l'effort de pointe. Il est fait un rappel des règles ou règlements successifs, sur près de 35 ans, jusqu'à ceux, actuellement en vigueur et en cours de réexamen dans le cadre d'une norme unique fusionnant le fascicule 62 - titre V [2] du CCTG et le DTU 13-2 [3] qui régissent respectivement le calcul des fondations profondes dans le génie civil et le bâtiment. Ces règles sont ensuite confrontées à celles, différentes, utilisées dans d'autres pays et basées sur le concept classique de résistance au cisaillement.

Évolution des règles de calcul du frottement latéral à partir du pressiomètre

Les premières publications relatives au « terme de frottement latéral », sont faites par L. Ménard en 1963 [4] ; la résistance au frottement latéral (sans coefficient de sécurité, ce qui sera systématique dans cet article), appelée s , est reliée à la pression limite p_1 par les expressions suivantes, valables quelle que soit la profondeur dans le sol :

$$\begin{aligned} p_1 < 80 \text{ (en kPa)} & \quad s = p_{1,5} \text{ (en kPa)} \\ 80 < p_1 < 400 & \quad s = p_{1,10} + 8 \\ 400 < p_1 < 900 & \quad s = p_{1,20} + 28 \\ p_1 < 900 & \quad s = 80 \end{aligned}$$

Cependant, il est prévu une augmentation du frottement, sur trois diamètres du pieu, au-dessus de la pointe, dès que p_l dépasse 400 kPa ; les valeurs de s sont alors pour :

$$\begin{aligned} 400 < p_l < 900 & \quad s = p_{l/7} \text{ (en kPa)} \\ p_l > 900 & \quad s = 120 \end{aligned}$$

Il n'est donc pas fait de distinction entre les types de sols et pieux, s étant déterminé par une courbe pratiquement continue en fonction de la pression limite, donnée sur la figure 1.

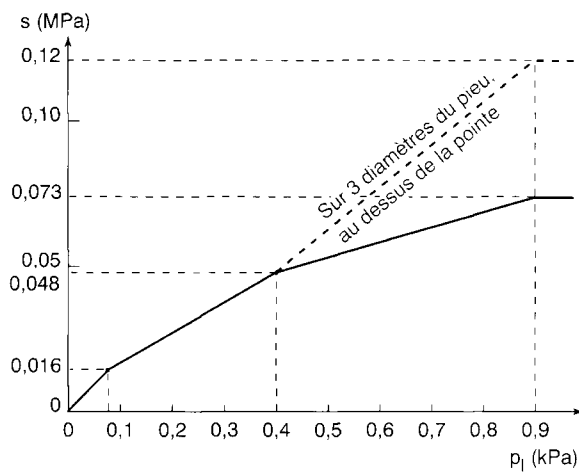


Fig. 1 - Frottement latéral s en fonction de la pression limite (L. Ménard, 1963 [4]).

Cette courbe résulte de quelques essais de chargement statique de pieux, initiant une démarche plus complète.

À la suite d'un certain nombre d'essais supplémentaires dans des terrains limoneux et sableux au sud de Paris [5], cette grande simplification de départ est rapidement comblée dans la méthode plus « officielle » que L. Ménard présente en 1965, dans la notice D 60 [6]. Les bureaux d'études, qui commencent à utiliser le pressiomètre pour dimensionner les fondations, doivent s'y conformer en raison des contrats qui les lient (et impliquant des problèmes de responsabilité) à l'inventeur de la méthode.

Lorsque l'on examine ces spécifications, elles envisagent de nombreuses configurations, d'origines expérimentales, mais probablement également intuitives.

Ainsi, la figure 2, tirée de cette notice D 60, comporte trois courbes de base, A, B, C. La courbe A concerne le frottement courant pour les pieux forés et battus traditionnels ; pour ces mêmes pieux, la courbe B intéresse la partie basse du pieu, sur trois diamètres au-dessus de la pointe, hormis pour les sols de catégorie I que sont les argiles et les limons peu consistants (catégories définies dans [1]). Ces deux courbes s'identifient à celles de la figure 1 précédemment évoquées. Pour les pieux métalliques ou avec chemisage

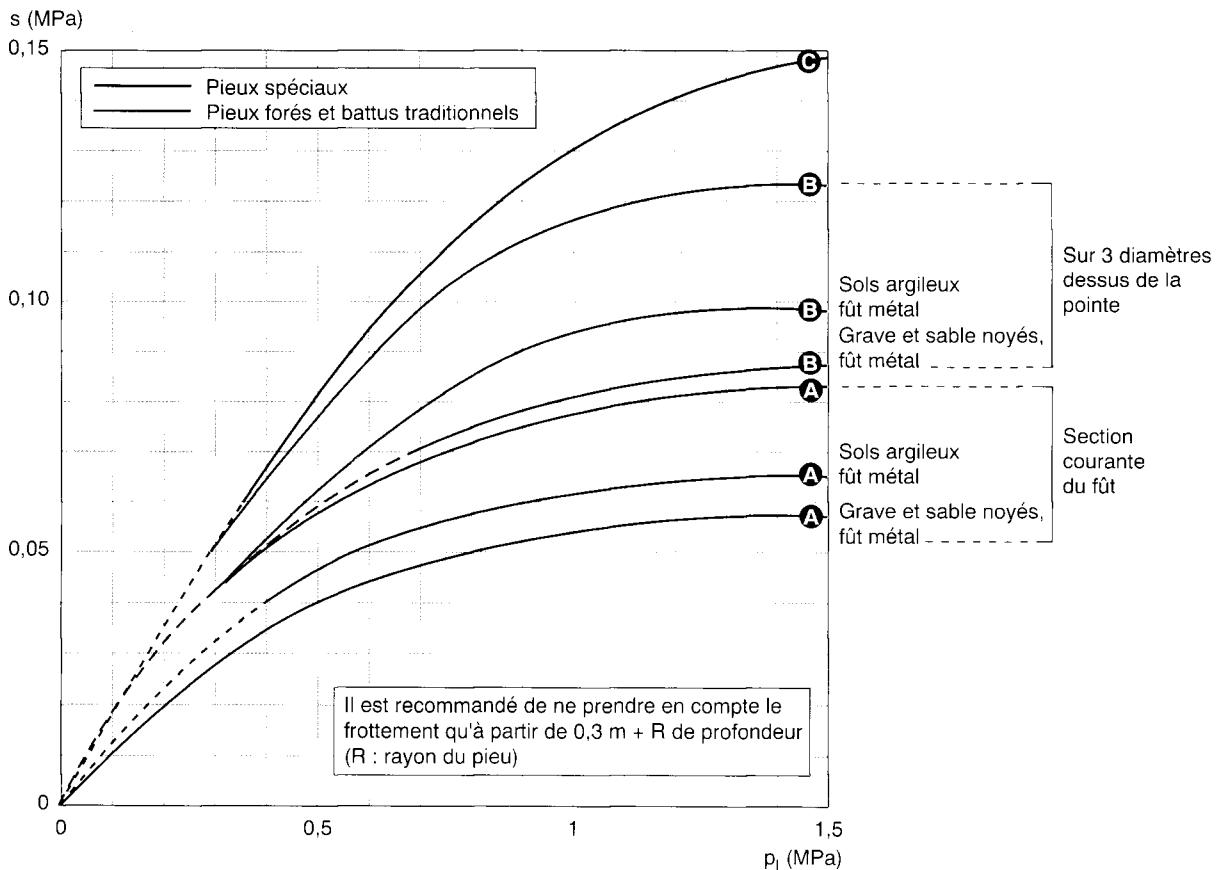


Fig. 2 - Résistance au frottement latéral d'un pieu en fonction de la pression limite (notice D60, 1965 [6]).

permanent, les valeurs données en A et B sont réduites de 20 % pour les terrains argileux et de 30 % pour les sables et graviers immergés.

D'autre part, il est recommandé, dès que le diamètre du pieu est supérieur à 0,60 m, d'appliquer des abattements sur le frottement de 10 % et 30 % respectivement pour des pieux de 0,80 m et 1,20 m de diamètre, sachant que ces taux de réduction peuvent être augmentés en fonction des problèmes de réalisation. La notion importante de technique de mise en œuvre et d'interaction transparaît donc clairement dans ces règles. Il est d'ailleurs prévu une troisième courbe C concernant, sans plus de précision, les pieux spéciaux, sensés mobiliser totalement le frottement latéral ; il s'agit sans aucun doute des pieux de type injectés qui font leur apparition à cette époque.

Les recommandations fondamentales de la notice D 60 sont reprises pratiquement telles quelles dans le dossier pilote FOND 72 [7] du Ministère de l'Équipement qui adopte les deux courbes de base A et B précédentes avec l'utilisation qui suit :

① **en sols cohérents**, la courbe A intéresse tout le fût et concerne les pieux en béton, battus ou forés. Une réduction de 25 % est appliquée pour les pieux en acier battus ; elle est de 50 % pour des pieux en béton à chemise perdue (donc forés) ;

② **en sols pulvérulents**, le tableau ci-dessous règle le choix des valeurs de τ_{fi} (symbole utilisé alors).

	Fût en béton	Fût en acier
Pieu sans déplacement (foré)	courbe A	50 % des valeurs de A
Pieu avec déplacement (battu)	courbe B	courbe A

Dans la catégorie des pieux dits « à déplacement », on trouve les pieux battus façonnés à l'avance, sauf les pieux H (dénomination de l'époque, appelés HP aujourd'hui) et les pieux exécutés en place à tube battu fermé. Les pieux sans déplacement sont ceux façonnés à l'avance en H (ou I), les pieux exécutés en place sans tube de travail (foré simple, sous l'eau, à la boue) et les pieux exécutés en place avec tubage récupéré et extraction du sol.

Les cas intermédiaires et les pieux spéciaux sont laissés à l'appréciation de l'ingénieur quant au choix de τ_{fi} .

Dans le cas des sols rocheux, il est considéré, dès que $p_1 > 1,5$ MPa, que l'on peut, dans le cas des pieux exécutés par destruction du sol

et bétonnés à pleine fouille, choisir un frottement latéral à la rupture de $p_{1/12}$. Cette possibilité, offerte au projeteur, a d'ailleurs été peu utilisée du fait d'une difficile compatibilité entre la dénomination donnée au terrain et la valeur seuil de 1,5 MPa pour la pression limite.

Peu avant la publication du dossier FOND 72, les essais de chargement statique de pieux instrumentés se multiplient et la conception de l'extensomètre amovible qui permet la mesure du frottement latéral sur des tronçons choisis du pieu, conduit à des progrès considérables dans la connaissance des lois de mobilisation du frottement et des valeurs limites q_s (appellation instituée à l'époque et toujours en vigueur) de celui-ci.

Le nombre important de résultats conduit en 1981 les principaux réalisateurs des essais, M. Bustamante et L. Gianceselli [8], à proposer des modifications aux règles de 1972 ; elles sont présentées dans le tableau I et les figures 3 et 4 et sont celles adoptées pour le DTU 13.2 qui paraît en 1992. Sept abaques caractéristiques, Abis, A, B, C, D, E et F fournissent q_s en fonction de p_1 et le choix en est dicté par le type de sol et le type de pieu.

Vis-à-vis des règlements précédents, les abaques A et B sont identiques à ceux du FOND 72 et les abattements sur A (Abis) sont par contre accrus ; l'abaque C est le même que dans la notice D 60. Par contre, les augmentations de q_s prévues autrefois au-dessus de la pointe sont abandonnées, car elles ne paraissent pas confirmées ; de même, le principe d'une baisse de q_s avec le diamètre des pieux, comme des considérations théoriques le montrent, n'est pas maintenu, car non probant.

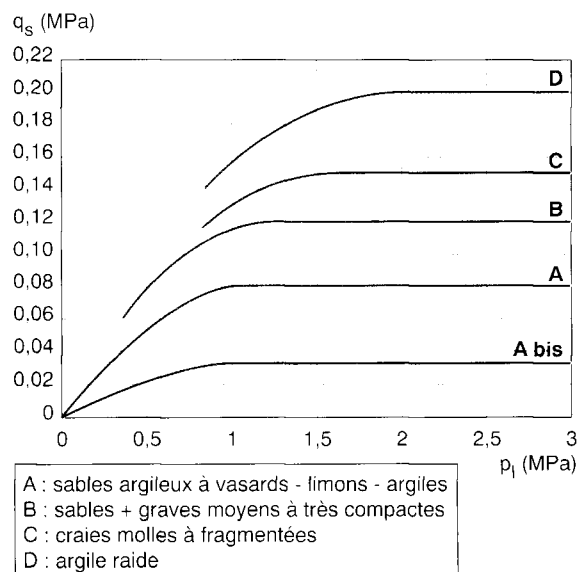


Fig. 3 - Frottement latéral unitaire limite (DTU 13.2 - 1992 [3]).

TABLEAU I
 Courbe de frottement latéral à considérer (DTU 13.2 - 1992 [3])

Nature du sol	Pression limite p_1 (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Foré-Tubé Métal	Battu Béton	Battu Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	—
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	$\geq D$
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	$\geq D$
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	—	—	—	—	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	—	F***	F***	$\geq F$	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	—	—	—	—	$\geq F$	> F

* Les valeurs entre parenthèses () correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.
 ** Préconisé pour des sols dont $p_1 \geq 1,5$ MPa.
 *** Seulement pour les cas où le battage est possible.

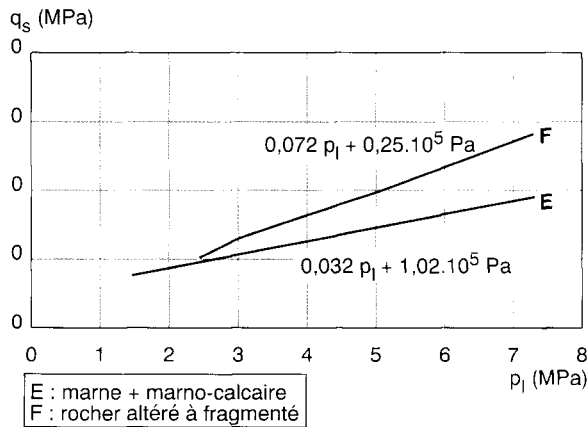


Fig. 4 - Frottement latéral unitaire limite (DTU 13.2 - 1992 [3]).

Les divers types de pieux et, en particulier, l'utilisation de plus en plus fréquente des pieux injectés, permettent de couvrir une très large plage de q_s mesurés, mais l'examen de l'ensemble des points expérimentaux montre, ce qui est normal, la très forte variation autour de chacun des abaques retenus dans les règlements ; chaque courbe retenue est une courbe moyenne, comme le montrent les figures 5 et 6 relatives aux abaques Abis et D, extraites de la publication des auteurs [8].

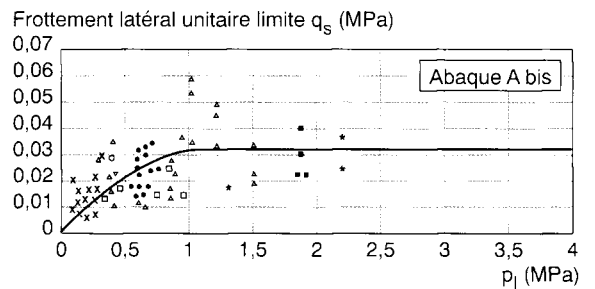


Fig. 5 - Valeurs mesurées du frottement latéral unitaire limite q_s pour des pieux relevant de l'abaque Abis (Bustamante, 1981 [8]).

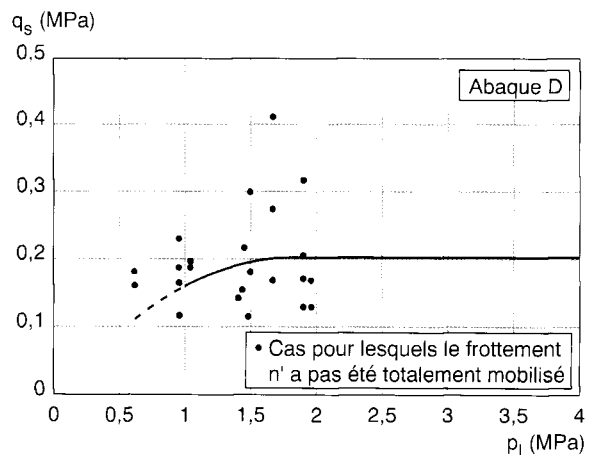


Fig. 6 - Valeurs mesurées du frottement latéral unitaire limite q_s pour des pieux relevant de l'abaque D (DTU 13.2).

TABEAU II
Choix des abaques pour le calcul du frottement latéral unitaire limite q_s
(Principaux types de pieux utilisés en Ouvrages d'Art)
(Règles SETRA - LCPC 1985 [9])

	Argiles - limons	Sables	Graves	Craie	Marnes - marno-calcaires	Rocher altéré ou fragmenté
Foré simple	Q1 ⁺ Q2 (2) Q3 (3)			Q3 ⁺ Q6 ⁺ (2)	Q4 ⁺ Q5 (2)	Q6 ⁺
Foré boue	Q1 ⁺ Q2 (2)	Q1 ⁺ (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3 ⁺ Q6 ⁺ (2)	Q4 ⁺ Q5 (2)	Q6 ⁺
Foré tubé (tubage récupéré)	Q1 ⁺ Q2 (4)	Q1 ⁺ (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3 ⁺ Q4 ⁺ (4)	Q4	
Foré tubé (tubage perdu)	Q1	Q1	Q2	Q2	Q3 ⁺	
Puits (1)	Q2 Q3 (5)			Q4 ⁺	Q5	Q6 ⁺
Métal battu (tube fermé)	Q1 ⁺ Q2 (5)	Q2	Q3	Q4	Q4	Q4 ⁺ (7)
Battu préfabriqué (fût béton)	Q2	Q3	Q3	Q4 ⁺	Q4 ⁺	Q4 ⁺ (7)
Battu moulé	Q2	Q2 ⁺	Q3	Q4	Q4	
Battu enrobé	Q2	Q3 ⁺	Q4	Q5 ⁺	Q4 ⁺	
Injecté basse pression	Q2 ⁺	Q3 ⁺	Q3 ⁺	Q5 ⁺	Q5 ⁺	Q6 ⁺
Injecté haute pression (8)	Q5 ⁺	Q5 ⁺	Q6 ⁺	Q6 ⁺	Q6 ⁺	Q7 ⁺ (9)

- (1) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(2) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(3) Réalésage et rainurage en fin de forage, réservé aux argiles raides ($p_i \geq 1,5$ MPa).
(4) Forage à sec, tube non louvoyé.
(5) Argiles raides ($p_i \geq 1,5$ MPa).
(6) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(7) Si battage possible.
(8) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(9) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités. Concerne surtout les micropieux pour lesquels il est recommandé généralement de procéder à des essais de chargement si le nombre le justifie.

Parallèlement à ces travaux intéressant les fondations des bâtiments, ceux relatifs aux ouvrages de génie civil se concrétisent par la publication, en 1985, par le SETRA et le LCPC [9], de nouvelles règles de justification des fondations sur pieux ; quoi que publiées bien avant le DTU 13.2, elles ont bénéficié de résultats plus nombreux que pour ce dernier.

Dans ces règles 85, résumées dans le tableau II et la figure 7, la philosophie générale est la même et si les divers abaques (dénommés Q_1 à Q_7) ont des allures similaires à ceux du DTU, ils reflètent cependant le souci d'une prudence accrue et donc d'une sécurité dans la prévision du frottement latéral, comme le montre la figure 8, sur laquelle on a superposé la courbe A utilisable pour le DTU, et la courbe Q_2 pour les règles 85.

La poursuite des essais, l'apparition de nouvelles technologies et l'introduction du calcul des pieux aux états limites, amènent huit années plus tard, en 1993, à la publication du fascicule 62 - titre V du CGTG [2] ; ce dernier comporte en particulier

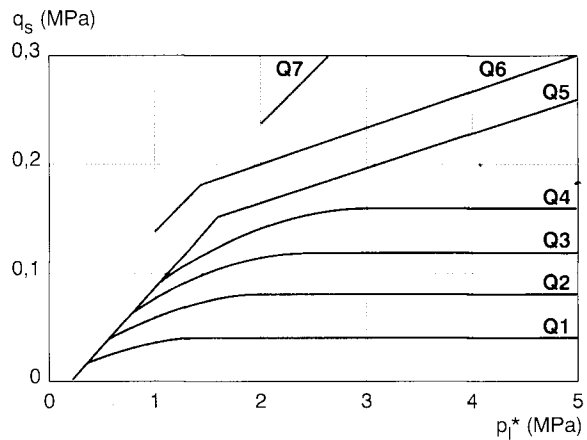


Fig. 7 - Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu (règles SETRA-LCPC, 1985 [9]).

une identification plus précise des sols, car une lente dérive vers une description vraiment trop sommaire se faisait progressivement jour, qu'il fallait arrêter. Les diverses courbes donnant q_s en fonction de p_i restent inchangées, la diversité des possibilités de leur choix augmentant avec une meilleure définition des types et catégories de sol, rappelées dans le tableau III.

TABLEAU III
Choix des abaques pour la détermination de q_s
(Fascicule 62 - titre V - 1993 [2])

	Argiles - limons			Sables - graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
p_i (MPa)	< 0,7	1,2 - 2	> 2,5	< 0,5	1,0 - 2,0	> 0,5	< 0,7	1,0 - 2,5	> 3,0	1,5 - 4,0	> 4,5	> 2,5
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)	Q ₂ , Q ₃ (1)				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₅
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (3)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (1)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ (3)	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)		Q ₁		Q ₁		Q ₂		(4)		Q ₂	Q ₃	
Puits (5)	Q ₁	Q ₂	Q ₂				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃		(4)		Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃				(4)		Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄		(4)		Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂			Q ₃		Q ₂	Q ₃	Q ₄		Q ₅	
Injecté haute pression (6)		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆		Q ₆	Q ₇ (7)

(1) Réalésage et rainure en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage, ni virole, foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***) (**).

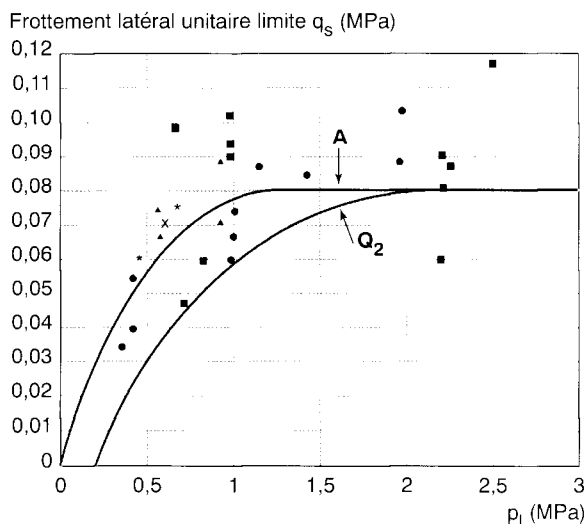


Fig. 8 - Comparaison des courbes A (DTU 13.2) et Q_2 (fascicule 62 - titre V).

On ne peut cependant pas prévoir avec certitude les valeurs unitaires de frottement. Ce dernier est également lié à des facteurs d'exécution qui ne peuvent *a priori* être codifiés ; par exemple, le savoir-faire du foreur contribue à l'extrême dis-

persion des points expérimentaux qui a été évoquée. On assiste même à un retour en arrière dans les recommandations, tel celui, volontaire et relatif au frottement des craies ; en 1985, les règles permettaient pour les pieux battus préfabriqués métalliques ou en béton des intensités de frottement élevées dans ce sol ; les constatations faites dans certaines configurations ont prudemment amené à ne pas reconduire les valeurs conseillées et à orienter le géotechnicien vers une étude spécifique qui ne peut être que la réalisation d'un essai représentatif de chargement statique du pieu. Il n'y a guère, pour l'instant, d'autre alternative si l'on ne veut pas risquer de pénaliser fortement le dimensionnement en adoptant un frottement sinon nul du moins extrêmement faible.

L'usage intensif des pieux forés à la tarière creuse et en particulier ceux dénommés type III, qui caractérise une catégorie particulière, technologiquement la plus poussée, a conduit le SETRA à publier une note technique [10] complétant le fascicule 62 ; elle traduit en quelque sorte un comportement de pieu à la mise en œuvre de type

intermédiaire entre les techniques refoulantes et non refoulantes. Le tableau IV ci-dessous, à utiliser, traduit ces constatations.

TABLEAU IV
Choix du frottement latéral pour les pieux STARSOL
(SETRA 1995 [10])

Nature des terrains		p_1 (MPa)	Courbe Q
Argiles - limons	A	< 0,7	Q_1
	B	1,2 - 2	Q_2
	C	> 2,5	Q_2
Sables - graves	A	< 0,5	Q_3
	B	1,0 - 2,0	Q_3
	C	> 2,5	Q_3
Craies	A	< 0,7	Q_2
	B	1,0 - 2,5	Q_3
	C	> 3,0	Q_4
Marnes, marno-calcaires		> 1,5	Q_5
Roches altérées		> 2,5	Q_6

De même, l'apparition, puis le fort développement, dans le Nord de la France, à partir des années 90, des pieux vissés, importés des pays d'Europe du Nord, conduisent, du fait de leur technologie particulière et suite aux essais effectués par M. Bustamante [11] et [12], à proposer dès 1994 le tableau V, accompagné des prescriptions sur le diamètre nominal à choisir, compte tenu de la géométrie particulière de l'outil de forage.

TABLEAU V
Choix du frottement latéral pour les pieux vissés
(M. Bustamante, 1994 [11])

Nature des sols	Type de pieu vissé		p_1 (MPa)
	Moulé	Tubé	
Limon argileux ou argile sableuse	Q_1	Q_1	< 0,3
	Q_3	Q_2	> 0,5
	Q_4	Q_2	≥ 1
Sable ou graves	Q_1	Q_1	< 0,3
	Q_4	Q_2	> 0,5
	Q_5	Q_2	> 1,2
Craie	Q_4	Q_2	> 0,5
	Q_5	Q_2	> 1,2
Marnes	Q_4	Q_2	< 1,2
	Q_5	Q_2	$\geq 1,5$

Ce type de fondation permet par exemple, dans les sols cohérents, de réaliser un fût en forme de vis, comme constaté après déterrement du pieu. Ceci favorise un cisaillement sol-sol extrême-

ment efficace, avec des valeurs de q_s qui sont en conséquence élevées.

L'an 2000 devrait voir disparaître les deux règlements actuels codifiant le dimensionnement des pieux dans les domaines du génie civil et du bâtiment. Une norme unique vient d'être mise en chantier ; elle va intégrer les nouvelles données expérimentales obtenues sur chantier et devra faire disparaître les disparités et les anomalies existantes.

Par exemple, dans la mesure du possible, les discontinuités introduites pour le choix des courbes Q seront aménagées ; à titre d'exemple, pour un pieu foré sous boue dans des sables et graviers, la valeur actuelle de q_s est donnée :

- > pour la catégorie A ($p_1 < 0,5$ MPa) par Q_1 ,
- > pour la catégorie B ($1,8 < p_1 < 2$ MPa) par Q_2 ,
- > pour la catégorie C ($p_1 > 2,5$ MPa) par Q_3 .

Pour des valeurs de p_1 intermédiaires entre les seuils, il est donc conseillé d'extrapoler : on peut ainsi construire une courbe unique pour une technique utilisée et la nature de sol données. La figure 9 présente un tel résultat avec un lissage qui apparaît légitime et souhaitable.

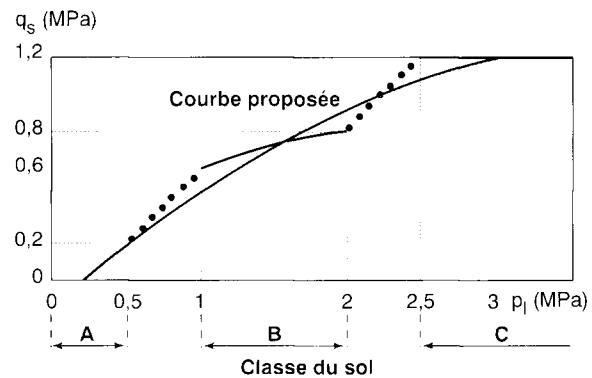


Fig. 9 - Construction d'une courbe $q_s - p_1$ pour un pieu foré sous boue dans des sables ou graves (fascicule 62 - titre V).

Le principe d'une telle courbe unique est d'ailleurs déjà acquis pour les pieux vissés dans ces mêmes sols, puisqu'il est recommandé, quelle que soit la valeur de p_1 , d'utiliser le seul abaque Q_3 (tableau V).

Quelques commentaires

Comme cela a été signalé lors du même travail sur l'effort de pointe (pour lequel la recherche expérimentale a été simultanée), l'accumulation des données n'a fait que conduire à un nuage de points que l'on s'est efforcé de regrouper logiquement pour aboutir au jeu actuel d'abaques. Ces derniers sont matérialisés pour le génie civil par sept courbes de référence Q_1 à Q_7 en vigueur depuis les règles SETRA-LCPC de 1985 ; pour le bâtiment, les sept courbes plus ou moins différentes des courbes Q sont intitulées Abis à F.

Pour toute nouvelle technique de fondations profondes, les valeurs de q_s sont calées sur certaines de ces courbes, sachant que le but final du dimensionnement est l'obtention d'une valeur de la charge limite Q_L du pieu qui soit raisonnablement sécuritaire. On a évoqué ci-avant cette préoccupation de sécurité pour les règles 85 puisque les courbes donnant la valeur moyenne q_s , proposées par M. Bustamante [8] et conservées telles quelles dans le DTU, ont été quelque peu modifiées dans ce sens en 1985.

Il est évident qu'une grande partie de l'espace (q_s , p_l) peut être occupé dans le cas de pieux réels, ce qui traduit, soit une excellente technique soit au contraire un contact sol-pieu catastrophique. Toute la difficulté dans la prévision du frottement, quelle que soit la méthode utilisée, pressiométrique ou autre, réside dans la multiplicité des facteurs plus ou moins favorables affectant le mécanisme du frottement. Ils ont été progressivement introduits dans les règlements et concernent le réalésage, le rainurage, le lançage, le vissage, l'injection sélective, répétitive, le tubage louvoyé ou non, etc.

Certaines opérations en cours de forage, difficiles à gérer, peuvent fortement influencer le résultat ; c'est le cas, par exemple, du pieu foré, tubé à l'avancement ; suivant que l'excavation du sol précède ou non la tête de tubage, le résultat final en frottement peut différer très sensiblement, de même d'ailleurs qu'en pointe.

Si l'on s'attarde sur la composante sol du frottement sol-pieu, ce sont les caractéristiques de la pellicule de sol qui interviennent de manière importante dans le phénomène. Ceci explique que, pour certains sols, les capacités portantes peuvent être catastrophiques, la nature métallique, mais également la surface très lisse d'un pieu à béton précontraint pouvant constituer des éléments aggravants. C'est le cas, connu depuis longtemps, des sols à structures légèrement cimentées (généralement carbonatées) du fait de lents phénomènes physico-chimiques, et qui possèdent de bonnes caractéristiques pressiométriques laissant présager des valeurs appréciables de q_s . Le battage, voire le forage, conduisent à casser cette structure fragile, autour du pieu, entraînant une chute spectaculaire du frottement disponible ; la présence d'eau favorise ces effets. Il est aisé de simuler une telle chute du frottement par un exemple de calcul ; on choisit à cet effet un sable fin cimenté, possédant une cohésion de 50 kPa, pour un angle de frottement de 33 degrés et un module de déformation élastique assez élevé de 150 MPa à 10 m de profondeur ; l'ensemble est noyé, avec un poids volumique déjaugé de 9 kN/m³. Le calcul de la pression limite [13] conduit à 1,6 MPa. Si la cohésion est

détruite lors de la mise en place du pieu, cette modification s'accompagne inévitablement d'une baisse importante du module ; on suppose ici que, dans l'anneau de sol, le module est divisé par 3, ce qui nous paraît réaliste. Le calcul de la nouvelle pression limite sur un tel matériau remanié montre une baisse substantielle de la valeur initiale, divisée par 2,5, l'amenant à 0,66 MPa.

Dans de telles conditions, avec le fascicule 62 - titre V, les valeurs de q_s correspondant aux valeurs de p_l sont de 80 et 30 kPa pour un pieu foré, de 80 à 40 kPa pour un pieu métallique battu et de 100 à 50 kPa pour un pieu préfabriqué en béton. Si on utilise le DTU 13-2, pour les mêmes types de pieux, on passera de 80 (voire 120) à 27 kPa. Les baisses de frottement sont donc effectivement très importantes.

Dans ce cas, il reste cependant à s'assurer de la nature précise du matériau et de sa fragilité au choc. L'image d'une biscotte, fragile et facilement réduite en fines miettes, permet d'illustrer ce qu'est un tel sol.

Même si le phénomène diffère du précédent, les constats sont analogues dans le cas des craies altérées de faible résistance qui forment une pâte autour du pieu ; celle-ci peut d'ailleurs retrouver dans le temps une meilleure consistance, favorable à la capacité portante, comme on le constate pour certains pieux battus préfabriqués en béton et beaucoup moins nettement pour ceux de même type, en acier.

On peut aussi constater un faible frottement dans des horizons sableux ou graveleux pour des éléments battus, du seul fait de la formation d'une pellicule collante recouvrant le fût du pieu lors de la traversée préalable d'un horizon argileux sus-jacent ; cette pellicule peut en effet être entraînée avec le pieu et perturber le contact sol-pieu ; ce phénomène n'est pas facilement prévisible, car il dépend également de la capacité de l'horizon sableux.

Le cas des pieux métalliques préfabriqués ouverts

Ces pieux sont très particuliers par la géométrie de leur section transversale qui complique leur mode de fonctionnement sous charge.

Si pour des tubes métalliques fermés, on peut assez intuitivement considérer indépendamment les comportements en pointe et le long du fût, par contre, la compréhension du fonctionnement d'un tube ouvert, d'une palplanche battue, et *a fortiori* d'un pieu HP nécessite un examen plus approfondi de l'interaction mutuelle entre les deux composantes de la capacité portante.

Les règlements actuels, en supposant même qu'ils puissent rendre compte globalement et numériquement de la capacité portante, ne sont pas physiquement satisfaisants.

En examinant le cas d'un pieu tubulaire ouvert, battu ou vibrofoncé dans un massif de sable réputé homogène, on constate souvent, pendant le battage, que le sol intérieur au tube ne suit pas ce dernier ; ainsi, lors du vibrofonçage des pieux métalliques de diamètre 900 mm, support de l'estacade provisoire nécessaire à la construction de la pile en Seine du Pont de Normandie, ce phénomène a été systématique ; seuls les sols plus lâches de surface se sont densifiés sous vibration au début des opérations. Le pieu traverse donc le massif à l'emporte-pièce, les efforts à vaincre étant essentiellement les frottements intérieurs et extérieurs (plus les efforts résistants développés par la surface de la section droite d'acier de la pointe). Sous effort statique, par contre, le comportement peut être tout à fait différent et la formation d'un bouchon intérieur totalement solidaire du tube peut intervenir au-delà d'une certaine fiche, liée à la compacité du terrain.

L'étude du dimensionnement d'un tel pieu ouvert, qui a fait l'objet de nombreuses publications internationales nécessite donc une réflexion particulière. La charge limite statique du pieu est équilibrée par le frottement extérieur, l'effort développé sous la section droite d'acier, et le frottement intérieur, qui peut différer de celui mobilisé à l'extérieur. Ce frottement intérieur transmis à la colonne de sol qui le canalise est lui-même équilibré à la base du pieu par la réaction du sol, qui ne peut excéder l'équivalent de la charge limite d'une telle base supposée obturée. Au-delà d'une certaine fiche critique pour laquelle cette condition est remplie, le pieu

devient l'équivalent d'un pieu totalement obturé dans la situation de sollicitation statique. Cette détermination de la fiche critique est cependant actuellement quasi impossible, puisqu'elle repose sur la connaissance du taux intérieur q_{si} du frottement, qui peut considérablement dépasser le taux q_{sex} extérieur.

Cette même fiche critique ne doit pas être confondue avec ce que l'on appelle couramment la profondeur critique, en relation avec le seul effort de pointe, au-delà de laquelle cet effort de pointe est considéré comme constant (la valeur en a été fixée arbitrairement à 5 diamètres (ϕ) du pieu dans le fascicule 62).

On peut néanmoins retenir que :

- la fiche critique caractérisée par L/ϕ_i augmente avec la compacité du terrain (ou densité relative) ;
- le taux intérieur q_{si} dépasse d'autant plus q_{sex} que, pour une épaisseur e du tube, le diamètre ϕ_i est plus faible et la densité relative augmente. Au-delà d'une certaine hauteur de colonne de sol à l'intérieur du tube, la dilatance empêchée provoque des contraintes radiales intérieures très élevées dans les parties basses du tube, et donc un frottement intérieur intense, à ces niveaux.

Enfin, la forme d'attaque de la base du tube joue également un rôle, car elle caractérise un déplacement, vers l'intérieur, ou vers l'extérieur du tube, du sol refoulé par la section droite d'acier ; les conséquences sur le comportement en sont différentes.

Les deux exemples de la figure 10 ont été présentés par F. Brucy [14] : le premier concerne le chargement de deux pieux métalliques, l'un ouvert et l'autre fermé, battus dans un sable de densité moyenne ; la courbe de chargement est

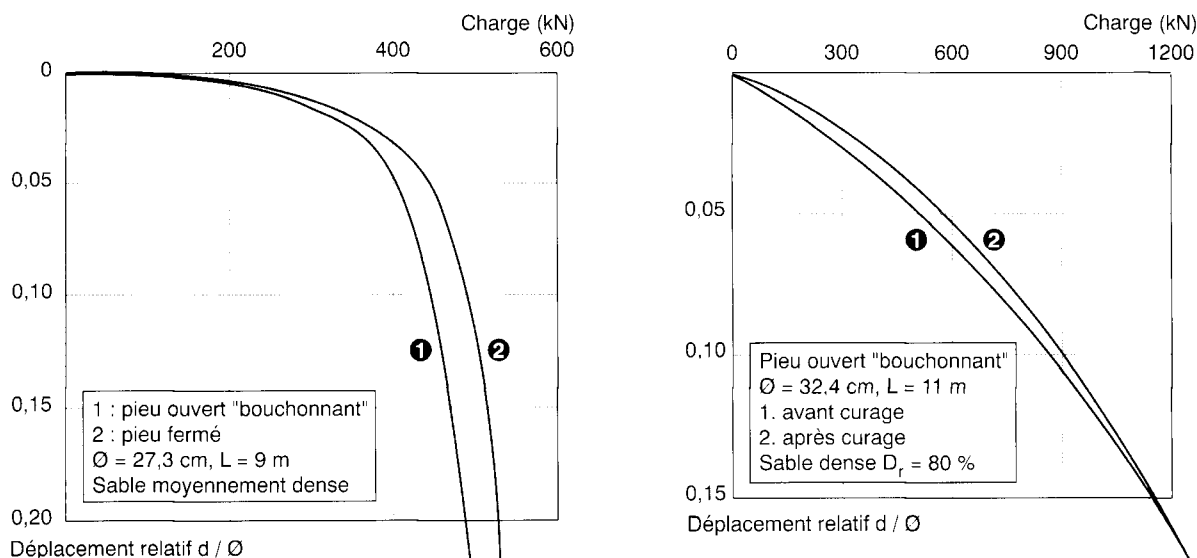


Fig. 10 - Influence du « bouchon » sur la capacité portante (Brucy, 1991 [14]).

pratiquement la même pour ces deux éléments, avec un important rapport L/ϕ de 33 : le pieu ouvert mobilise donc un effort de pointe identique au pieu fermé.

Le second exemple concerne un pieu unique battu ouvert dans un sable dense, puis chargé, ensuite curé en laissant subsister à la base une hauteur de sable d'environ 4 à 5 diamètres, puis rechargé. Cette opération n'a aucune répercussion sur la courbe « charge - enfoncement », témoignant de très forts frottements intérieurs au niveau du bouchon résiduel, ce qui permet de considérer le pieu comme un élément battu obturé. On remarquera cependant que l'élanement $L/\phi = 34$ est là aussi élevé.

De même, dans le cadre du projet européen EURIPIDES, sur les essais de chargement de pieux battus en vraie grandeur dans les sables denses, et qui fait suite au projet TUBA, relatif au battage dans ces formations, ce type de comportement a pu être également vérifié, comme cela a été présenté par l'IREX [15].

Par contre, une expérimentation a été menée par T. Matsumoto et al. [16] sur plusieurs gros tubes, fichés de 11 m dans des argiles alluviales sans consistance, puis de 26 m dans des alternances sablo-argileuses. Les diamètres extérieur et intérieur sont de 1 500 et 1 456 mm, soit un indice de

$$\text{surface } C_a = \frac{D_{\text{ex}}^2 - D_{\text{i}}^2}{D_{\text{i}}^2} = 0,06 \text{ et l'élanement}$$

$$\text{dans l'horizon résistant atteint } \frac{L}{D} = \frac{26}{1,5} = 17.$$

L'ensemble des analyses a montré dans ce cas, sous chargement statique jusqu'à la charge limite, une distribution identique des contraintes de cisaillement interne et externe au tube, croissantes avec la profondeur pour les horizons sableux et au contraire invariables pour ceux franchement argileux ; la nature des sols et l'importance du diamètre n'ont pas conduit à constater l'existence de frottement intérieur intense à la base du tube.

Le fascicule 62 - titre V, recommande, pour ces pieux battus ouverts, de calculer la charge limite en pointe Q_{pu} et le frottement latéral limite extérieur Q_{su} selon les expressions :

$$Q_{\text{pu}} = \rho_p A q_u \text{ et } Q_{\text{su}} = \rho_s P \int_0^h q_s(z) dz$$

où A désigne l'aire de la pointe supposée fermée et P le périmètre du pieu ; ρ_p et ρ_s sont des coefficients réducteurs valant respectivement pour les sables et argiles 0,5 et 1, $q_u = k_p p_l$ est la contrainte de rupture en pointe, le pieu étant assimilé à un pieu avec déplacement. On peut considérer que la valeur $\rho_p = 0,5$ est justifiée par le fait que :

① le phénomène d'emporte-pièce au battage (ou au vibro-fonçage) n'a pas le même effet qu'un battage avec déplacement, tout particulièrement dans les sables ou graves de faible ou moyenne compacité, et que,

② pour des pieux à élancement faible, le frottement intérieur reste lui-même modéré et n'est équilibré en pointe que par une fraction de l'effort de pointe limite.

Manifestement, si les pieux sont très courts, le calcul de la charge portante peut s'avérer optimiste, même avec un coefficient ρ_p de 0,5.

À titre d'exemple, une application numérique peut éclairer ces propos. On considère un massif de sable très lâche noyé ($\phi' = 32$ degrés) caractérisé par un profil quasi linéaire de la pression limite donnée par $p_l(z) = 40 z$. On y bat un tube ouvert de diamètre $\phi = 0,50$ m et d'une longueur $L = 7$ m.

L'application stricte du fascicule 62 - titre V, applicable à un tel pieu, conduit à une charge en pointe $Q_{\text{pu}} = 115$ kN ; le frottement extérieur donné par la courbe Q_l s'avère extrêmement faible, puisque celle-ci interdit tout frottement tant que $p_l < 200$ kPa, soit ici sur 5 m de pieu. Le terme Q_{su} n'atteint en effet que 14 kN, valeur sans aucun doute pessimiste ; si on la transpose telle quelle au frottement intérieur, l'effort de pointe ne saurait excéder cette valeur de 14 kN ; Cette même application menée à partir du DTU 13.2, moins pénalisant pour les pressions limites faibles pour ce qui concerne le seul frottement, mène à une charge Q_{su} (abaque Abis), de 82 kN, certainement plus réaliste que la précédente, mais qui amènerait à limiter la charge limite de la pointe à cette même valeur.

Pour des pieux extrêmement longs dans les sables, il conviendrait dans une optique de dimensionnement plus réaliste de prendre en compte les spécificités suivantes :

➤ au niveau de la pointe, s'affranchir du coefficient réducteur $\rho_p = 0,5$ à appliquer à k_p ; au niveau du frottement, considérer et c'est sans doute d'ailleurs sécuritaire, qu'un frottement intérieur $Q_{\text{s,i}}$ égal au frottement extérieur $Q_{\text{s,ex}}$, calculé suivant les errements habituels ; $Q_{\text{s,i}}$ est ensuite comparé à la charge limite en pointe $Q_{\text{p,u}}$. On pourra objecter que cette démarche n'est valable que si l'on est assuré que la colonne de sol remonte dans le tube. Si ce n'est pas le cas et qu'une véritable pointe fermée se forme à la mise en œuvre, elle peut cependant s'appliquer du fait de la limitation de $Q_{\text{s,i}}$.

L'exemple également numérique qui suit, explicite cette démarche. Un massif de sable dense noyé possède les caractéristiques suivantes

$\phi = 42$ degrés, $\gamma' = 11$ kN/m³ et son module de déformation élastique croît avec la profondeur z , suivant $E(z) = 50 (1 + 0,1 z)$ en MPa ; la pression limite calculée est alors donnée par :

$$p_l(z) = 495 z \left(0,1 + \frac{1}{z}\right)^{0,464} \quad [13].$$

Si l'on y bat un pieu métallique ouvert, de diamètre $\phi = 0,60$ m et longueur $L = 30$ m, on obtient, avec le fascicule 62 - titre V :

➤ en pointe, $p_l(30 \text{ m}) = 5\,800$ kPa avec $k_p = 3,2$
 $q_{p,l} = 0,5 k_p p_l = 9\,280$ kN, soit $Q_{p,u} = 2\,600$ kN,

➤ le frottement extérieur atteint $Q_{s,u} = 5\,000$ kN, d'où $Q_u = 7\,600$ kN.

On constate donc que le frottement intérieur potentiel, supposé identique à $Q_{s,u}$, est limité par l'effort de pointe, affecté du coefficient réducteur 0,5.

Si l'on applique pour k_p l'expression proposée par O. Combarieu [1], et qui correspond à une pointe n'ayant pas modifié les caractéristiques du sol, alors, $k_p \approx 1,25 \left(\frac{p_l}{q_0}\right)^{1/3} = 3,25$,

soit $q_{p,l} = 18\,850$ kPa (valeur pratiquement identique ici au coefficient $k_p = 3,2$ du fascicule 62) et $Q_{p,u} = 5\,280$ kN, valeur qui sera donc limitée à 5 000 kN ; ce mode de calcul amène donc à choisir pour Q_u la valeur de 10 000 kN [$2 \times 5\,000$], supérieure de près du tiers à celle proposée par le fascicule 62.

Cependant, pour compliquer encore le problème, il faut signaler, pour les pieux métalliques, l'importance de la rugosité de la surface du métal vis-à-vis du frottement mobilisable. Les expériences menées au Japon par T. Kishida et al. [17] sont édifiantes à ce sujet, et montrent pour un même sable à des densités relatives très différentes les mêmes variations de frottement dans un rapport de près de 4, suivant la rugosité. Aussi, pour ce type de pieu, cette donnée nous paraît constituer un élément intéressant à préciser, et en tout cas indispensable à connaître lorsque l'on procède à un essai de chargement, en même temps que la granulométrie du sable.

Pour terminer ces quelques réflexions sur le comportement des pieux ouverts, on signalera le comportement particulier possible au battage à travers successivement un premier sol compact, puis un deuxième sol très lâche, et enfin l'ancrage dans un troisième horizon résistant. Le premier sol est traversé à l'emporte-pièce ; lorsque le pieu arrive au toit du deuxième, la très faible résistance de celui-ci peut conduire à ce que le frottement intérieur dynamique mobilisé sur la hauteur du premier sol, même s'il est faible, soit supérieur à l'effort en pointe ; le

premier sol reste alors accroché au tube et forme un bouchon solidaire qui descend avec le pieu ; ce dernier se comporte alors comme un pieu véritablement refoulant, jusqu'au toit du dernier et troisième horizon où le phénomène de l'emporte-pièce réapparaît.

Pour de telles configurations, on sera donc vigilant au niveau du dimensionnement statique et un examen réel du comportement au battage devra être entrepris. Comme nous avons pu le constater sur un chantier de battage de pieux HP, si un tel phénomène peut être qualitativement prévisible, il est extrêmement difficile d'en prévoir l'importance. Ce chantier concerne le viaduc de Mirville (Seine-Maritime) sur l'autoroute A29. Le contexte géotechnique, extrêmement difficile, et la technique de fondations sur pieux HP ont été décrits dans la revue Travaux [18].

La prévision du frottement latéral par les caractéristiques de résistance au cisaillement

On oppose volontiers les deux approches du frottement latéral qui peuvent être faites à partir du pressiomètre ou des caractéristiques de résistance au cisaillement. La première s'est imposée en France ; la seconde y était autrefois seule utilisée et elle est tout à fait courante dans de très nombreux pays, où les méthodes pressiométriques n'ont pas ou peu vu le jour.

Un examen détaillé permet cependant de montrer que ces deux approches, si elles diffèrent, ne sont cependant pas incompatibles et se heurtent aux mêmes difficultés de prévision, liées à la diversité des techniques.

En France, les méthodes basées sur les essais de laboratoire ne figurent plus dans le fascicule 62 - titre V ; leur usage a largement disparu en 1985 avec les règles SETRA-LCPC, qui ne l'abolissaient cependant pas explicitement, car elles n'avaient trait qu'à la seule utilisation du pressiomètre. Le FOND 72, plus ancien, dans son chapitre 5.2, leur accordait un crédit identique à celles utilisant les essais en place. Par contre, le DTU 13.2 les a conservées, mais sous une forme que l'on peut qualifier de sommaire, en ce qui concerne les sols purement cohérents, ou dénaturée pour ce qui est des sols pulvérulents, car il renvoie aux règles issues de la méthode pénétrométrique.

La plupart des pays ont conservé cette approche par les caractéristiques de cisaillement et, par une démarche expérimentale identique à celle de la France, ont amélioré les méthodes de prévision. Les essais de chargement effectués par la communauté internationale sont en effet très

nombreux et les problèmes posés par la multiplicité des types de fondations profondes et de leur mise en œuvre ont conduit à une très logique et forte dispersion des données recueillies.

Les sols cohérents

À titre d'exemple, les deux figures 11a et 11b ci-dessous, relatives aux pieux forés et battus, issues de Y. Robert [19] illustrent la dispersion autour d'une courbe moyenne proposée au Canada, et donnant le coefficient α à appliquer à la résistance au cisaillement non drainée c_u , pour le calcul de l'adhésion le long du pieu. Les deux courbes données ne distinguent pas, pour la catégorie de pieu concernée, les types ou modes d'exécution qui, sans aucun doute, conduiraient à proposer plusieurs courbes différentes et de même allure.

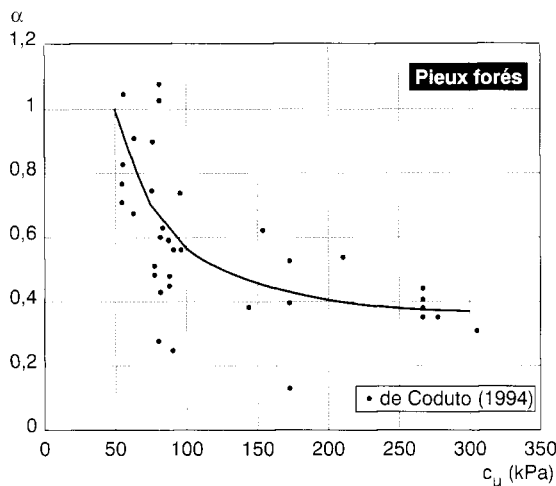


Fig. 11a - Résistance au cisaillement non drainée (Y. Robert, 1997 [19]).

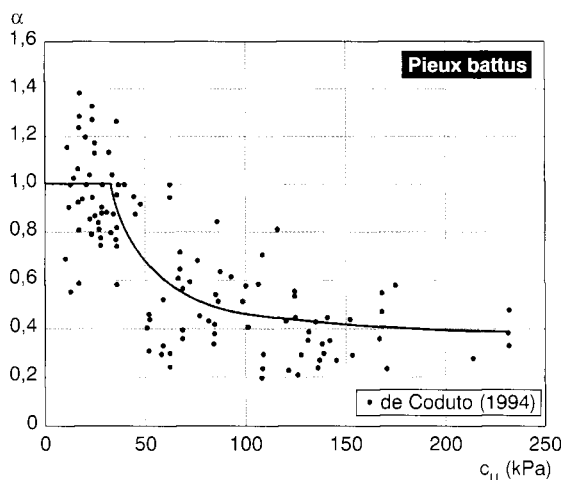


Fig. 11b - Résistance au cisaillement non drainée (Y. Robert, 1997 [19]).

Pour les sols purement cohérents, ce principe d'application d'un coefficient α , fonction de c_u varie suivant les auteurs comme le montre la figure 12 pour les pieux battus, tirée de Seidel *et al.* [20].

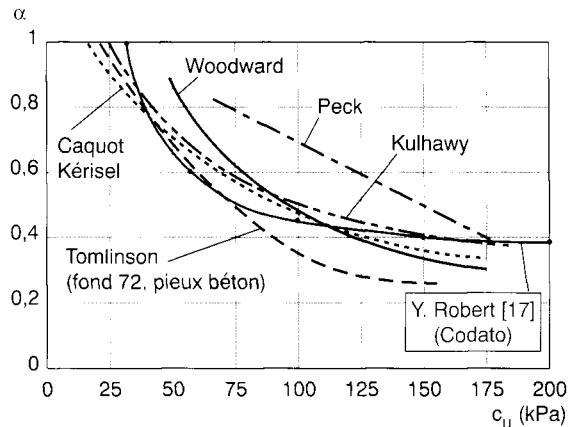


Fig. 12 - Coefficient d'adhésion α pour des pieux battus dans l'argile (Seidel *et al.*, 1995 [20]).

On rappelle, à cette occasion, l'expression de la courbe de Caquot - Kérisel, donnée en 1965, qui est représentée, avec $\alpha = \frac{100 + c_u^2}{100 + 7 c_u^2}$; on a égale-

ment reporté sur cette figure la courbe relative aux pieux battus, représentée sur la figure 11b précédente, qui s'inscrit parfaitement dans le fuseau.

La courbe donnée par Tomlinson est d'ailleurs celle préconisée dans le FOND 72 pour les pieux bétons.

On peut aisément se livrer à une comparaison avec les prévisions données par la méthode pressiométrique pour les pieux battus et les sols purement cohérents.

On considèrera, avec le fascicule 62 - titre V, que sont concernés les argiles, limons et craie de classe A ($p_1 < 0,7$ MPa) puis les argiles et limons de classe B ($1,2 < p_1 < 2$ MPa) pour lesquels s'applique la courbe Q_1 .

On peut opérer de même pour le DTU 13.2, avec les deux courbes A et Abis concernées.

En posant $q_s = \alpha c_u$ et en assimilant la cohésion c_u des sols en cause à $p_1/5,5$, on peut tracer les trois courbes représentées sur la figure 13a. Les courbes transformées A et Abis du DTU sont parfaitement acceptables vis-à-vis de la dispersion présentée sur la figure 11b, laquelle comporte des valeurs α particulièrement basses ou élevées, correspondant probablement à des pieux à fût métallique ou au contraire à fût en béton moulé, par exemple. En ce qui concerne la

courbe Q_1 déduite du fascicule 62, les taux α s'avèrent très faibles pour les faibles valeurs de cohésion équivalente ; cette particularité s'explique par les valeurs q_s nulles du fascicule 62, volontairement fixées à 0 dès que la pression limite p_l est inférieure à 200 kPa ; dans ces conditions, la valeur de α trouvée est évidemment pessimiste.

Si l'on se livre au même exercice avec les pieux forés et des sols purement cohérents, la figure 13b comporte, à partir du DTU 13.2, trois courbes α :

① courbe Abis pour les pieux forés ou forés tubés sans disposition technologique particulière, vis-à-vis du frottement recherché ;

② courbe A. pour ce même type de pieux, mais avec une exécution soignée, et pour les pieux injectés à faible pression ;

③ enfin, la courbe D, qui correspond à une injection à haute pression ; de ce fait la technologie diffère fortement du pieu foré.

On pourrait de même construire, sur la figure 13b, le réseau des courbes relatives au fascicule 62 ; on constaterait évidemment la même particularité déjà signalée pour les pieux battus, qui se traduit par une prévision pessimiste du frottement pour les très faibles valeurs de la pression limite ; de ce point de vue, le DTU 13.2 est plus réaliste.

On peut étendre cette comparaison, limitée jusqu'ici à des sols purement cohérents, aux catégories de matériaux que sont les marnes, marno-calcaires et roches altérées et fragmentées, définies dans le fascicule 62 - titre V, et ceci pour des pieux de types forés à contact amélioré ou injectés, qui sont ceux les plus couramment exécutés dans ces formations.

Cette comparaison est facilitée par les résultats obtenus en particulier par Kulhawy et Phoon en 1993 [21] et qui expriment le facteur d'adhésion

α (avec $q_s = \alpha \frac{q_u}{2}$) par :

$$\alpha = X \left(\frac{q_u}{2 p_a} \right)^{-0.5}$$
 où q_u est la résistance en compression simple, p_a est la pression atmosphérique (≈ 100 kPa) et X un coefficient lié à la nature du matériau et donné ci-après :

- argile : 0,5 ;
- schiste, argilite : 1 ;
- schiste : 2 (paroi du pieu très rugueuse) ;
- grès, marne : 3.

On retrouve d'ailleurs, dans le cas de l'argile, une courbe qui se rapproche parfaitement de la courbe moyenne de la figure 11a.

Cette expression peut conduire à des valeurs très élevées de q_s ; on note cependant, comme habituellement, une très forte dispersion des points expérimentaux de telle sorte que, pour la marne, la valeur X varie entre 1 et 4.

À titre d'exemple, on choisit un pieu foré simple, avec réalésage et rainurage en fin de forage, dans une marne de classe pressiométrique B ; avec $\varphi_{uu} = 30$ degrés, $c_{uu} = 300$ kPa, on peut adopter $\frac{q_u}{2} = 520$ kPa ; ce qui donne avec $X = 3$, $\alpha = 1,31$ et $q_s = 0,68$ MPa. C'est une valeur particulièrement élevée qui baisse à 0,23 MPa si l'on choisit une valeur $X = 1$, peut-être mieux adaptée.

Parallèlement, en théorie pressiométrique, l'introduction de données supplémentaires est nécessaire pour calculer p_l et effectuer la prévision du

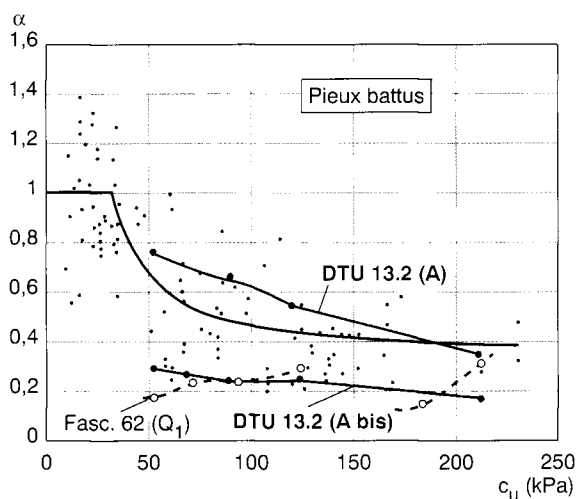


Fig. 13a - Facteur d'adhésion α , tiré des courbes A et Abis du DTU 13.2 et Q_1 du fascicule 62 ; comparaison avec Y. Robert (fig. 11b).

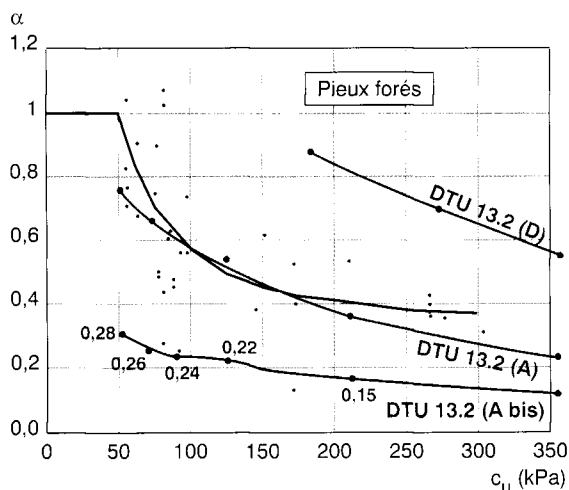


Fig. 13b - Facteur d'adhésion α , tiré des courbes A, Abis et D du DTU 13.2 ; comparaison avec Y. Robert (fig. 11a).

frottement ; on se placera à 15 m de profondeur, avec $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, poids volumique du sol, un module élastique de 150 MPa (avec $\nu = 0,33$) et un coefficient de pression des terres au repos K_0 de 0,7 ; la pression limite p_l , calculée [13] d'abord avec $c_{uu} = 0$ est donnée par :

$$[p_l^\varphi]^{(1 + \sin \varphi)} = \frac{\pi}{2} p_0 \left(\frac{E}{2}\right)^{\sin \varphi}, \text{ soit } p_l^\varphi = 2,01 \text{ MPa}$$

puis, en introduisant la cohésion c :

$$p_l^{\varphi,c} = p_l^\varphi \left[1 + \frac{c}{p_0} \cotg \varphi \right]^{\frac{1}{1 + \sin \varphi}} - c \cotg \varphi,$$

soit $p_l^{\varphi,c} = 4,1 \text{ MPa}$.

L'application du fascicule 62 fournit pour ce type de pieu $q_s = 0,23 \text{ MPa}$ (courbe Q_5), soit le tiers de la valeur précédente obtenue avec $X = 3$, mais la même valeur si $X = 1$; q_s pour un pieu injecté haute pression atteindrait 0,27 MPa (courbe Q_6).

On voit que si, au lieu de la marne, on avait choisi du grès altéré de mêmes caractéristiques, avec un pieu foré simple, le fascicule 62 donnerait cette même valeur de 0,27 MPa (Q_6), alors qu'on disposerait de 0,45 MPa pour l'injection à haute pression (Q_7).

Malgré les différences constatées par le calcul, et très influencées par le choix des paramètres (X , E , K_0 ,...), on peut, semble-t-il, dire que pour cette catégorie de sols ou roches à prédominance de cohésion, il n'y a pas de disparité flagrante entre les deux approches utilisant respectivement la résistance au cisaillement ou la pression limite mesurée au pressiomètre.

Les sols pulvérulents

Les documents officiels français traitant du frottement latéral pour les sols uniquement pulvérulents sont le dossier FOND 72, d'usage maintenant abandonné, et le DTU 13.2.

Pour le premier, le frottement latéral unitaire à la rupture, à la profondeur z , est obtenu par la formule de base $\tau_{f(z)} = \sigma'_h(z) \text{ tg } \varphi_a$, où $\sigma'_h(z)$ est la contrainte horizontale effective normale au fût et φ_a l'angle de frottement sol-matériau du pieu. σ'_h peut s'écrire $\sigma'_h = K \sigma'_v$, où σ'_v est la contrainte verticale à ce niveau ; K est un coefficient de « serrage », de même nature qu'un coefficient de butée, qui a fait l'objet de nombreux développements théoriques, mais qui ne peuvent tenir compte du mode de mise en œuvre du pieu. La grande difficulté est d'apprécier la valeur de σ'_h , donc de K , sachant que σ'_h évolue depuis la

contrainte initiale au repos jusqu'à la contrainte développée lors de la mise en œuvre du pieu, qui évolue après celle-ci ; enfin, le chargement du pieu avec les mécanismes de dilatance-contraction à l'interface modifie à nouveau la contrainte horizontale mobilisable.

Le dossier FOND 72 proposait pour les pieux battus les valeurs données par Broms, et rappelées ci-dessous :

Nature du pieu	φ_a	K (faible densité relative)	K (densité relative élevée)
Pieu acier	20 degrés	0,5	1,0
Pieu béton rugueux	$3/4 \varphi$	1,0	2,0
Pieu béton lisse	$3/4 \varphi$	0,5	1,0
Pieu bois conique	$2/3 \varphi$	1,5	4,0

Comme l'indique le dossier, ces valeurs ne constituent qu'un ordre de grandeur, qu'il est recommandé de recouper par d'autres méthodes, tels les essais en place ou des essais de chargement statique.

Malheureusement, les très nombreux essais de pieux dont les méthodes pressiométriques et pénétrométriques ont bénéficié n'ont pas été exploités dans ce sens. Il est intéressant de rapprocher ces valeurs pour les pieux battus, de celles données par le code australien, qui, pour les sables, est résumé ci-après :

Valeur de la densité relative	K tg φ_a pieux battus	K tg φ_a pieux forés
0,2 à 0,4	0,8	0,3
0,4 à 0,75	1	0,5
0,75 à 0,9	1,5	0,8

Pour sa part, le DTU 13.2, toujours en vigueur, élude le problème puisqu'il renvoie purement et simplement aux valeurs fournies par les méthodes basées sur les essais *in situ*.

La formule de base donnant le frottement, en tête de ce paragraphe, est toujours celle utilisée dans de nombreux pays. On remarque cependant que l'usage d'essais *in situ* de types divers a beaucoup progressé, compte tenu du nombre des informations qu'ils permettent d'obtenir, et de la difficulté évidente du prélèvement des sols pulvérulents.

La différence, apparente avec la méthode pressiométrique, porte sur le caractère non linéaire du terme $Q_{s,u}$. En sol homogène, on a en effet par intégration, pour un pieu de longueur L :

$$Q_{s,u} = \pi \phi K \gamma' \text{ tg } \varphi_a \frac{L^2}{2}$$

q_s augmentant linéairement avec z . Le pressiomètre fournit un frottement $Q_{s,u}$ d'apparence linéaire : en réalité, la pression limite p_l , aux profondeurs atteintes par les pieux, varie quasi linéairement avec la profondeur. Ainsi, pour une grave « normalement consolidée », caractérisée par un module élastique $E(z) = E_0 (1 + \lambda z)$, un angle de frottement φ' , un angle de dilatance ψ , un poids volumique γ' , on a :

$$p_l = Az \left(\lambda + \frac{1}{z} \right)^{\frac{\sin \varphi (1 + \sin \psi)}{1 + \sin \varphi}} \quad (\text{Combarieu, [13]}).$$

L'utilisation des abaques du DTU 13.2 et du fascicule 62 - titre V, pour les sols pulvérulents, au moins pour des valeurs de p_l qui restent raisonnables, montre que q_s est approximativement proportionnel à p_l donc à z . Il n'y a donc pas de contradictions entre les deux approches de prévision de q_s ; on pourrait, de même que pour le facteur d'adhésion α , déterminer à partir des abaques des valeurs correspondantes de $K \text{ tg } \varphi_a$.

Les courbes Q_1 à Q_4 et A et C relatives aux graves, et pour des pieux battus ou forés, présentent pour q_s une limite au-delà d'une valeur palier de la pression limite. Les paliers de p_l atteignent environ 2,5 à 3 MPa pour Q_3 et Q_4 , par exemple. En réalité, on ne sait pas précisément, faute de données expérimentales, l'intensité atteinte par le frottement dans des graves ou sables extrêmement denses ; les ouvrages terrestres, qui ont servi de base pour les règles du DTU 13.2 et du fascicule 62 - titre V, n'ont pas intéressé de telles formations. C'est une des raisons de l'introduction de bornes maximales pour q_s . On citera seulement des frottements très élevés, de plus de 0,6 MPa, mesurés en offshore le long de pieux métalliques, dans des sables extrêmement denses, atteignant des résistances statiques q_c de pointe de 60 MPa, qui correspondent à des valeurs de p_l de l'ordre de 5 à 6 MPa.

Il a semblé utile d'illustrer les points ci-dessus sous forme d'exemples, déjà examinés, quant aux sols concernés, dans le cadre de l'étude comparative similaire menée sur des fondations superficielles [13]. Le premier concerne un sable très peu dense, noyé avec $\varphi = 32$ degrés, $\psi = 0$, $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$, $E_0 = 5 \text{ MPa}$ et $\lambda = 0,05 \text{ m}^{-1}$, ce qui donne $p_{l(z)} = 76,5 z (0,05 + 1/z)^{0,346}$.

On y prévoit un pieu battu préfabriqué, en béton, de section 40 cm \times 40 cm, de 15 m de longueur, dont la capacité portante en frottement est estimée à partir du DTU 13.2, avec la courbe Abis, puisque p_l atteint au maximum près de 0,6 MPa à 15 mètres. Le calcul de $Q_{s,u}$ conduit à 330 kN ; la

même démarche avec le fascicule 62 - titre V, utilisant la courbe Q_3 , mène à une valeur pratiquement identique.

L'application inverse de l'expression classique de base fournit une valeur $K \text{ tg } \varphi_a$ de 0,222 qui est d'ailleurs en très bon accord avec les recommandations du dossier FOND 72, pour un pieu béton lisse et une faible densité relative $\left[0,5 \times \text{tg} \left(\frac{3}{4} \times 32 \right) \right]$.

À l'extrême, pour un pieu identique, battu dans un sable dense, avec $\varphi = 42$ degrés, $\psi = 9$ degrés, $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$, $E_0 = 50 \text{ MPa}$ et $\lambda = 0,1 \text{ m}^{-1}$, on a $p_l = 495 z (0,1 + 1/z)^{0,464}$.

Entre 0 et 2 m, le sable est un sol A ; de 3 à 8 m, c'est un sol B et de 11 à 15 m, un sol C. Ils relèvent cependant tous de la courbe Q_3 . Le frottement total limite est de 2 350 kN, ce qui correspondrait à un terme $K \text{ tg } \varphi_a$ de 1,18, valeur tout à fait plausible et correspondant avec $\varphi_a = 3/4 \varphi$ à $K = 1,92$.

Si l'on poursuivait cet exercice théorique pour des pieux beaucoup plus longs, les bornes fixées à q_s dans les règlements issus du pressiomètre conduiraient, pour le résultat exprimé en termes de résistance au cisaillement classique, à baisser la valeur de $K \text{ tg } \varphi_a$. De ce point de vue, les comparaisons divergent, mais il faut souligner le manque, déjà signalé, de données pour de très fortes valeurs de la pression limite et la dégradation, constatée pour des pieux battus extrêmement longs, du frottement latéral, ce qui s'accompagne d'une réelle baisse du terme $K \text{ tg } \varphi_a$.

Cependant, borner les valeurs du frottement latéral q_s , tel que le fait la théorie pressiométrique, sans réelles justifications, est également érigé en règle pratique pour certains règlements qui utilisent les caractéristiques de cisaillement. Ainsi, le code australien, déjà cité, limite le frottement unitaire $K \cdot \text{tg } \delta \cdot \gamma \cdot z$ à des valeurs correspondantes de z égales respectivement à 6,8 et 15 diamètres du pieu pour les plages de densités relatives déjà évoquées. Le frottement unitaire est donc considéré comme constant pour des profondeurs supérieures, ce qui équivaut à introduire une baisse du terme $K \text{ tg } \delta$. P. Foray [22] justifie d'ailleurs de telles dispositions simplificatrices par les mécanismes de dilatance qui se développent plutôt à faible profondeur, contrairement à la contractance sous forte contrainte initiale, mise en jeu à grande profondeur et qui fait baisser la contraintes horizontale et donc K . En réalité, l'évolution du frottement unitaire limite serait plutôt parabolique comme l'ont montré des essais réalisés en cuve et sur modèles.

Capacités portantes d'un pieu à court terme et long terme

Il nous a semblé utile de dire quelques mots sur le comportement d'une fondation profonde au regard du comportement du sol sous les sollicitations que le pieu lui transmet ; en toute logique, il faudrait, pour un dimensionnement, s'intéresser à la capacité portante d'un pieu à court ou à long terme.

La charge portante à court terme est obtenue par un essai de chargement rapide, à partir de paliers de chargement de courte durée ; c'est le cas de l'essai statique classiquement réalisé avec des paliers d'une heure. En frottement, le cisaillement mobilisé à l'interface est classiquement relié aux caractéristiques de cisaillement à court terme du sol environnant, soit la cohésion non drainée c_u dans le cas des sols argileux, soit l'angle de frottement effectif ϕ' pour les sols uniquement pulvérulents ; pour les sols qualifiés d'intermédiaire, ce sont des couples de caractéristiques apparentes ϕ_{app} , c_{app} qui interviennent. Le terme d'« adhésion » est d'ailleurs mieux adapté pour les sols argileux. Le comportement à long terme est régi par les caractéristiques de cisaillement effectives : angle de frottement ϕ' , voire angle de frottement ϕ' plus cohésion effective c' . Cette charge portante à long terme serait obtenue à partir d'un même essai statique, mais où les paliers successifs seraient de très longue durée.

Dans la réalité, on ne dispose pas de telles comparaisons et la raison en est évidente. La seule idée, *a priori*, que l'on puisse se faire de la charge portante à long terme, repose sur l'extrapolation que l'on peut opérer à partir des courbes de fluage du pieu relevées lors de l'essai statique de chargement (tassement, logarithme de temps). Issues d'un suivi du tassement pendant 1 heure, ce sont d'abord des droites jusqu'à un certain taux de charge, puis des courbes que l'on peut sans doute prolonger. Une telle construction conduit à conclure que la capacité portante à long terme est toujours inférieure à celle mesurée à court terme, du moins en adoptant un critère d'enfoncement du pieu égal au dixième de son diamètre ; ceci correspond par convention à l'obtention de la charge limite. Mais, qualitativement, rien ne distingue dans la manifestation du fluage, un sol purement cohérent d'un sol uniquement pulvérulent.

En réalité, ce concept d'évolution entre court et long terme est fortement perturbé, dans certains sols, par les phénomènes qualifiés de « cicatrisation », terme plus couramment réservé aux sols argileux. La cicatrisation affecte le frottement latéral, lequel, très affaibli après le remaniement imposé au sol par la mise en œuvre du pieu, voit son intensité augmenter dans le temps ; cette

augmentation apparaît dès la mise en place du pieu terminée, et indépendamment de toute charge. Elle se manifeste pendant le temps appelé « délai de repos », extrêmement variable et après lequel il serait recommandé d'effectuer l'essai de chargement que l'on a décidé d'effectuer. C'est la raison principale du délai d'attente de deux semaines environ qu'il est le plus souvent demandé de respecter entre exécution du pieu et chargement, délai bien souvent inférieur à celui nécessaire à une bonne reconstitution du contact sol-pieu. M.J. Tomlinson [23] indique trente jours pour les argiles, délai au bout duquel une très forte proportion de la charge portante est acquise. La cicatrisation est le plus souvent évoquée dans le cas des pieux à refoulement, battus ; elle met en particulier en jeu le drainage des sols autour du fût radialement vers le sol environnant et, le cas échéant, vers le matériau du fût, et verticalement vers la surface. Si, pour les argiles molles, des surpressions interstitielles se dissipant sont en jeu, le cas des argiles raides est beaucoup plus complexe et peut mettre en jeu des phénomènes de succion [23].

Le cas des craies altérées, déjà évoquées, ou le cas du lançage des pieux dans les sables, formations pour lesquelles on n'utilise pas le terme de cicatrisation, se présente de manière similaire.

Enfin, même pour les pieux battus dans les sables, pour lesquels intuitivement on imagine mal de tels processus, de telles améliorations du frottement peuvent se manifester après un délai de repos quelquefois assez long ; ainsi, M. Cunningham [24] rapporte les résultats obtenus par M.J. Tomlinson sur des pieux métalliques longs de 78 m, battus dans du sable micacé fin moyennement dense, où les frottements ont été multipliés par quatre en trois mois. Outre le drainage, une augmentation de la contrainte radiale autour du fût est surtout évoquée pour expliquer un gain si considérable, avec un contact sable-acier.

On ne sait pas, semble-t-il, comment et si une charge permanente appliquée en tête du pieu agit sur le processus d'amélioration du frottement. En résumé, on imagine aisément que, dans un sol présentant cette particularité de cicatrisation, un essai statique de chargement réalisé immédiatement après la mise en œuvre pourrait conduire à une charge portante bien inférieure à celle d'un second pieu identique chargé après un délai de repos suffisant ; pour ce même second pieu, l'extrapolation à long terme des courbes de fluage pourrait fort bien mener à une charge portante « à long terme » supérieure à la charge à court terme obtenue avec la première fondation.

L'examen des quelques points ci-dessus laisse entrevoir que la recherche d'une approche des capacités portantes à court et long terme paraît illusoire et irréaliste. Trop de paramètres reste-

ront toujours incontrôlables pour que l'on puisse espérer prédire avec grande précision la charge portante reprise par le fût d'un pieu.

Ce qui est avant tout recherché, c'est l'obtention de déformations verticales de la tête des pieux compatibles avec la structure portée, et d'une capacité portante qui soit également compatible avec la chronologie de construction du pieu et de sa mise en charge par l'ouvrage.

Pour clore ces réflexions, on peut se demander, compte tenu du traitement auquel le sol est soumis lors de la mise en œuvre des pieux et des phénomènes consécutifs qui s'y développent, si, sous charge appliquée, on ne sollicite pas rapidement et de manière importante, le squelette solide du sol ; on serait alors pratiquement dans une situation de comportement à long terme. Une telle idée n'est pas nouvelle, puisque V.N. Vijayvergiya et al. [25], dès 1972, se sont livrés à l'examen de 43 pieux métalliques battus dans de l'argile pour lesquels ils ont écrit le frottement sous la forme :

$$Q_s = \lambda (\bar{\sigma}_m + 2 \bar{c}_m) \bar{A}_s$$

où : $\bar{\sigma}_m$ est la contrainte verticale effective moyenne le long du pieu,

\bar{c}_m est la cohésion moyenne non drainée le long du pieu,

\bar{A}_s est la surface latérale,

λ un coefficient sans dimension.

Cette formulation, au premier abord pour le moins curieuse, qui jumelle des contraintes effectives et totales, montre le rôle essentiel de la contrainte effective ; elle rappelle d'ailleurs l'expression générale pour un sol cohérent (caractérisé par c' , ϕ' , ou c_{uu} et ϕ_{uu}) que l'on trouve dans l'ouvrage de

D. Graux [26], $Q_f = \left(\frac{1}{2} \gamma' D s_3 + c' s_5 \right) P \times D$, où

D est la hauteur du pieu, P son périmètre et s_3 et s_5 des coefficients sans dimension, fonction de l'angle de frottement interne du sol.

Les comparaisons faites par les auteurs avec d'autres règles de calcul utilisées à l'époque en offshore et basées sur la seule cohésion, ont montré la supériorité de leur approche pour les prévisions de la capacité portante. Cependant, le coefficient λ est apparu comme une fonction décroissante de la longueur, valant 0,4 pour des pieux courts, contre 0,1 pour des éléments atteignant 70 m, constatation pour laquelle des explications restaient à trouver ; parmi celles-ci, étaient évoquées la dégradation du frottement pour des pieux battus extrêmement longs, s'accompagnant d'une baisse du terme $K \tan \phi_a$, ou bien la mobilisation d'une résistance de cisaillement de pic atteinte pour des déplacements extrêmement faibles, puis baissant progressivement à des résistances de cisaillement résiduel

pour des pieux longs qui sont relativement compressibles. Mais une justification peut être simplement apportée avec un comportement à court terme, en considérant une variation linéaire de la cohésion c_u avec la profondeur qui montre alors que le terme λ varie comme $(1/L)^{0.5}$, où L est la longueur du pieu.

Conclusions

À l'issue de cette analyse comparative des méthodes de calcul du frottement latéral le long des pieux, basées sur les essais pressiométriques ou les caractéristiques de cisaillement, on peut tirer un certain nombre d'enseignements qui ne peuvent qu'inciter à une grande humilité dans les prévisions que l'on est appelé à faire.

Les années d'expérimentations menées sur des fondations profondes chargées statiquement montrent qu'un nombre très important de facteurs interviennent, dont l'influence n'est pas toujours prévisible, même qualitativement, par la simple intuition.

Il est apparu, tant en France où l'on a privilégié le pressiomètre qu'à l'étranger, que le nombre de résultats obtenus n'a fait que croître en même temps que la dispersion entourant les différentes expressions généralement simples qui ont pu être proposées.

Il apparaît, en tout cas, qu'il n'existe pas à notre avis de différence fondamentale dans les deux approches qui ont été examinées, même si les expressions rendant compte du frottement q_s en fonction de la pression limite p_1 ou de la contrainte verticale paraissent totalement étrangères et indépendantes, ce qui n'est pas le cas.

Il est vraisemblable que, pour les pieux très longs, ni l'une, ni l'autre méthode ne soit très satisfaisante, sans doute pessimiste avec l'approche pressiométrique ou au contraire optimiste pour l'approche classique par c et ϕ .

— RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES —

- [1] COMBARIEU O. (1996), L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **203**, pp. 61-73.
- [2] FASCICULE 62 - titre V (1993), *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil*, CCTG applicable aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Équipement.
- [3] DTU 13.2 (1992), *Fondations profondes pour le bâtiment*, Norme AFNOR **P 11-212**.
- [4] MÉNARD L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, **5**, pp. 9-32.

- [5] MÉNARD L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques - Seconde partie, *Sols-Soils*, **6**, pp. 9-27.
- [6] MÉNARD L. (1965), *Notice générale D 60*, Centre d'Études géotechniques, 41 pages.
- [7] FOND 72 (1972), *Fondations courantes d'ouvrages d'art*, LCPC-SETRA, Ministère de l'Équipement, chapitre 5.2.
- [8] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1981), Prédiction de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, **113**, pp. 83-108.
- [9] SETRA-LCPC (1985), *Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats pressiométriques*, Ministère de l'Équipement, 32 pages.
- [10] Note d'information (1995), Utilisation des pieux exécutés suivant le procédé STARSOL dans les fondations d'ouvrages d'art, *SETRA. Ouvrages d'art*, **19**, juin, 13 pages.
- [11] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1994), Contribution au dimensionnement des pieux vissés, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **191**, pp. 41-53.
- [12] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1998), *Proceedings of the 3rd international geotechnical seminar on deep foundations on bored and auger piles / Ghent / Belgium / 19-21 octobre*.
- [13] COMBARIEU O. (1997), Capacité portante des fondations superficielles, pressiomètre et essais de laboratoire, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **211**, pp. 53-72.
- [14] BRUCY F. (1991), *Comportement de la colonne de sol des pieux battus tubulaires ouverts*, Conférence à l'Institut français du pétrole, 21 juin.
- [15] IREX (Institut pour la recherche appliquée et l'expérimentation en génie civil) (1996), *Projet national TUBA*, Journée de présentation des résultats, Paris, 20 février.
- [16] MATSUMOTO T., TAKEI M. (1991), Effects of soil plug on behaviour of driven pipe piles, *Soils and foundations*, vol. 31, **2**, pp. 14-34.
- [17] KISHIDA T., FUKAYA T., HANZAWA H. (1986), Development of the friction meter for evaluating the skin friction of a pile, *Soils and foundations*, vol. 26, **1**, pp. 122-128.
- [18] COMBARIEU O., MORBOIS A., RICHARD D. (1996), L'autoroute A29, le viaduc de Mirville, des fondations très spéciales, *Revue Travaux*, **725**, *Sols et fondations*.
- [19] ROBERT Y. (1997), A few comments on pile design, *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 34, **4**, pp. 560-567.
- [20] SEIDEL J.P., HABERFIELS C.M. (1995), The axial capacity of pile sockets in rocks and hard soils, *Ground engineering*, pp. 33-38.
- [21] KULHAWY F.H., PHOON K.K. (1993), Drilled shaft side resistance in clay soil to rock, Proc., Conference on design and performance of deep foundations, *Geotechnical Special Publication*, **38**, ASCE, pp. 172-183.
- [22] FORAY P. (1997), *Rappel des mécanismes d'interaction*, Fondations et travaux spéciaux. Formation continue ENPC.
- [23] TOMLINSON M.J. (1995), *Foundation design and construction*, 6e éd., chapitre 7, Longman éditeur.
- [24] CUNNINGHAM M. (1996), *Piling on the pressure*, Report on the joint BGS/Offshore Engineering society, *Ground engineering*, pp. 31-33.
- [25] VIJAYVERGIYA V.N., FOCHT J.A. (1972), *A new way to predict capacity of piles in clay*, Fourth annual offshore technology conference, Houston, pp. 865-874.
- [26] GRAUX D. (1967), *Fondations et excavations profondes, Tome 1, Géotechnique appliquée*, éd. Eyrolles, chapitre 10.

ABSTRACT

Estimation of lateral soil-pile friction using a pressuremeter and shear characteristics

O. COMBARIEU

This paper surveys 35 years of French use of the pressuremeter test to determine the lateral friction along piles. The two currently applicable regulations (one for civil engineering and the other for building construction) which are due to be harmonized in the near future are then compared to forecasting methods based on the characteristics of shear, angle of friction and cohesion. The author demonstrates that the different formulations of friction do not always contain all the contradictions described by advocates of the different methods.

The author examines the problems and questions associated with forecasting friction, which is frequently the major component of the bearing capacity of a pile. In the vast majority of cases knowledge of this in the short term is sufficient. Consideration is given to the specific behaviour of driven metallic tube piles and this results in some suggestions for their design.