

Interprétation de l'essai au Phicomètre (®)

Interpretation of the Phicometer (®) test

Gérard PHILIPPONNAT et Moulay ZERHOUNI

Directeur technique et Ingénieur à SOPENA-SA*

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 3-28 (octobre 1993)

Résumé

Les recherches effectuées en 1990-1991 sur l'essai au Phicomètre ont permis de préciser son interprétation et d'entrevoir d'autres développements. Trois sujets sont présentés :

— les résultats comparatifs avec des essais classiques de cisaillement en laboratoire ainsi que des recommandations pour l'interprétation de l'essai ;

— un essai in situ, dérivé de l'essai au Phicomètre, permettant la simulation de l'arrachement d'une inclusion rigide dans le sol. Cet essai de frottement latéral à volume constant permet de mieux observer le comportement du sol à l'interface sol-inclusion et notamment les phénomènes de dilatance ou de contractance empêchés qui peuvent se manifester. A partir de la loi de frottement déduite de l'essai et caractérisée par l'adhérence a et l'angle de frottement δ , une première approche permettant de déterminer q_s est testée ;

— une utilisation conjointe de l'essai au Phicomètre et au pressiomètre en vue d'une meilleure estimation du frottement latéral des inclusions.

Il a été établi la formule suivante :

$$q_s = \beta c_i + p_c \cdot \tan \Phi_i$$

Où, Φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion du sol mesurés in situ à l'aide du Phicomètre, β et p_c sont des coefficients fonction du type de pieu et de la pression limite du sol mesurée au pressiomètre.

Les valeurs numériques permettant de calculer q_s pour les principaux types d'inclusions (pieux, tirants, clous passifs) sont fournies, ainsi qu'un jeu d'abaques permettant d'obtenir directement β et p_c .

Abstract

The research carried out in 1990-1991 allowed a better interpretation of the Phicometer test and to expect others applications. Three subjects are exposed :

— Comparative data with classical shearing tests. The results and recommendations for the interpretation of the test are brought up.

— An in situ test, derived from the Phicometer, and simulating the extraction of a rigid inclusion from the soil is presented.

This constant volume skin friction test allows a better understanding of the soil behaviour at the interface and especially the dilatancy or contractance phenomena that can appear.

From the friction relation given by the test, which is defined by an adhesion a and a friction angle δ , a first approach to the determination of q_s is evaluated.

— The use together of the Phicometer and the pressuremeter tests in order to obtain a better determination of the lateral skin friction has been analysed.

The relation $q_s = \beta c_i + p_c \cdot \tan \Phi_i$ is proposed, where Φ_i and c_i are the friction angle and the cohesion measured by the Phicometer, β and p_c are coefficients depending on the type of pile or inclusion and the limit pressure given by the pressuremeter.

Both numerical values and abacuses to calculate q_s for the main types of inclusions are given.

® Brevet n° 85 09466 - marque déposée.

* SOPENA, 5, rue Vincent-Chevard, BP 169, 28003 Chartres.

INTRODUCTION

Un important programme de recherches appliquées a été réalisé en 1990-1991 dans le cadre d'un contrat ANVAR.

Les principaux résultats de cette recherche sont décrits dans le présent article qui se divise en trois parties.

- interprétation de l'essai au Phicomètre — Corrélations avec les caractéristiques usuelles ;
- essais de frottement latéral in situ à volume constant ;
- contribution à l'estimation du frottement latéral sur les inclusions.

1. CORRÉLATIONS AVEC LES CARACTÉRISTIQUES USUELLES

1.1. Préambule

L'utilisation du Phicomètre permet d'obtenir un angle de frottement et une cohésion mesurés in situ qui ont été désignés par Φ_i et c_i . Mais il faut être conscient que si ces paramètres reflètent une loi de comportement du sol au cisaillement, cette loi est liée à la méthode d'essai.

Si la possibilité de mesurer ces paramètres dans des sols où les essais classiques de laboratoire sont défailtants est un progrès indéniable, il n'en reste pas moins qu'il convient de comprendre à quel type de comportement ces valeurs correspondent afin de les utiliser à bon escient.

Il faut rappeler que les essais au Phicomètre sont du type « court-terme », c'est-à-dire que l'essai est drainé dans les sols perméables et non drainé dans les argiles ; les sols de perméabilité intermédiaire (limons par exemple) conduisent à un drainage partiel. De ce fait, il a été proposé de considérer directement les valeurs de Φ_i et c_i pour les calculs de stabilité en phase provisoire. A défaut de mesure directe en laboratoire des caractéristiques drainées Φ' et c' , une estimation de ces valeurs peut être obtenue à l'aide de règles provisoires (PHILIPPONNAT, 1987). Toutefois, il était utile de comparer à nouveau les résultats de cet essai avec ceux obtenus en laboratoire.

1.2. Programme de recherches

Des travaux ont été effectués sur un certain nombre de sites expérimentaux dans le cadre d'un programme de recherches et ont apporté de nombreux renseignements.

Les comparaisons ont porté pour l'essentiel entre essais au Phicomètre (Φ_i , c_i) d'une part et essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande d'autre part :

- essais non consolidés rapides (vitesse de cisaillement 1,2 mm/mn) dont les résultats sont exprimés par Φ_u et c_u ;
- essais de cisaillement consolidés lents (vitesse ≤ 2 $\mu\text{m}/\text{mn}$) donnant Φ' et c' .

De plus, quelques comparaisons ont été également faites avec des essais à l'appareil triaxial.

Les sites expérimentaux et la principale formation rencontrée étaient les suivants :

- site de Breval (sable de Fontainebleau) ;
- site de Villenoble (argile verte glissée avec inclusions gypseuses) ;
- site de Provins (argile plastique raide) ;
- site de Marne-la-Vallée (marne verte et marne de Pantin) ;
- site de Mirecourt (argile).

S'ajoutent à ces résultats ceux obtenus sur le site de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées du Rheu près de Rennes (sable pliocène).

1.3. Caractéristiques à court terme — Comparaison avec les caractéristiques non consolidées rapides (Φ_u et c_u)

1.3.1. Angle de frottement

La figure 1.1 présente les comparaisons effectuées sur l'angle de frottement interne, tous types de sols confondus.

Il convient tout d'abord de noter que les modifications apportées à partir de 1990 au matériel et au mode opératoire de l'essai (version 3-2) conduisent à des résultats beaucoup plus « purs » dans les sols argileux ; c'est-à-dire à des angles de frottement Φ_i voisins de zéro dans les argiles saturées, associés à des cohésions plus élevées et plus proches des valeurs de c_u notamment dans les argiles raides.

De ce fait, les essais effectués avec l'ancien mode opératoire ont été distingués des nouveaux essais. C'est la raison pour laquelle il n'est donné sur la figure 1.1 que la moyenne des 23 essais comparatifs effectués avant 1990.

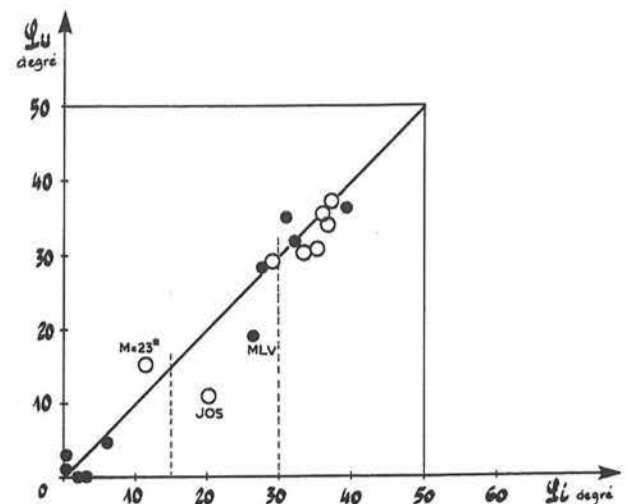


Fig. 1.1. — Estimation de Φ_u à partir du Phicomètre.
Fig. 1.1. — Estimation of Φ_u from Phicometer test.

On constate que les points sont essentiellement répartis en deux groupes :

- les sols argileux ($\Phi_1 < 15^\circ$);
- les sols frottants ($\Phi_1 > 30^\circ$).

Pour ces deux catégories de sols la correspondance est très satisfaisante, ce qui confirme le caractère « court terme » de l'essai, en particulier le non-drainage dans les sols argileux et le drainage très rapide dans les sols sableux.

Le cas particulier des sols intermédiaires tels les limons est analysé plus loin.

1.3.2. Cohésion des sols argileux

La figure 1.2 présente une comparaison entre les cohésions c_u et c_i pour les sols argileux caractérisés par un angle de frottement in situ Φ_1 inférieur à 15° . Sur cette figure est représenté le rapport c_u/c_i en fonction des valeurs de c_i mesurées.

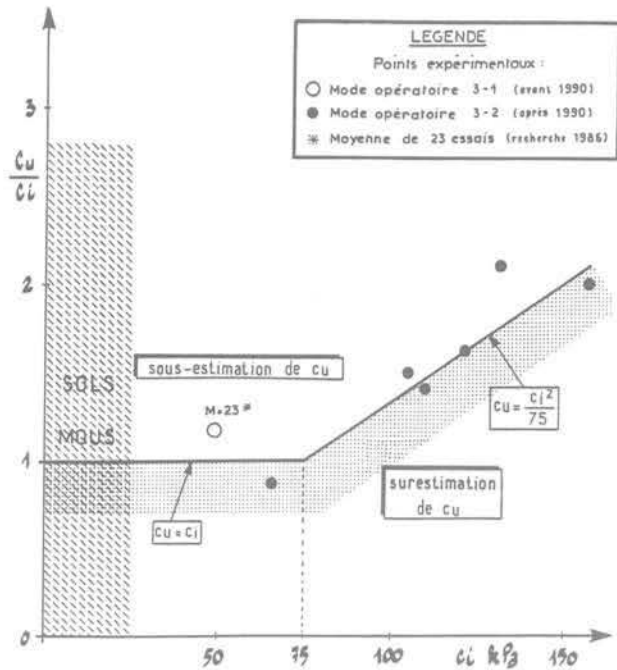


Fig. 1.2. — Estimation de c_u à partir du Phicomètre pour les sols argileux ($\Phi_1 < 15^\circ$).

Fig. 1.2. — Estimation of c_u from Phicometer test for clayey soils ($\Phi_1 < 15^\circ$).

La cohésion mesurée au Phicomètre s'apparente à une cohésion de palier, c'est-à-dire après radoucissement du sol et non à une valeur de pic.

Les nouveaux résultats montrent que la cohésion non drainée c_u est d'autant plus sous-estimée que l'argile est raide; cette constatation paraît logique, puisque l'écart entre pic et palier augmente avec la surconsolidation de l'argile. Cependant, une corrélation entre c_i et c_u peut être dégagée à partir des essais réalisés.

Les quelques résultats qui ont pu être rassemblés sur les sols frottants conduisent à une valeur de c_u voisine de c_i (fig. 1.3).

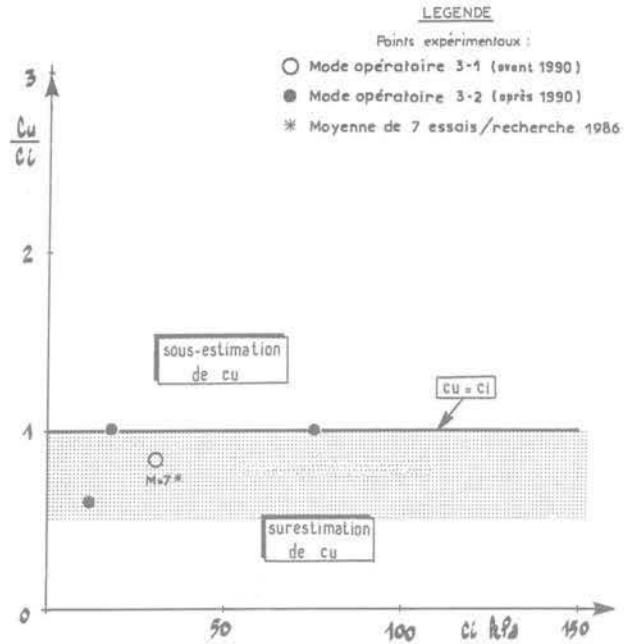


Fig. 1.3. — Estimation de c_u à partir du Phicomètre pour les sols frottants et cohérents ($\Phi_1 > 30^\circ$).

Fig. 1.3. — Estimation of c_u from Phicometer test for both granular and cohesive soils ($\Phi_1 > 30^\circ$).

Enfin l'essai effectué dans la Marne de Pantin (fig. 1.4) confirme le drainage partiel qui se produit dans les sols à perméabilité intermédiaire déjà mis en évidence dans les limons de Jossigny (fig. 1.5).

En définitive, ces résultats confirment le fait que les caractéristiques mesurées correspondent à une résistance au cisaillement à court terme. Toutefois, une correction peut être apportée pour estimer la cohésion non

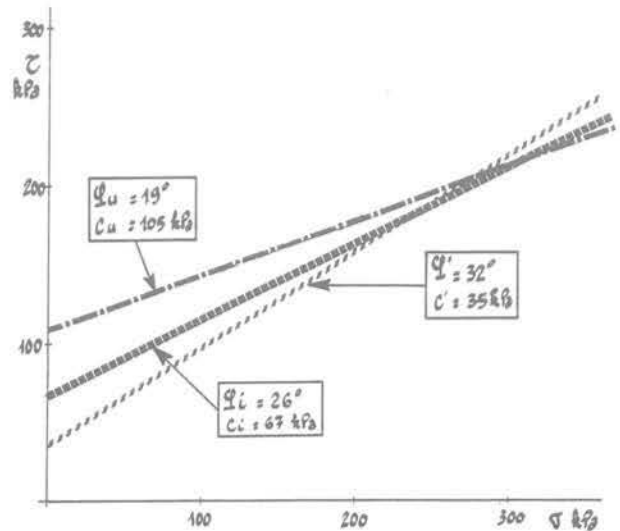


Fig. 1.4. — Marne blanche (Marne-la-Vallée) — $\Phi_1 = 26^\circ$; comparaison de différents types d'essai.

Fig. 1.4. — White marl (Marne-la-Vallée) — $\Phi_1 = 26^\circ$; comparaison between several kind of tests.

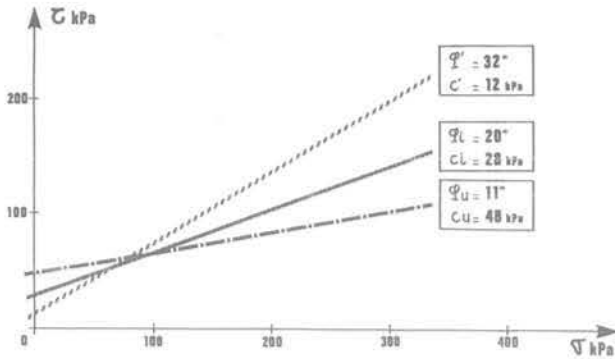


Fig. 1.5. — Limon (Jossigny) — $\Phi_i = 20^\circ$; comparaison de différents types d'essai.
 Fig. 1.5. — Silt (Jossigny) — $\Phi_i = 20^\circ$; comparaison between several kind of tests.

drainée c_u des argiles raides à l'aide des relations pratiques suivantes :

- sols argileux $\Phi_i < 15^\circ$;
- estimation de la cohésion non-drainée :
 - pour $c_i < 75 \text{ kPa}$ $c_u = c_i$
 - pour $c_i > 75 \text{ kPa}$ $c_u \text{ (kPa)} = \frac{c_i^2}{75}$

Sur les figures 1.2 et 1.3 sont représentées deux zones. Selon que les points expérimentaux se situent dans l'une ou l'autre de ces zones, le calcul de c_u par application des règles précédentes à partir des mesures de Φ_i et c_i effectuées sur les sites expérimentaux aurait conduit à une sous-estimation ou à une surestimation de cette caractéristique.

Il est possible de vérifier que pour les sols argileux (fig. 1.2) la règle proposée est bien cadrée sur les points expérimentaux et plutôt conservative.

Pour les sols granulaires (fig. 1.3), il n'en est pas tout à fait de même ; le nombre de comparaisons est insuffisant pour proposer une règle plus fine. Nous ne pouvons qu'approuver les recommandations CLOUTERRE (1991) à ce sujet (cf. p. 163) : « Si le prélèvement d'échantillon intact s'avère impossible, on utilisera le Phicomètre, tout en prenant avec beaucoup de précautions la valeur obtenue pour la cohésion c ».

1.4. Estimation des caractéristiques effectives

Bien qu'en dehors des sols granulaires il soit difficile de rechercher une justification théorique à une relation entre les caractéristiques effectives des sols et les caractéristiques mesurées dans l'essai au Phicomètre, il est apparu intéressant de comparer ces deux groupes de valeurs à des fins purement pratiques.

La figure 1.6 présente la comparaison entre les valeurs expérimentales de Φ' et Φ_i ainsi que la relation proposée (ligne brisée en trait plein). Cette ligne partage

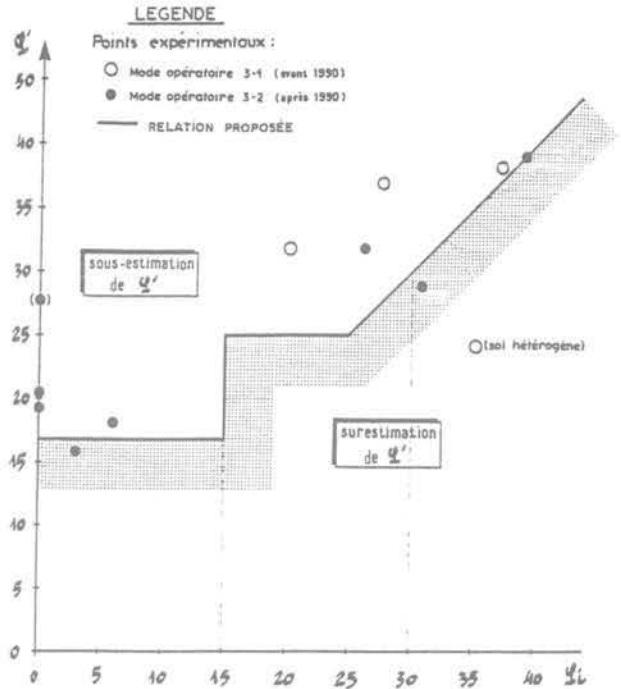


Fig. 1.6. — Estimation de Φ' à partir du Phicomètre.
 Fig. 1.6. — Estimation of Φ' from Phicometer test.

le diagramme en deux zones. Les points représentatifs des couples d'essais ayant fourni les valeurs de Φ' et Φ_i sont pratiquement tous situés dans la zone de sous-estimation avec la même définition que précédemment. Il apparaît donc que la nouvelle relation proposée permet d'obtenir à partir de la valeur mesurée de Φ_i une estimation plutôt conservative mais assez satisfaisante de Φ' .

Par rapport à la règle proposée en 1987, les différences sont modestes et les nouveaux essais comparatifs ont dans l'ensemble confirmé ces recommandations.

La figure 1.7 présente une comparaison entre les valeurs expérimentales de c' et c_i ainsi que la relation proposée. Sur cette figure le rapport c'/c_i a été représenté en fonction de Φ_i . On constate que si la dispersion est *a priori* importante, ce rapport semble diminuer lorsque Φ_i augmente. La règle proposée pour estimer c' à partir de c_i apparaît conservative mais ceci est indispensable, compte tenu de la dispersion et des risques que peut entraîner une surestimation de c' .

Toujours sur la figure 1.7, il a été indiqué au droit de chaque point figuratif des résultats expérimentaux, la valeur de la cohésion effective c' mesurée en laboratoire et entre parenthèses la valeur estimée à partir de Φ_i par la relation proposée. Le lecteur pourra constater que les écarts entre ces valeurs ne sont pas si importants que le laisserait penser un examen rapide de la figure.

Les règles retenues pour estimer les caractéristiques effectives des sols sont données dans le tableau I.1.

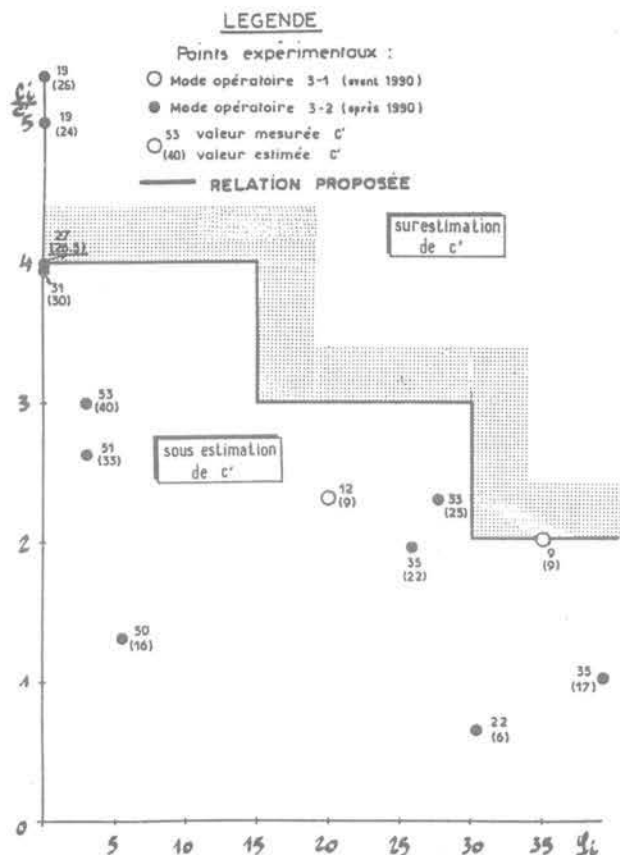


Fig. 1.7. — Estimation de c' à partir du Phicomètre.

Fig. 1.7. — Estimation of c' from Phicometer test.

Tableau 1.1. — Estimation des caractéristiques effectives.

ϕ_i (deg)	c_i kPa	Nature du sol	Estimation	
			ϕ' (deg)	C' (kPa)
≤ 15	$-^*$	Argile molle*	17	0
	≥ 20	Argile moyenne à raide	17	$c_i/4$
> 15 et ≤ 30	< 20	Autres sols lâches*	** max (25, ϕ_i)	0
	≥ 20	Limon, complexes argilo-sableux marnes argileuses	** max (25, ϕ_i)	$c_i/3$
> 30	< 10	Sols granulaires	ϕ_i	0
	≥ 10	Sols granulaires et cohérents sauf roches tendres	ϕ_i	$c_i/2$
(> 25)	$-^*$	Roches tendres*	ϕ_i	$> c_i$

* Sols en dehors du domaine d'application de l'essai

** $\phi' = 25^\circ$, si $\phi_i \leq 25^\circ$ et $\phi' = \phi_i$, si $\phi_i > 25^\circ$.

1.5. Conclusion

L'essai de cisaillement in situ au Phicomètre est utilisé depuis maintenant six ans et il contribue à la connaissance du comportement des sols que le géotechnicien a besoin d'appréhender pour mener à bien ses projets.

Le Phicomètre présente un intérêt particulier pour l'étude des sols difficilement prélevables et manipulables en laboratoire, et ces sols sont nombreux. Il présente également l'avantage, comme les autres essais in situ, de pouvoir être facilement fait en nombre suffisant pour prendre en compte la plus ou moins bonne homogénéité du terrain. Dans cette optique, les corrélations qui ont été présentées ici permettent une estimation des caractéristiques de calcul nécessaires. Il appartient toutefois au géotechnicien de les utiliser avec discernement, et cette approche ne saurait se substituer aux essais de cisaillement rectilignes ou triaxiaux en laboratoire, lorsque ceux-ci sont réalisables dans des conditions satisfaisantes, notamment pour la détermination des caractéristiques effectives.

2. ESSAIS DE FROTTEMENT LATÉRAL À VOLUME CONSTANT

2.1. Introduction

Plusieurs problèmes de géotechnique font intervenir le frottement mobilisé à l'interface entre une inclusion rigide et le sol. On peut citer par exemple, les pieux, les tirants, les clous, etc.

La connaissance de ce frottement entre le sol et l'inclusion, communément appelé frottement latéral reste très délicate. En effet, celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels la nature du sol, la qualité de l'interface, la rugosité de l'inclusion, son mode de mise en place et bien entendu la contrainte normale régnant à l'interface durant la sollicitation.

Le paragraphe présente un nouvel essai in situ : l'essai de frottement latéral à volume constant.

L'utilisation de cet essai a pour but essentiel de permettre une meilleure connaissance de la contrainte normale et de sa relation avec le frottement latéral limite mobilisable.

Un autre intérêt réside dans la meilleure compréhension du comportement du sol à l'interface et, de là, à mieux apprécier les phénomènes conduisant à la mobilisation du frottement.

2.2. Principe de l'essai et appareillage

Cet essai est un essai in situ directement dérivé de l'essai au Phicomètre. Il consiste à reproduire le comportement à l'arrachement d'une inclusion dans le sol afin de mieux cerner l'interaction entre le sol et la structure, notamment à l'interface (PHILIPPONNAT et ZERHOUNI, 1991).

L'appareillage utilisé est celui du Phicomètre (PHILIPPONNAT, 1986), les seules différences résident d'une part, dans la forme de la partie de mesure de la sonde dont la face extérieure ne comporte plus d'anneaux débordants, mais est simplement striée de manière régulière afin d'augmenter sa rugosité (fig. 2.1) et d'autre part dans le mode opératoire de l'essai.

En effet, ce dernier consiste à placer la sonde dans un forage préalable, y appliquer une pression initiale p_{n0} (inférieure à la pression de fluage estimée du sol), puis à arracher la sonde à une vitesse constante de 2 mm/mn, tout en maintenant son volume constant (circuit d'eau fermé).

L'effort d'arrachement résultant et la pression régnant dans la sonde sont relevés à intervalles réguliers (tous les mm d'arrachement).

Dans le but de définir correctement la loi de frottement sol-inclusion, différentes valeurs croissantes de p_{n0} sont appliquées.

La contrainte de frottement moyenne q_f est donnée par :

$$q_f = T/S$$

S étant la section corrigée du cylindre où se produit le frottement, T l'effort d'arrachement mesuré à un instant donné et P_n la pression normale corrigée régnant à l'interface sol-inclusion, au même instant.

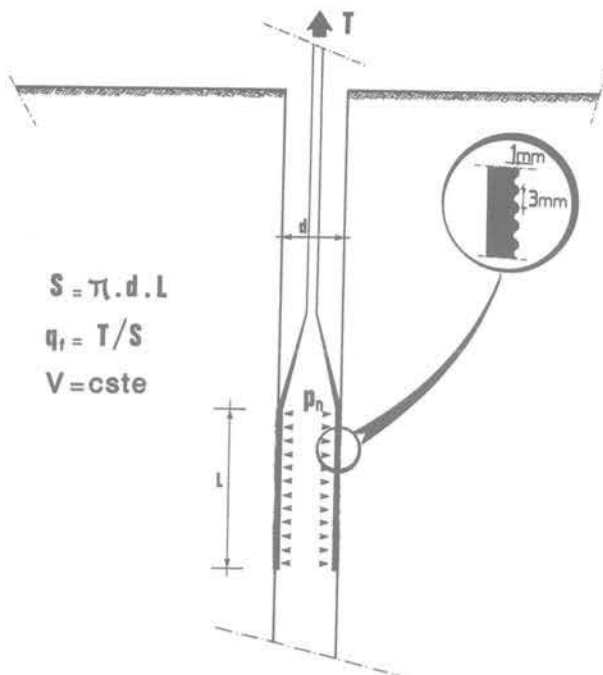


Fig. 2.1. — Principe de l'essai.

Fig. 2.1. — Test principle.

2.3. Expérimentations sur site

Quatre sites expérimentaux, représentant une gamme variée de natures de sol, ont été retenus pour effectuer des essais de frottement latéral à volume constant.

Les caractéristiques d'identification et mécaniques des sols étudiés (au pressiomètre, au Phicomètre et de cisaillement direct non consolidé rapide) sont résumées dans le tableau 2.1.

La craie sableuse du site de Tours présente un comportement de roche tendre, caractérisé notamment par une non-dégradabilité dans l'eau (délitage). De plus, elle présente un caractère fragile et une sensibilité élevée au remaniement.

L'argile de Provins est une argile plastique fortement surconsolidée. La reconnaissance effectuée a mis en évidence une légère hétérogénéité avec la profondeur, notamment de teneur en eau.

L'argile verte du site de Marne-la-Vallée fait partie de l'horizon des marnes vertes de Sannoisien. L'homogénéité constatée de cette argile a permis de mettre en évidence une très bonne reproductibilité de l'essai de frottement latéral à volume constant.

La marne blanche provient de l'horizon des marnes supragypseuses (marnes de Pantin). Sur le site étudié, celle-ci se caractérise par une compacité croissant avec la profondeur.

L'argile du site de Mirecourt s'est, quant à elle, révélée hétérogène. Toutefois, les essais qui y ont été effectués ont permis de vérifier la faisabilité de l'essai de frottement latéral à volume constant dans un sol de caractéristiques mécaniques assez faibles.

2.4. Résultats. Interprétation

Les résultats obtenus à l'essai de frottement latéral à volume constant sont représentés sous la forme de graphiques mettant en relation les différents paramètres pouvant intervenir dans la compréhension du phénomène de frottement.

Parmi ces paramètres, on peut citer : la pression normale moyenne p_n régnant à l'interface durant les arrachements, le rapport q_f/p_n (qui est à rapprocher du coefficient μ défini par SCHLOSSER et GUILLOUX, 1981) et l'effort d'arrachement moyen mobilisé q_f .

2.4.1. Craie sableuse, site de Tours

La figure 2.2 présente les résultats complets obtenus pour l'essai effectué à 10,5 m de profondeur. Le graphique (a) montre l'évolution de l'effort de frottement mesuré pour chaque palier d'arrachement réalisé. Pour le premier palier, l'effort maximum mobilisé n'est atteint qu'après un déplacement relativement important ; la surface rugueuse de la sonde de mesure ayant une longueur de 230 mm, le déplacement relatif est de l'ordre de 3 %.

Sur les paliers suivants, cet effort maximum est atteint plus rapidement et dépend de la valeur initiale de la pression normale p_{n0} .

Le graphique (c) donnant l'évolution du rapport q_f/p_n en fonction de δl confirme ces constatations, excepté le fait que q_f/p_n atteint une valeur pratiquement constante en fin d'arrachement ($q_f/p_n = 0,85$).

Tableau 2.1. — Caractéristiques d'identification et mécaniques des sites expérimentaux étudiés.

Lieu	Nature du sol	Caractéristiques pressiométriques moyennes en MPa	Caractéristiques moyennes Phicomètre		Caractéristiques d'identification	Cisaillement non consolidé rapide	
			Φ_1°	c_1 kPa		Φ_u°	c_u kPa
Tours	Craie sableuse (tuffeau de Touraine)	$E = 107$ $P_1 > 4,5$ $P_f = 2,5$	36	* n.m.	$w = 25$ à 30% $\gamma_d = 14$ à $15,4$ kN/m ³ $R_c = > 250$ kPa	30	420
Provins	Argile grise (raide)	$E = 35$ $P_1 = 1,8$ $P_f = 0,9$	2	135	$w_L = 40$ à 76% $W = 10$ à 24% $l_p = 30$ à 50 $\gamma_d = 16$ à 21 kN/m ³	0	260
Mirecourt	Argile limoneuse plastique (hétérogène)	$E = 4$ à 12 $P_1 = 0,4$ à 1 $P_f = 0,2$ à $0,7$	4	71	$w = 25$ à 44% $l_p = 40$ à 48 $w_L = 70$ à 80% $\gamma_d = 12$ à 16 kN/m ³	5	56
Marne-la-Vallée	Argile verte (Sannoisien)	$E = 19$ $P_1 = 1$ $P_f \approx 0,7$	0	105	$w = 33\%$ $l_p \approx 30$ à 48 $\gamma_d \approx 13,5$ kN/m ³ $w_L = 80$ à 90%	10	158
Marne-la-Vallée	Marne blanche (Marnes supragypseuses)	$E = 56$ à 97 $P_1 = 3,9$ à $4,3$ $P_f \approx 2,2$	26	67	$w = 40\%$ $l_p = 17$ à 25 $\gamma_d \approx 12,3$ kN/m ³	19	105

* Caractéristique non mesurable, sol en dehors du domaine d'utilisation du Phicomètre.

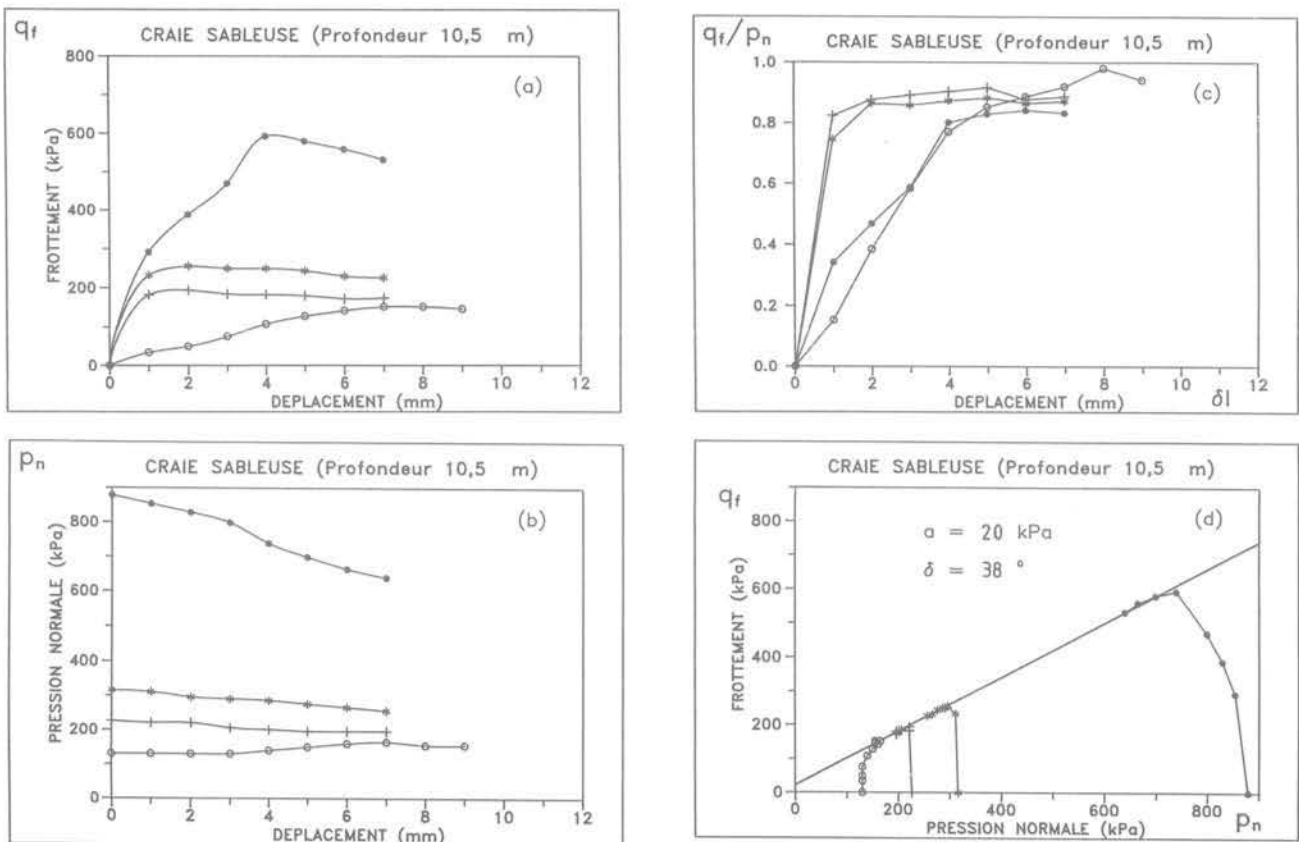


Fig. 2.2. — Essai de frottement latéral à volume constant dans la craie sableuse (site de Tours).

Fig. 2.2. — Constant volume skin friction test in a sandy chalk (site of Tours).

Le graphique (b) $p_n - \delta l$ fournit une indication sur les effets volumiques se produisant à l'interface sol-sonde ou sol-inclusion. En effet, étant donné que l'essai s'effectue à volume constant, la diminution ou l'augmentation de la pression normale traduit respectivement soit une contractance, soit une dilatance du sol à l'interface.

Pour cet essai, le premier palier montre une dilatance empêchée du sol à l'interface. En revanche, les paliers suivants (valeurs plus élevées de p_{n0}) montrent un passage graduel vers un comportement contractant du sol.

Ces tendances volumiques sont également mises en évidence sur le graphique (d) des chemins de contraintes $q_f - p_n$. En effet, ces derniers, après un départ quasiment vertical, s'incurvent vers la gauche (contractance) ou vers la droite (dilatance) et viennent s'aligner selon une loi classique de frottement,

$$q_f = a + p_n \cdot \text{tg} \delta$$

caractérisée par une adhérence a et un angle de frottement sol-inclusion δ . L'alignement obtenu conduit à un angle $\delta = 38^\circ$ et à une adhérence $a = 20$ kPa.

2.4.2. Argile raide, site de Provins

Pour ce site comme pour les suivants, seuls les courbes q_f/p_n en fonction de p_n et les chemins de contraintes q_f en fonction de p_n sont présentés ici.

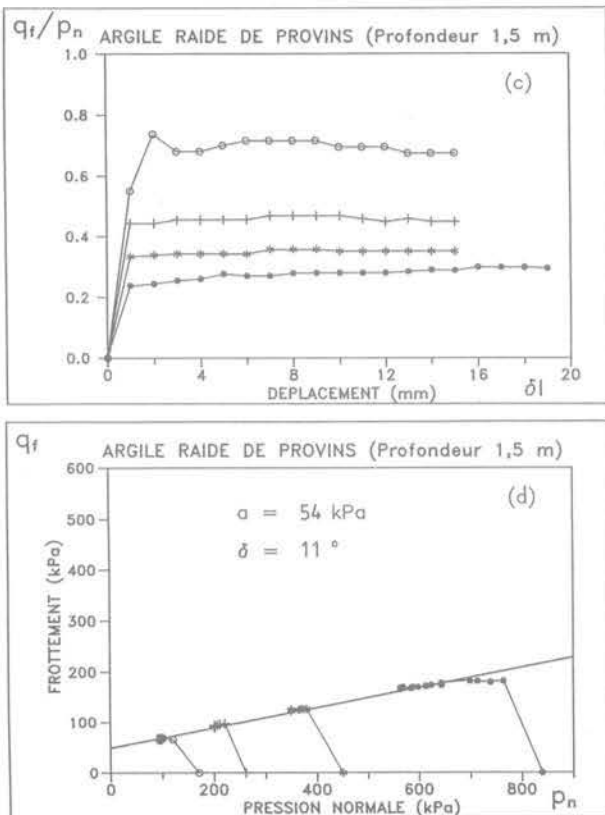


Fig. 2.3. — Essai de frottement latéral à volume constant dans l'argile raide (site de Provins).

Fig. 2.3. — Constant volume skin friction test in a stiff clay (site of Provins).

Les valeurs maximales de q_f sont rapidement atteintes. Ce maximum une fois atteint, reste pratiquement constant au cours de l'arrachement des trois premiers paliers. Il diminue légèrement pour le dernier palier. Cette diminution est probablement due à l'apparition du fluage du sol à ce niveau de pression.

Pour les trois premiers paliers effectués, il apparaît une contractance s'effectuant en début d'essai, puis une stabilisation jusqu'à la fin de l'arrachement. Le quatrième palier semble montrer une tendance plus marquée à la contractance.

Les chemins de contraintes obtenus (graphique d) permettent de définir une loi de frottement avec une adhérence $a = 54$ kPa et un angle de frottement sol-inclusion $\delta = 11^\circ$. Un point particulier du chemin de contrainte obtenu pour le premier palier d'arrachement montre une stabilisation (accumulation) des couples (q_f, p_n). Cette stabilisation devient moins marquée lorsque p_{n0} augmente.

2.4.3. Limon argileux, site de Mirecourt

Les courbes, effort d'arrachement — déplacement, obtenues montrent qu'il n'y a pratiquement aucune influence de la valeur initiale de p_n et que le rôle de l'adhérence devient prépondérant dans ce type de sol.

Il est à noter que l'évolution de la pression normale p_n pendant les arrachements montre, au cours du premier palier, une tendance à la dilatance avec une augmentation de p_n en début d'arrachement, alors que les paliers suivants font apparaître plutôt une tendance à la contractance du sol à l'interface.

Les chemins de contraintes (graphique d) correspondant aux deux premiers paliers font apparaître un pic de l'effort de frottement. On observe, en outre, une stabilisation du couple (q_f, p_n) pour le premier palier. a et δ obtenus sont respectivement de 64 kPa et 3° .

2.4.4. Argile verte, site de Marne-la-Vallée

Les courbes, effort d'arrachement — déplacement, présentent des pics beaucoup plus marqués pour les faibles valeurs de p_{n0} . Sur les trois derniers arrachements, la valeur maximale enregistrée est pratiquement identique (environ 60 kPa) et est indépendante des valeurs initiales de p_{n0} .

La variation de la pression normale au cours des arrachements montre une tendance à la contractance du sol à l'interface et ceci malgré l'apparition de pics dans l'effort d'arrachement q_f .

Les chemins de contraintes obtenus présentent également des pics en q_f et viennent s'aligner selon une loi de frottement ayant comme caractéristiques une adhérence $a = 11$ kPa et un angle de frottement sol-inclinaison $\delta = 5^\circ$. Cependant, si l'on considère les valeurs maximales de q_f (pics), l'alignement donne $a = 44$ kPa et $\delta = 2^\circ$.

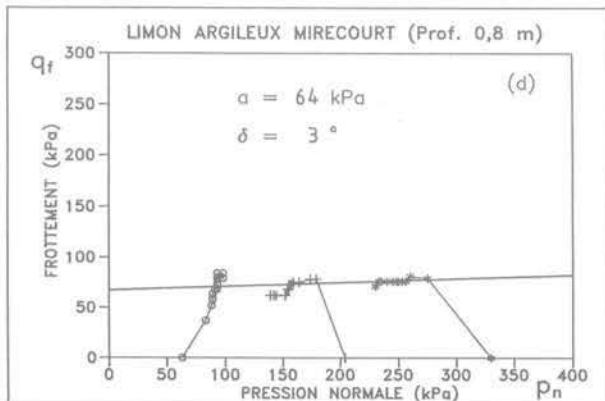
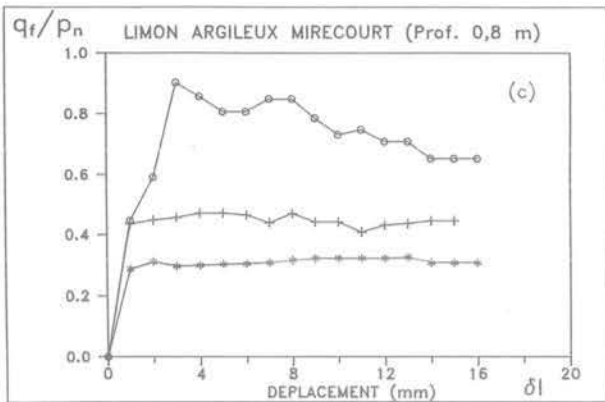


Fig. 2.4. — Essai de frottement latéral à volume constant dans le limon argileux (site de Mirecourt).

Fig. 2.4. — Constant volume skin friction test in a clayey silt (site of Mirecourt).

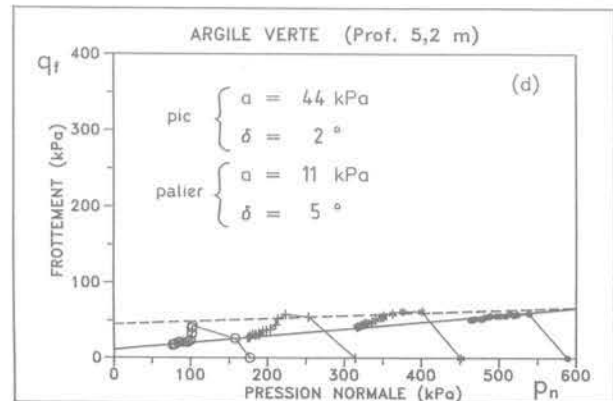
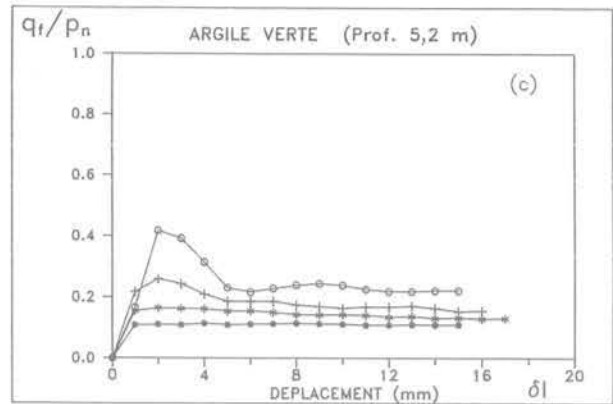


Fig. 2.5. — Essai de frottement latéral à volume constant dans l'argile verte (site de Marne-la-Vallée).

Fig. 2.5. — Constant volume skin friction test in a green clay (site of Marne-la-Vallée).

2.4.5. Marne blanche, site de Marne-la-Vallée

Sur les quatre arrachements successifs réalisés, la courbe effort d'arrachement — déplacement présente un pic obtenu très rapidement. Ensuite une décroissance importante de cet effort est observée ; malgré des déplacements élevés celle-ci ne semble pas se stabiliser.

L'évolution du rapport q_t/p_n au cours des arrachements ne présente pas de pic et les courbes tendent approximativement vers une valeur constante de q_t/p_n de l'ordre de 0,5. Les variations de p_n mettent en évidence une tendance à la contractance du sol à l'interface, quelle que soit la valeur de p_{n0} .

Les chemins de contraintes (graphique d) viennent tous s'aligner et définissent une loi de frottement unique avec une adhérence $a = 9$ kPa et $\delta = 26^\circ$.

2.5. Relation entre q_t , p_n et q_s

Dans l'estimation du frottement latéral unitaire q_s des pieux, l'une des principales difficultés réside dans la détermination de la contrainte normale initiale et de son évolution pendant la mobilisation du frottement.

L'un des intérêts de l'essai de frottement latéral à volume constant est de permettre la définition de la loi de frottement sol-inclusion pour une inclusion-type

qu'est la sonde rugueuse utilisée sous des conditions données. Une approche pratique consiste à effectuer, à partir des résultats obtenus, des corrélations entre les valeurs de q_s — données par les recommandations SETRA-LCPC (1985) — et les valeurs de q_t calculées à partir de la loi de frottement déduite de l'essai. Pour ce faire, on admet que pour chaque type de pieu il ne correspond qu'une seule valeur de p_n appelée p_{np} que l'on peut cerner par calage statistique.

Les résultats des essais réalisés sur les sites décrits précédemment conduisent aux valeurs de p_{np} données dans le tableau 2.II. Celles-ci s'échelonnent selon les types de pieux entre 85 et 500 kPa.

A partir de ces valeurs, le calcul de q_s est obtenu par :

$$q_s = a + p_{np} \cdot \text{tg} \delta$$

Les comparaisons entre les valeurs de q_s données par les recommandations SETRA-LCPC et les valeurs de q_s déduites de l'essai de frottement sont reportées sur les figures 2.7.

La figure 2.7a représente les valeurs obtenues pour les différents types de pieux donnés dans le tableau 2.II pour les sols étudiés à l'exception de la marne blanche. La comparaison montre une assez bonne corrélation sauf pour deux types de pieux (injectés haute pression et puits) dans la craie sableuse où l'essai surestime la valeur de q_s .

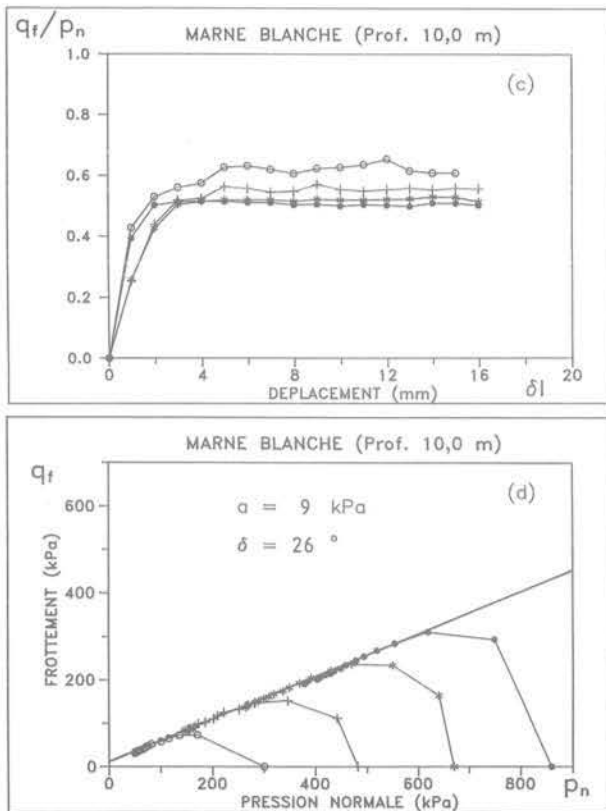


Fig. 2.6. — Essai de frottement latéral à volume constant dans la marne blanche (site de Marne-la-Vallée).

Fig. 2.6. — Constant volume skin friction test in a white marl (site of Marne-la-Vallée).

Tableau 2.II. — Valeurs de p_{np} pour différents types de pieux.

Type de pieu	Valeur de P_{np} considérée (kPa)
Foré tubé (tubage perdu)	85
Foré simple Foré boue Foré tubé (récupéré)	110
Métal battu (tube fermé) Battu préfabriqué (fût béton)	190
Foré tubé (récupéré) à sec, non louvoyé	210
Battu moulé	220
Battu enrobé Injecté basse pression	290
Puits	310
Foré boue avec réalésage	320
Foré simple avec réalésage	350
Injecté haute pression	500

Pour la marne blanche (fig. 2.7b) la corrélation est moins bonne. Les valeurs déduites de l'essai sont sensiblement plus faibles que celles fournies par les recommandations SETRA-LCPC. On peut penser que le cas des sols marneux doit être examiné à part, tout comme dans la méthode combinant les résultats d'essais au pressiomètre et au Phicomètre, méthode présentée ci-après. Une correction sur les valeurs de p_{np} pourrait être apportée lorsque le nombre d'essais effectués dans ce type de sols sera plus représentatif.

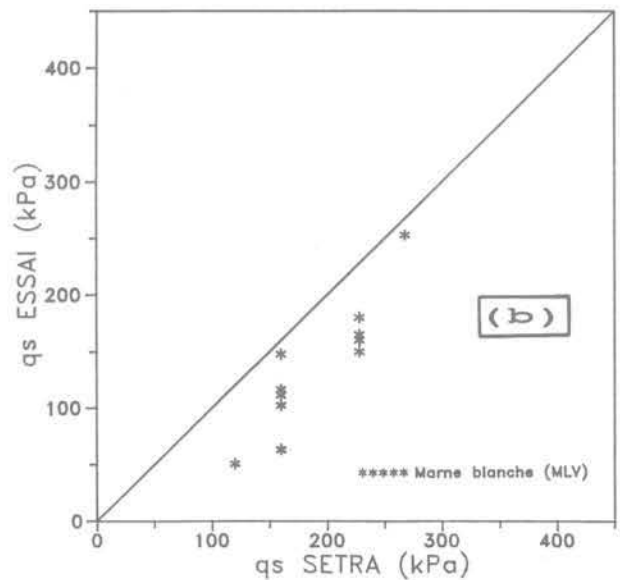
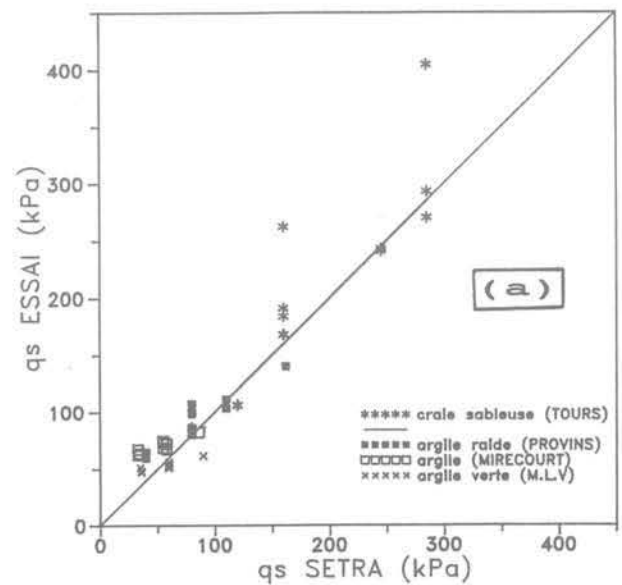


Fig. 2.7. — Comparaison entre les valeurs de q_s données par les recommandations LCPC-SETRA et celles déduites de l'essai à volume constant.

Fig. 2.7. — Comparison between q_s values given by the LCPC-SETRA recommendations and values obtained from the test.

2.6. Conclusion

L'essai de frottement latéral présenté est facilement réalisable in situ et permet de mieux appréhender les phénomènes intervenant à l'interface sol-inclusion lors de l'arrachement et notamment les tendances volumiques.

Les premiers essais effectués ont permis de vérifier que l'effort maximal à l'arrachement peut être modélisé par une loi de frottement caractérisée par une adhérence a et un angle de frottement sol-inclusion δ .

Dans les sols argileux, l'adhérence semble prépondérante.

Dans la craie qui présente une cohésion très élevée, l'adhérence obtenue reste faible et sa contribution au frottement mobilisé est peu élevée en comparaison avec celle de l'angle δ .

La première approche de détermination de q_u à partir de cet essai de frottement montre une assez bonne corrélation avec les valeurs fournies par les recommandations SETRA-LCPC. En revanche, dans les sols marneux une correction devra être apportée. Les valeurs de p_{lim} ont été proposées à partir du petit nombre d'essais effectués.

3. CONTRIBUTION À L'ESTIMATION DU FROTTEMENT LATÉRAL SUR LES INCLUSIONS

3.1. Introduction - Examen de la méthode pressiométrique

La méthode la plus utilisée en France pour la détermination de la capacité portante des pieux est la méthode pressiométrique (règles SETRA-LCPC, 1985). Cette méthode a été étendue aux tirants d'ancrage (recommandations TA 86, 1986) et récemment aux clous passifs (recommandations CLOUTERRE, 1991) pour le prédimensionnement, les essais directs sur les inclusions restant la règle pour les tirants et les clous.

La méthode pressiométrique a l'avantage d'être étalonnée sur un grand nombre d'essais de pieux et donc d'être statistiquement bien calée. Mais elle présente une dispersion encore importante (BRIAUD et TUCKER, 1988).

En particulier, les résultats expérimentaux bruts publiés par les auteurs de cette méthode (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981) concernant la part due au frottement latéral montrent cette importante dispersion.

Celle-ci peut être attribuée à deux causes principales :

1. La qualité plus ou moins bonne de l'exécution du pieu. Cet aspect ne sera pas abordé ici ;
2. Les limites de la méthode pressiométrique qui peuvent être de deux ordres :
 - a. Le frottement latéral limite unitaire q_u est corrélé à la pression limite du sol p_s . Or, il n'existe qu'un lien

assez éloigné entre le mode de sollicitation du sol dans un essai pressiométrique et celui d'une rupture en frottement latéral sol-pieu qui s'apparente plutôt à un cisaillement rectiligne entre un sol et une inclusion.

b. La méthode présente un caractère qualitatif important. La loi de frottement est en effet choisie parmi plusieurs proposées en fonction de la nature du sol, nature classée en six catégories. Ce choix qualitatif conduit parfois à des valeurs très différentes selon l'opinion de l'utilisateur sur la catégorie dans laquelle rentre le sol concerné. Ces divergences apparaissent notamment pour certains sols intermédiaires entre deux catégories : (argile marneuse, grave argileuse, craie argileuse, roche décomposée...).

Un exemple courant dans les formations crayeuses ceinturant le Bassin parisien est celui des *argiles à silex*.

Les deux photos (fig. 3.1) montrent deux argiles à silex, l'une fortement charpentée, l'autre avec une proportion beaucoup plus faible d'éléments grossiers. Dans les deux cas, il s'agit de sols raides présentant des pressions limites élevées. En règle générale, et faute d'observation directe du sol, les coupes de sondages porteront la même mention « argile à silex ».

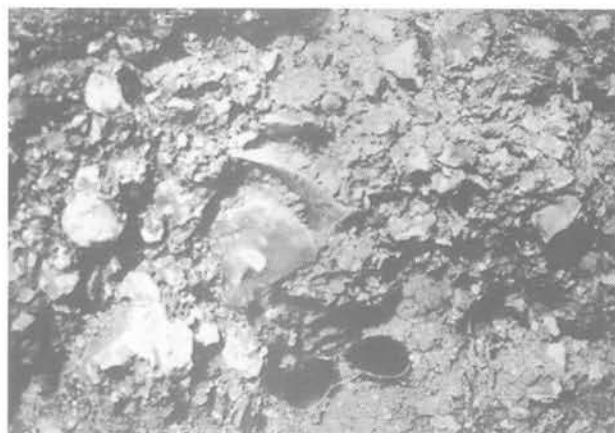


Fig. 3.1A. — Argile à silex très charpentée en silex.
Fig. 3.1A. — Mixture of clay and flint with rich percentage of flint.

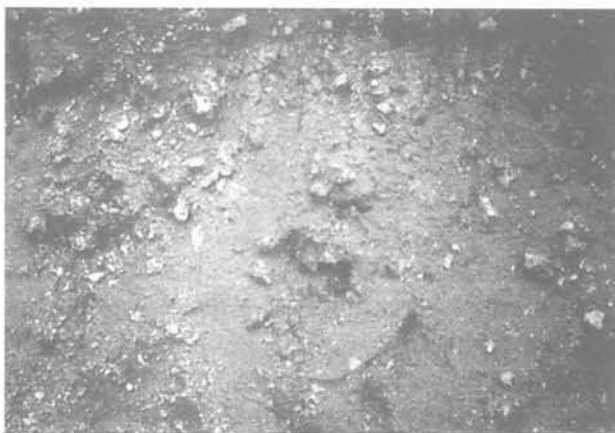


Fig. 3.1B. — Argile à silex faiblement charpentée en silex.
Fig. 3.1B. — Mixture of clay and flint with poor percentage of flint.

S'il est considéré que l'argile joue un rôle prépondérant, la courbe Q2 sera adoptée dans le cas d'un pieu battu-enrobé. En revanche, si le sol est assimilé à une grave, c'est la courbe Q4 qui sera choisie.

Pour un sol ayant une pression limite supérieure à 2,5 MPa, la valeur de q_s sera de 80 kPa dans le premier cas et de 155 kPa dans le second. Soit une incertitude pratiquement égale au coefficient de sécurité habituel sous état limite de service.

Sans s'étendre sur cette question, les praticiens reconnaîtront le type de difficultés auxquelles ils sont confrontés.

La recherche entreprise s'est fixée pour objectif d'examiner comment la réalisation d'essais au Phicomètre, en complément des essais au pressiomètre, permet d'apporter des réponses au second des deux points qui viennent d'être évoqués.

3.2. Principe de base

La similitude de la sollicitation du sol par un pieu en frottement latéral et par l'essai au Phicomètre est frappante (fig. 3.2).

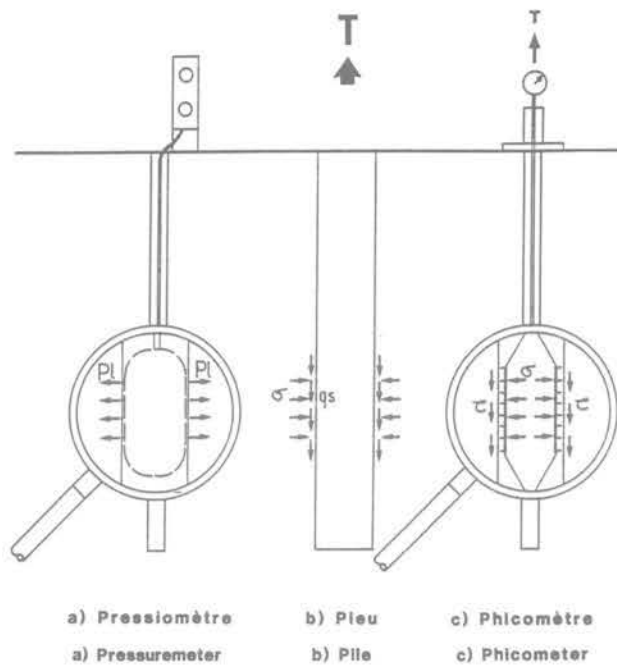


Fig. 3.2. — Comparaison des sollicitations du sol.

Fig. 3.2. — Soil stresses comparison.

Les essais à volume constant effectués à l'aide d'une sonde rugueuse présentés précédemment ont confirmé l'existence d'une loi de frottement classique du type :

$$q_s = a + \sigma \cdot \tau \delta \quad (1)$$

avec :

a = adhérence sol-pieu,

σ = contrainte normale au contact du sol et du pieu,

δ = angle de frottement sol-pieu.

De plus en plus, les essais au pressiomètre sont complétés par des essais au Phicomètre ; il est donc apparu intéressant de tenter une approche plus quantitative de l'estimation de q_s en mariant les caractéristiques mesurées au pressiomètre et au Phicomètre.

3.3. Démarche suivie

L'expérience a montré que q_s était corrélé à la pression limite du sol p_l mesurée au pressiomètre.

Par ailleurs, les recherches effectuées sur les phénomènes de contractance et de dilatance empêchées ont montré que la contrainte normale σ au moment de la rupture pouvait être très différente de la contrainte horizontale initiale. En pratique, cette contrainte est actuellement difficilement connue.

Ceci nous a conduit à adopter comme formule de base pour la détermination de q_s , la formule suivante :

$$q_s = \beta \cdot c_1 + p_c \cdot \text{tg} \Phi_1 \quad (2)$$

avec :

c_1 et Φ_1 = caractéristiques mesurées au Phicomètre,

β = coefficient fonction de p_l et du type de pieu,

p_c = pression normale fonction de p_l et du type de pieu.

La démarche a consisté à établir des fichiers de données sur des sites de sols les plus divers sur lesquels à la fois des valeurs de Φ_1 , c_1 et p_l avaient été mesurées, puis à tester des formules du type précédent et rechercher les valeurs numériques de différentes expressions de façon à obtenir le meilleur calage sur la méthode LCPC-SETRA avec une dispersion la plus faible possible, enfin à établir des abaques par type de pieu permettant au praticien d'obtenir une détermination quasi-immédiate de q_s .

3.4. Fichiers de données. Formulations. Etude paramétrée

3.4.1. Fichiers de valeurs numériques

Il est apparu assez rapidement qu'il n'était pas possible de définir une formulation numérique unique pour tous les sols, mais qu'il fallait distinguer les sols marno-calcaires (marnes, craie, calcaire) des autres sols. Deux fichiers distincts ont donc été utilisés pour la mise au point des formulations proposées :

— le fichier « MC » qui regroupe les essais réalisés par SOPENA en 1986 et 1990 sur des sols marno-calcaires, soit 25 sols dont les caractéristiques pressiométriques et de cisaillement in situ ont été mesurées (tableau 3.I) ;

— le fichier « AS » des essais réalisés en 1985, 1986 et 1990 sur les autres sols et qui regroupe 51 cas (tableaux 3.II et 3.III).

Il faut noter, dès à présent, qu'outre la nature calcaire du sol, il a été introduit un critère quantitatif de différenciation permettant dans les cas litigieux de savoir s'il fallait affecter le sol dans la catégorie des marno-calcaires ou non (marnes ou craies argileuses).

Le sol n'est considéré comme entrant dans la catégorie des marno-calcaires que si son angle de frottement interne mesuré au Phicomètre Φ_i est supérieur à 22°.

L'aspect qualitatif de la méthode est dans ces conditions extrêmement limité. Ce point très important est discuté plus loin.

Tableau 3.I. — Fichier « MC » des sites marno-calcaires.

Sols	Φ_i°	c_i kPa	P_i MPa
Marno-calcaire	30	69	1,0
Marne	31	40	2,6
Tuffeau	37	50	4,0
Marne calcaireuse	30	40	0,9
Marno-calcaire	30	25	3,5
Craie	35	50	0,9
Craie sableuse	35	35	4,5
Tuffeau très compact	33	170	4,5
Marno-calcaire	32	30	1,3
Craie sableuse	40	0	4,0
Remblais marno-calcaireux	25	30	1,1
Calcaire beige	30	115	2,5
Marne grise à beige	33	110	2,5
Craie altérée	30	60	1,5
Craie	32	75	3,3
Colluvions crayeuses	35	0	1,3
Marnes et caillasses	33	40	3,0
Craie blanche	30	92	2,5
Craie sableuse	36	0	4,5
Marno-calcaire	41	30	2,2
Marnes et caillasses	33	30	1,1
Craie très altérée	30	0	0,6
Craie	36	15	1,5
Marne de Pantin	35	80	3,0
Calcaire altéré	24	53	1,5

Tableau 3.II. — Fichier « AS » des autres sols.

Sols	Φ_i°	c_i kPa	P_i MPa
Argile	10	30	0,6
Argile	10	50	0,8
Marne argileuse	13	130	2,5
Sable	36	0	3,0
Sable argileux	31	50	1,3
Sable argileux	33	29	1,7
Limon	20	28	0,5
Argile à silix	44	23	3,0
Sable détritique	35	12	0,6
Argile bariolée	18	40	0,8
Remblai lâche	29	10	0,25
Remblai	23	33	0,6
Argile sableuse	16	52	0,35
Argile à silix	37	23	2,0
Argile avec quelques silix	15	30	0,6
Argile verte	4	80	0,7

3.4.2. Formulation retenue

Différentes expressions de la formule (2) ont été testées. Parmi celles-ci, la formule qui permet le meilleur calage est :

$$q_s = \alpha_3 \cdot (p_i - p_o)^{\alpha_1} \cdot c_i + \Gamma \cdot (p_i - p_o)^{\alpha_2} \cdot \text{tg} \Phi_i \quad (3)$$

Tableau 3.III. — Fichier « AS » des autres sols (suite).

Sols	Φ_i°	c_i kPa	P_i MPa
Argile schisto-sableuse	29	40	0,9
Argile	7	47	0,8
Gneiss décomposé	20	60	1,2
Sable + lits d'argile	38	20	2,3
Grave	40	0	2,0
Argile sableuse	20	50	0,6
Remblais marno-calcaire	20	30	0,5
Argile verte	0	88	0,37
Argile verte	0	111	0,6
Argile	10	61	1,2
Sable et gravier	36	0	3,3
Alluvions argilo-gravel.	29	60	4,0
Craie sablo-argileuse	10	60	4,0
Remblais et limons	25	30	0,9
Sable ± graveleux	37	0	2,5
Sable	36	0	1,2
Argile graveleuse	18	65	0,8
Remblais sableux	33	10	0,8
Argile beige-vert	9	130	1,1
Argile beige-vert	11	75	2,0
Argile à silix	25	50	1,0
Sable argileux	30	65	1,0
Argile à chaille	15	130	1,6
Argile schisteuse	25	55	1,1
Schistes altérés	25	50	1,7
Colluvions crayeuses	18	37	1,3
Alluvions anciennes	35	0	4,0
Argile limoneuse	16	80	0,8
Sable argileux	29	19	1,4
Argile à silix	15	75	3,0
Craie à silix	19	119	1,0
Argile plastique	0	60	0,9
Sable d'Auteuil	23	18	5,0
Argile verte	0	111	0,6
Argile raide	0	160	1,8

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et Γ sont des coefficients numériques dont les valeurs dépendent du type de pieu et de la catégorie de sol (marno-calcaire ou autres sols).

p_o = pression limite en-deçà de laquelle le frottement latéral n'est pas pris en compte ; avec $p_o = 200$ kPa comme dans la méthode LCPC-SETRA.

De même que dans la méthode pressiométrique, les valeurs de p_i et de q_s peuvent être plafonnées selon certains critères.

3.4.3. Méthode de calage. Programme Rechfrot

Pour un type de pieu donné, une première étape a consisté à calculer les valeurs de q_s en fonction de p_i par les méthodes actuelles, ceci pour chaque ligne de chaque fichier, soit $q_{s(pres)}$.

La valeur de $q_{s(pres)}$ a été déterminée :

— à partir des Règles LCPC-SETRA (1985) pour les pieux ;

— des Recommandations TA86 (1986) pour les tirants ;

— des Recommandations CLOUTERRE (1991) pour les clous à scellement gravitaire.

La deuxième étape a consisté à rechercher le jeu de valeurs numériques des coefficients α_1 , α_2 , α_3 , Γ et des plafonds de p_l et de q_s donnant le meilleur ajustement entre les valeurs de q_s calculées à l'aide de la formule (3), soit $q_{s(\text{phico})}$ et $q_{s(\text{pres})}$.

Etant donné le nombre important des coefficients numériques entrant en jeu, un programme de calcul automatique, le programme RECHFROT, a été mis au point. Ce programme permet de faire varier automatiquement dans une large plage chacun des paramètres de manière à obtenir le jeu de paramètres donnant le meilleur ajustement.

A partir des nombreuses simulations effectuées, des jeux de coefficients numériques pour les différents coefficients de l'expression (3) et permettant des calages optimaux ont été retenus.

3.4.4. Valeurs numériques retenues. Exemples de corrélation

Les valeurs numériques des différents paramètres et des plafonnements éventuels de p_l et de q_s en fonction des types de pieu sont présentés dans le tableau 3.IV pour

les sols marno-calcaires d'angle $\Phi_i > 22^\circ$ et dans le tableau 3.V pour les autres sols.

Les inclusions considérées sont les types de pieux différenciés dans les règles LCPC-SETRA (à l'exception des pieux de grande longueur supérieure à 30 m), les tirants précontraints et les clous à scellement gravitaire.

Dans ces tableaux :

— $p_{l\text{max}}$: représente la valeur plafond de pression limite, c'est-à-dire que la valeur à introduire dans la formule (3) est égale à $\min(p_l, p_{l\text{max}})$;

— q_{sp} : représente la valeur plafonnée de q_s , c'est-à-dire que si la formule (3) fournit une valeur de $q_s > q_{sp}$, q_{sp} sera alors retenue ;

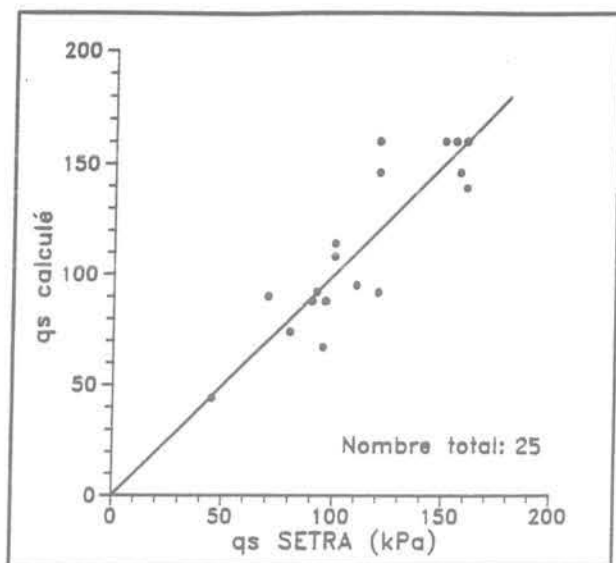
— la première colonne fournit la référence des abaques d'application pratique (voir § 5).

La figure 3.3 montre quelques exemples des corrélations obtenues entre $q_{s(\text{phico})}$ et $q_{s(\text{pres})}$.

Les tableaux 3.VI et 3.VII fournissent le détail des valeurs comparatives de $q_{s(\text{phico})}$ calculées par la formule

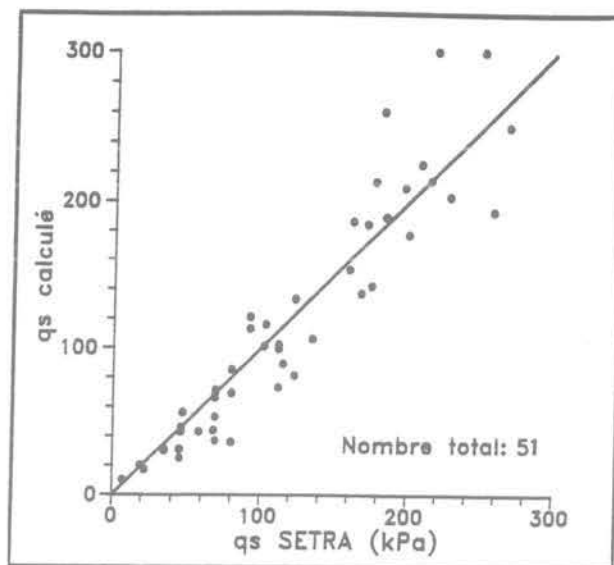
Tableau 3.IV. — Sols marno-calcaires, craies, d'angle $\Phi_i > 22^\circ$.
Valeurs numériques des paramètres de la formule (3).

Abaque	Type de pieu	α_3	α_1	Γ	α_2	$P_{l\text{max}}$ (MPa)	q_{sp} (kPa)
MC-0	Foré tubé (tube perdu)	0,4	0,6	90	0,4	2,0	120
MC-1	Foré simple	0,5	0,6	120	0,5	3,0	160
	Foré boue						
	Foré tubé (récupéré)						
MC-2	Battu préfabriqué	0,5	0,7	140	0,7	3,0	160
	Métal battu (tube fermé)						
	Battu moulé						
	Foré tubé à sec (récupéré)						
MC-3	Puits	0,4	0,5	140	0,5	3,5	260
MC-4	Battu enrobé	0,4	0,5	140	0,55	3,5	260
MC-5	Foré simple réalésé	0,45	0,4	150	0,6	4,5	300
	Foré boue réalésé						
MC-6	Injecté basse pression	0,45	0,5	150	0,5	3,5	260
MC-7	Injecté haute pression Pression	0,6	0,5	200	0,4	4,5	300
MC-8	Tirant IRS	0,8	0,4	240	0,5	5	500
MC-9	Tirant IGU	0,6	0,4	210	0,4	5	370
MC-10	Clous à scellement gravitaire	0,7	0,3	140	0,5	5	240



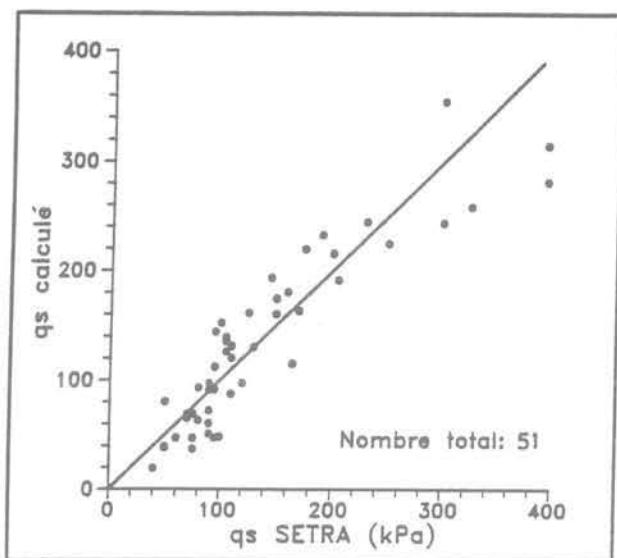
ECARTS: $E^- = -9$ Coeff. $r = 0.83$
 $E^+ = 16$

Sols marno-calcaires ; pieux forés (Abaque MC-1).
 Calcareous soils ; bored cast in place piles (Chart MC-1)



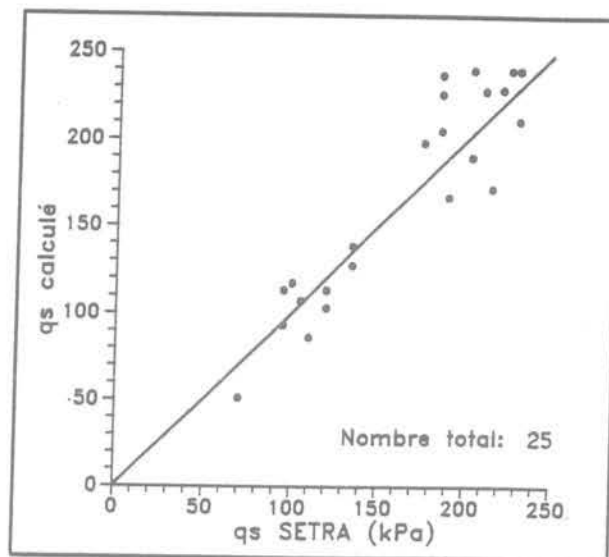
ECARTS: $E^- = -19$ Coeff. $r = 0.94$
 $E^+ = 16$

Autres sols ; pieux injectés haute pression (Abaque AS-7).
 Others soils ; high pressure grouted piles (Chart AS-7).



ECARTS: $E^- = -23$ Coeff. $r = 0.91$
 $E^+ = 22$

Autres sols ; tirants IGU (Abaque AS-9).
 Others soils ; ground anchors, grouted in one go (Chart AS-9).



ECARTS: $E^- = -13$ Coeff. $r = 0.93$
 $E^+ = 11$

Sols marno-calcaires ; clous à scellement GU (Abaque MC-10).
 Calcareous soils ; grout filled nails (Chart MC-10).

Fig. 3.3. — Corrélation entre les estimations du frottement latéral q_s calculé par la méthode proposée et la méthode SETRA.

Fig. 3.3. — Correlation between lateral friction by proposed method and SETRA method.

Tableau 3.V. — Autres sols que marno-calcaires d'angle $\Phi_1 > 22^\circ$.
Valeurs numériques des paramètres de la formule (3).

Abaque	Type de pieu	α_3	α_1	Γ	α_2	P_{lmax} (MPa)	q_{sp} (kPa)
AS-0	Foré tubé (tube perdu)	0,35	0,3	55	0,3	3,0	50 si $\Phi \leq 22^\circ$ 90 si $\Phi > 22^\circ$
AS-1	Foré simple	0,45	0,5	80	0,4	3,0	60 si $\Phi \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi > 22^\circ$
	Foré boue						
	Foré tubé (récupéré)						
AS-2	Foré simple (réalésé)	0,6	0,5	90	0,5	3,0	140
	Puits						
AS-3	Battu moulu	0,6	0,5	90	0,55	3,0	90 si $\Phi \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi > 22^\circ$
	Foré boue réalésé						
	Foré tubé à sec						
AS-4	Métal battu	0,4	0,6	75	0,5	3,0	140
AS-5	Injecté basse pression	0,6	0,5	110	0,5	3,0	90 si $\Phi \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi > 22^\circ$
	Battu préfabriqué						
AS-6	Battu enrobé	0,7	0,6	100	0,6	3,0	90 si $\Phi \leq 22^\circ$ 180 si $\Phi > 22^\circ$
AS-7	Injecté haute pression	0,8	0,8	140	0,7	4	300
AS-8	Tirant IRS	1,8	0,3	235	0,6	5	400 si $\Phi \leq 22^\circ$ 550 si $\Phi > 22^\circ$
AS-9	Tirant IGU	0,9	0,4	180	0,6	5	500
AS-10	Clou à scellement gravitaire	0,75	0,3	125	0,5	5	150 si $\Phi \leq 22^\circ$ 300 si $\Phi > 22^\circ$

(3) et de celles fournies par les règles SETRA pour deux des exemples précédents.

L'examen minutieux de ces tableaux permet de mieux se rendre compte des écarts dans l'ensemble relativement modestes entre les deux approches, ce qui confirme le bon calage statistique de la méthode proposée sur la méthode pressiométrique

Il est intéressant de remarquer que quatre sols marqués d'un astérisque dans le tableau 3.VII ont été classés selon le critère retenu en « autres sols » alors qu'ils avaient été décrits comme remblais marno-calcaires, craie, colluvions crayeuses et craie à silex.

De même, un sol décrit comme une marne argileuse a été automatiquement classé dans le fichier « autres sols ».

On voit ici l'application pratique de la distinction automatique, selon la valeur de Φ_1 , entre marne ou craie et argile ce qui diminue considérablement le risque de surestimation de q_s .

3.5. Application pratique. Jeu d'abaques

La formule (3) s'écrit comme il a déjà été indiqué :

$$q_s = \beta \cdot c_1 + p_c \cdot \text{tg} \Phi_1 \quad (2)$$

avec :

$$\beta = \alpha_3 \cdot (p_1 - p_0)^{\alpha_1}$$

$$p_c = \Gamma \cdot (p_1 - p_0)^{\alpha_2}$$

p_c étant éventuellement plafonné à une valeur p_{lmax} ainsi que q_s .

Ces formules simples et les valeurs numériques données dans les tableaux 3.IV et 3.V se prêtent bien à la réalisation de programmes de calcul.

Toutefois, un jeu d'abaques fournissant les valeurs de β et p_c est donné en annexe avec un rappel des plafonds éventuels.

Il est intéressant d'observer les ordres de grandeur de β et de p_c auxquels les ajustements nous ont conduit.

Tableau 3.VI. — Fichier MC-1 — Comparaison des estimations de q_s .

Sols	Φ_i°	c_i (kPa)	P_i (MPa)	$q_{s(pres)} \blacksquare$ (kPa)	$q_{s(phico)} \blacksquare$ (kPa)	Ecart %
Marno-calcaire	30	69	1,0	92	92	+ 0
Marne	31	40	2,6	157	146	- 7
Tuffeau	37	50	4,0	120	160	+ 33
Marnes calcaireuses	30	40	0,9	80	74	- 7
Marno-calcaire de brie	30	25	3,5	160	139	- 13
Craie	35	50	0,9	70	90	+ 29
Craie sableuse	35	35	4,5	120	160	+ 33
Tuffeau très compact	33	170	4,5	160	160	+ 0
Marno-calcaire	32	30	1,3	110	95	- 14
Craie sableuse	40	0	4,0	120	160	+ 33
Remblais marno-calcaire	25	30	1,1	95	67	- 29
Calcaire beige	30	115	2,5	155	160	+ 3
Marne grise à beige	33	110	2,5	155	160	+ 3
Craie altérée	30	60	1,5	100	114	+ 14
Craie compacte	32	75	3,3	120	160	+ 33
Colluvions crayeuses	35	0	1,3	90	88	- 2
Marnes et caillasses	33	40	3,0	160	160	+ 0
Craie blanche	30	92	2,5	120	160	+ 33
Craie sableuse	36	0	4,5	120	146	+ 22
Marno-calcaire	41	30	2,2	150	160	+ 7
Marnes et caillasses	33	30	1,1	96	88	- 8
Craie très altérée	30	0	0,6	45	44	- 3
Craie	36	15	1,5	100	108	+ 8
Marne de Pantin	35	80	3,0	160	160	+ 0
Calcaire altéré	24	53	1,5	120	92	- 23

■ Rappel :

$q_{s(pres)}$ = valeur de q_s déduite des règles SETRA-LCPC.

$q_{s(phico)}$ = valeur déduite de la formule (3).

Cependant, il convient de ne pas confondre p_c avec la pression normale horizontale réelle qui s'exerce sur le fût d'un pieu à la rupture. p_c est simplement la pression corrigée qu'il faut appliquer dans l'essai au Phicomètre pour obtenir la part de q_s due à l'angle Φ_i .

Les valeurs de β et de p_c augmentent avec la pression limite du sol, c'est-à-dire avec sa résistance donc avec sa rigidité.

Pour les pieux, à l'exception des inclusions injectées sous pression, les valeurs de β varient entre 0 et un plafond de 0,5 à 0,8. Il n'est pas observé de différence fondamentale sur ce paramètre entre sols marno-calcaires et autres sols.

Pour les pieux injectés, les valeurs de β varient entre 0 et des valeurs de 1 à 3.

Dans les sols marno-calcaires le coefficient p_c varie entre 0 et 150 à 300 kPa pour les pieux et atteint 400 à 600 kPa pour des inclusions injectées sous forte pression.

Pour les autres sols, le coefficient p_c plafonne à des valeurs comprises entre 80 et 200 kPa pour les pieux alors que l'on retrouve des valeurs de 300 à 600 kPa pour les inclusions injectées sous forte pression.

3.6. Exemple d'application

Reprenons l'exemple cité au début de l'exposé : pieu battu enrobé dans l'argile à silex.

L'ensemble de nos fichiers AS-86 et AS-90 présente quatre sites d'argile à silex. Les valeurs de $q_{s(phico)}$ sont déduites de l'abaque AS-6. Le tableau 3.VIII fournit une comparaison de ces valeurs avec celles données par les règles SETRA-LCPC respectivement pour l'argile (Q2) et pour la grave (Q4) :

Tableau 3.VIII. — Essais dans des sites d'argile à silex Estimation de q_s pour des pieux battus enrobés.

Φ_i°	c_i (kPa)	P_i (MPa)	$q_{s(phico)}$ (kPa)	q_s SETRA (kPa)	
				Argile	Grave
25	50	1,0	64	60	90
15	75	3,0	90	80	120
44	23	3,0	140	80	120
37	23	2,0	112	80	120

Les valeurs mesurées de l'angle de frottement Φ_i laissent penser que les deux premières lignes correspondent à des argiles peu charpentées en silex, alors que c'est le contraire pour les deux dernières.

Cet exemple montre l'intérêt de la méthode proposée dans ce type de sol puisqu'elle conduit à des valeurs de q_s voisines de celles qui seraient retenues dans l'ar-

Tableau 3.VII. — Fichier AS-7 — Comparaison des estimations de q_s .

Sols	Φ_i°	c_i (kPa)	P_1 (MPa)	$q_{s(pres)} \blacksquare$ (kPa)	$q_{s(phico)} \blacksquare$ (kPa)	Ecart %
Argile schisto-sableux	29	40	0,9	80	85	+ 6
Argile	7	47	0,8	69	37	- 46
Gneiss décomposé	20	60	1,2	112	99	- 12
Sable + lit d'argile	38	20	2,3	177	213	+ 20
Grave	40	0	2,0	200	177	- 11
Argile sableuse	20	50	0,6	46	46	+ 0
Remblais marnocalcaires (*)	20	30	0,5	35	31	- 11
Argile verte	0	88	0,37	22	17	- 22
Argile verte	0	111	0,6	46	43	- 7
Argile	10	61	1,2	112	73	- 34
Sable et gravier	36	0	3,3	208	225	+ 8
Alluvions argilo-gravel.	29	60	4,0	250	300	+ 20
Craie sablo-argileuse (*)	10	60	4,0	228	203	- 11
Remblais et limons	25	30	0,9	80	69	- 14
Sable et graveleux	37	0	2,5	184	189	+ 3
Sable	36	0	1,2	112	102	- 9
Argile graveleuse	18	65	0,8	69	66	- 4
Remblais sableux	33	10	0,8	69	69	- 0
Argile beige-vert	9	130	1,1	103	116	+ 13
Argile beige-vert	11	75	2,0	168	137	- 18
Argile à silex	25	50	1,0	115	89	- 22
Sable argileux	30	65	1,0	92	113	+ 22
Argile à chaille	15	130	1,6	172	184	+ 7
Argile schisteuse	25	55	1,1	102	101	- 1
Schistes altérés	25	50	1,7	175	142	- 19
Colluvions crayeuses (*)	18	37	1,3	123	81	- 34
Alluvions anciens	35	0	4,0	268	250	- 7
Argile limoneuse	16	80	0,8	69	71	+ 2
Sable argileux	29	19	1,4	135	106	- 22
Argile à silex	15	75	3,0	215	214	- 1
Craie à silex (*)	19	119	1,0	92	121	+ 31
Argile plastique	0	60	0,9	80	36	- 55
Sable d'Auteuil	23	18	5,0	258	193	- 25
Argile verte	0	111	0,6	46	43	- 7
Argile raide	0	160	1,8	162	186	+ 15
Argile	10	30	0,6	45	25	- 45
Argile	10	50	0,8	68	44	- 36
Marne argileuse (*)	13	130	2,5	182	260	+ 43
Sable	36	0	3,0	197	209	+ 6
Sable argileux	31	50	1,3	123	133	+ 8
Sable argileux	33	29	1,7	160	153	- 4
Limon	20	28	0,5	35	30	- 13
Argile à silex	44	23	3,0	218	300	+ 38
Sable détritique	35	12	0,6	47	56	+ 20
Argile bariolée	18	40	0,8	69	53	- 23
Remblai lâche	29	10	0,25	7	10	+ 47
Remblai	23	33	0,6	46	44	- 4
Argile sableuse	16	52	0,35	19	20	+ 4
Argile à silex	37	23	2,0	185	189	+ 2
Argile avec quelques silex	15	30	0,6	45	31	- 30
Argile verte	4	80	0,7	58	43	- 26

■ Rappel :

$q_{s(pres)}$ = valeur de q_s déduite des règles SETRA-LCPC,
 $q_{s(phico)}$ = valeur déduite de la formule (3).

gile pour les deux premiers sites et des valeurs de q_s voisines de celles obtenues pour la grave dans les deux derniers.

De plus, étant donné que l'essai au Phicomètre représente une mesure directe du frottement entre une inclusion (la sonde) et le sol, l'appréciation de q_s devrait être plus fine qu'avec le seul pressiomètre.

3.7. Comparaison avec un essai de pieu

3.7.1. Description sommaire du site et de l'essai de pieu

Pour des raisons matérielles évidentes, il n'a pas été possible de caler directement l'approche proposée sur une série d'essais de chargement de pieu.

Toutefois, la SNCF a procédé à un essai de chargement de pieu instrumenté dans le cadre des travaux de la gare Eurodisneyland sur l'interconnexion du TGV.

Il s'agit d'un pieu foré à la boue sans réalésage de 800 mm de diamètre et de 15 m de longueur. Ce pieu est situé, dans le même contexte géotechnique à environ 200 mètres d'un de nos sites de recherches.

La coupe du sol est la suivante :

- remblais de 0 à 0,5 m ;
- marnes vertes de 0,5 à 5,5 m ;
- marnes à cyrènes de 5,5 à 8,5 m ;
- marnes de Pantin de 8,5 à la base du pieu.

Les caractéristiques pressiométriques moyennes des deux horizons étudiés dans le cadre de notre recherche sont légèrement différentes aux deux emplacements :

Tableau 3.IX. — Valeurs moyennes de la pression limite et des caractéristiques mesurées au Phicomètre.

Horizon	Site du pieu P_i (MPa)	Site de recherche		
		p_i (MPa)	Φ_i°	c_i (kPa)
Marnes vertes	1,35	1,0	0	105
Marnes de Pantin	2,4	4,0	26	67

Les valeurs de frottement latéral unitaires déduites de l'essai de pieu sont :

- marnes vertes $q_s = 50$ kPa ;
- marnes de Pantin $q_s = 260$ kPa.

3.7.2. Interprétation

Il convient tout d'abord de citer les commentaires du bureau de géotechnique chargé de l'interprétation de l'essai de pieu : «...D'après les tableaux et graphiques du document LCPC-SETRA, on aurait pu prendre pour un pieu foré à la boue dans ces matériaux :

- marnes vertes et marnes à Cyrènes ($p_i \# 1,35$ MPa) : $q_s = 40$ kPa (courbe Q1, argiles) ou 110 kPa (courbe Q4, marnes) mais en fait ces matériaux sont plutôt des argiles (I_p moyen = 40 % pour les marnes vertes et 60 % pour les marnes à cyrènes), et il faudrait plutôt prendre 40 kPa ;
- marnes de Pantin ($p_i \# 2,35$ MPa) : $q_s = 150$ kPa (courbes Q4 marnes et marno-calcaires)... »

Les valeurs de Φ_i mesurées conduisent automatiquement, quant à elles, à classer les marnes de Pantin dans la catégorie « marno-calcaires » et les marnes vertes dans la catégorie « autres sols », d'où en définitive :

Tableau 3.X. — Comparaison des valeurs de q_s .

Horizon	Essai de pieu q_s (MPa)	SETRA		Phicomètre	
		q_s^* (kPa)	q_s^{**} (kPa)	q_s^* (kPa)	q_s^{**} (kPa)
Marnes vertes	50	40 (70)	40 (60)	51 (68)	42 (56)
Marnes de Pantin	260	150 (180)	160 (230)	143 (159)	160 (214)

* q_s déterminé avec les valeurs de p_i mesurées sur le site d'essai de pieu.
 ** q_s déterminé avec les valeurs de p_i mesurées sur le site de recherche.

Les valeurs entre parenthèses correspondent à celles données par les deux méthodes pour les pieux réalésés et rainurés.

La précédente analyse mérite trois commentaires :

- elle confirme l'intérêt de la méthode proposée, la démarche conduisant à la détermination de q_s étant plus rigoureuse ;
- elle confirme sur ce cas particulier le bon calage des abaques proposées sur la méthode pressiométrique ;
- dans la marne de Pantin, le frottement latéral mesuré sur le pieu se rapproche plutôt de celui qui serait estimé pour un pieu rainuré et réalésé.

3.8. Conclusion

La recherche qui vient d'être présentée a permis d'établir une formulation simple permettant aux praticiens d'obtenir sans ambiguïté une estimation de la valeur du frottement latéral limite q_s des inclusions, ceci à partir des résultats conjugués d'essais au pressiomètre et au Phicomètre. Statistiquement, les estimations déduites de la méthode proposée semblent bien calées sur la méthode pressiométrique. Etant donné le caractère purement expérimental de cette dernière, c'est un gage de fiabilité.

Cette recherche a permis de relier le frottement latéral limite q_s à des caractéristiques traduisant une loi de frottement du type de loi de Coulomb, ce qui est intellectuellement très satisfaisant.

En revanche, il faut garder à l'esprit que l'approche proposée n'a pu, pour des raisons matérielles bien compréhensibles, recevoir la sanction de l'expérimentation directe par comparaison des valeurs calculées avec des résultats d'essais de pieu.

Dans un premier temps du moins, la méthode alliant le pressiomètre au Phicomètre pour la détermination du frottement latéral limite q_s sur des inclusions doit être utilisée avec circonspection et servir essentiellement à lever des ambiguïtés lorsque le choix entre deux ou plusieurs courbes de frottement de la méthode pressiométrique est délicat.

BIBLIOGRAPHIE

- BOULON M., PLYTAS C., FORAY P. (1986), *Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage*. Revue Française de Géotechnique n° 35.
- BRIAUD et TUCKER (1988), *Measured and Predicted Axial Reponse of 98 Piles*. ASCE Journal Geot. Eng. Vol. 114, n° 9, pp.984-1001.
- BUSTAMANTE et GIANESSELLI (1981), *Portance réelle et portance calculée de pieux isolés sollicités verticalement — Règles pressiométriques*. Revue Française de Géotechnique n° 16.
- DELAGE P. (1990), *Recherches expérimentales en laboratoire*. Communication présentée à la journée CLOUTERRE, 15 novembre 1990.
- 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, n° 1, pp. 122, 128.
- PHILIPPONNAT G. (1986), *Le Phicomètre - Essai de cisaillement in situ*. Revue Française de Géotechnique n° 35.
- PHILIPPONNAT G. (1987), *Le Phicomètre : analyse de 200 essais de cisaillement in situ*. Annales de l'ITBTP n° 460.
- PHILIPPONNAT G., ZERHOUNI M. (1991), *L'apport de l'essai au Phicomètre pour la détermination du frottement latéral des pieux*. Comptes rendus du colloque international Fondations profondes, Paris, Presses de l'ENPC, pp. 267-275.
- RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991 (1991), Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- RECOMMANDATIONS TA-86 (1986), Paris, Eyrolles.

SCHLOSSER F., GUILLOUX A. (1981), *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique n° 16.

SETRA-LCPC (1985), *Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques*. Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports.

ANNEXE JEU D'ABAQUES POUR LA DÉTERMINATION DE q_s RÈGLES D'UTILISATION DES ABAQUES

Le frottement latéral q_s est donné pour chaque type d'inclusion par la formule (2) :

$$q_s = \beta \cdot c_1 + p_c \cdot \text{tg} \Phi_1$$

Toutefois, la valeur de q_s ne peut dépasser une valeur plafond q_{sp} . Le choix de l'abaque se fait à l'aide du tableau AI en fonction du type d'inclusion et de la nature calcaire ou non du sol. Le même tableau fournit la valeur de q_{sp} à retenir.

Outre son origine géologique, un sol ne peut être classé dans la catégorie « marno-calcaire » que si son angle Φ_1 est supérieur à 22°.

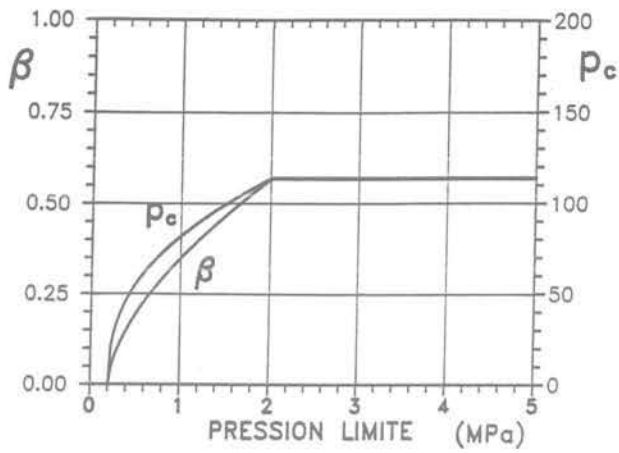
Sur chaque abaque, figurent le ou les types d'inclusions concernées.

Les valeurs de β et de p_c peuvent être déduites des abaques en fonction de p_1 .

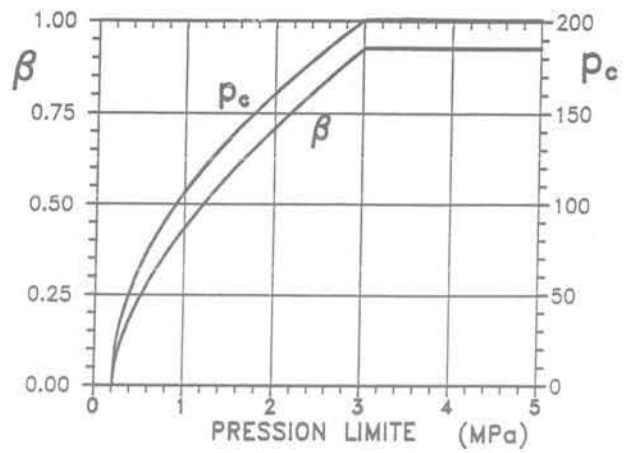
L'application de la formule (2) donne immédiatement le frottement latéral limite unitaire q_s estimé, en tenant compte des plafonds indiqués dans le tableau AI.

Tableau A1. — Choix des abaques pour la détermination de q_s .

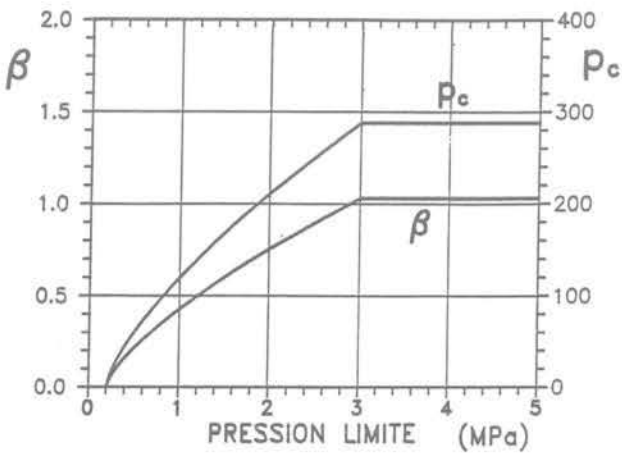
Type de pieu	Sols marno-calcaires et craies avec $\Phi_i > 22^\circ$		Autres sols	
	Abaque	q_{sp} (kPa)	Abaque	q_{sp} (kPa)
Foré simple (non réalésé)	MC-1	160	AS-1	60 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré simple (réalésage et rainurage en fin de forage)	MC-5	300	AS-2	140
Foré boue (non réalésé)	MC-1	160	AS-1	60 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré boue (réalésage et rainurage en fin de forage)	MC-5	300	AS-3	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - Tube louvoyé récupéré	MC-1	160	AS-1	60 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - Tube récupéré (forage à sec, tube non louvoyé)	MC-2	160	AS-3	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - perdu	MC-0	120	AS-0	50 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 90 si $\Phi_i > 22^\circ$
Puits (parois rugueuses)	MC-3	260	AS-2	140
Métal battu (tube fermé)	MC-2	160	AS-4	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Battu préfabriqué (fût béton)	MC-2	160	AS-5	140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Battu moulé	MC-2	160	AS-3	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Battu enrobé	MC-4	260	AS-6	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 180 si $\Phi_i > 22^\circ$
Injecté basse pression	MC-6	260	AS-5	90 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Injecté haute pression	MC-7	300	AS-7	300
Tirants d'ancrage IRS	MC-8	500	AS-8	400 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 550 si $\Phi_i > 22^\circ$
Tirants d'ancrage IGU	MC-9	370	AS-9	500
Clou (scellement gravitaire)	MC-10	240	AS-10	400 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 300 si $\Phi_i > 22^\circ$



Abaque MC-0.
Foré tubé (tubage perdu).
Bored cast in place pile with permanent casing.

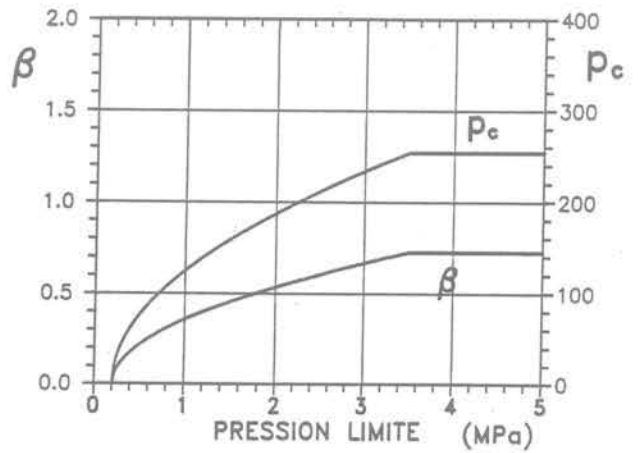


Abaque MC-1.
Foré simple, foré boue, foré tubé (tubage récupéré).
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension or with temporary casing.



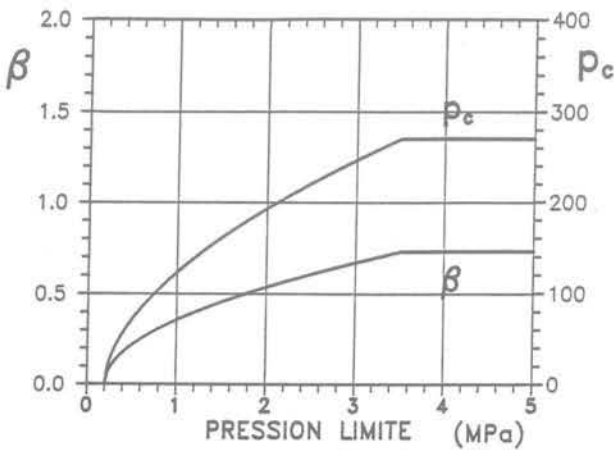
Abaque MC-2.
Battu préfabriqué, métal battu (tube fermé), battu moulé, foré tubé à sec (tubage récupéré).

Precast concrete driven pile, driven steel pipe with closed shoe, bored cast in place pile with temporary casing above the water table.

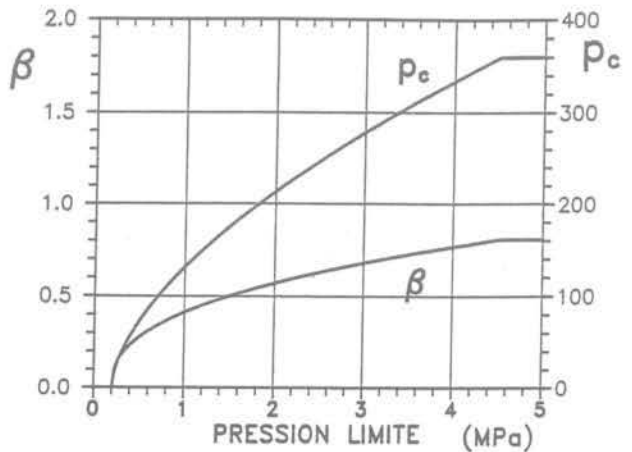


Abaque MC-3.
Puits.
Hand-dug piers.

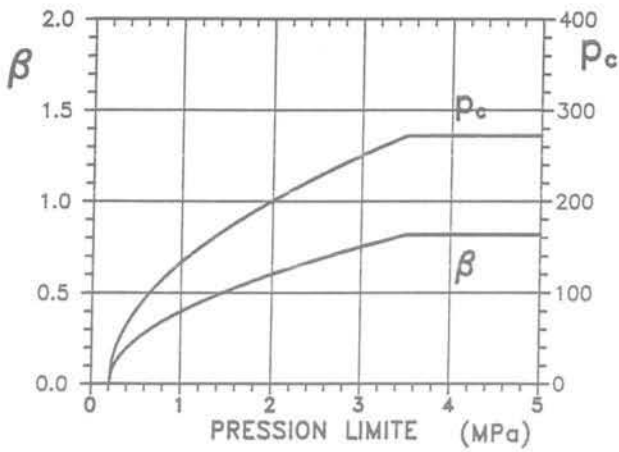
Sols marno-calcaires, craies : $\Phi_1 > 22^\circ$.
Calcareous soils : $\Phi_1 > 22^\circ$.



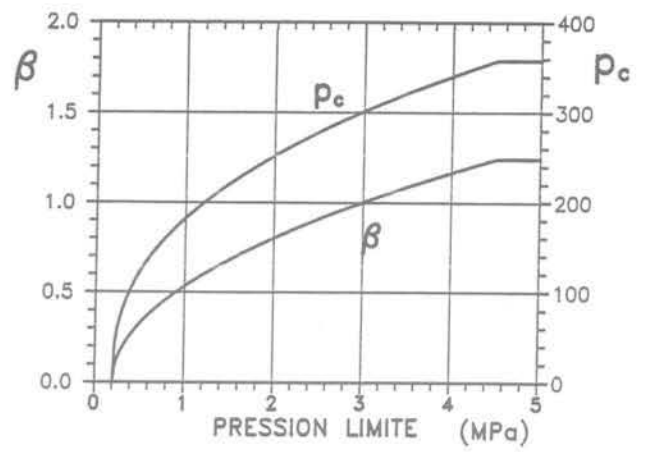
Abaque MC-4.
Battu enrobé.
Precast steel pile with continuous cast in place concrete lining.



Abaque MC-5.
Foré simple, foré boue (réalésage et rainurage en fin de forage).
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension (rebored and slotted).

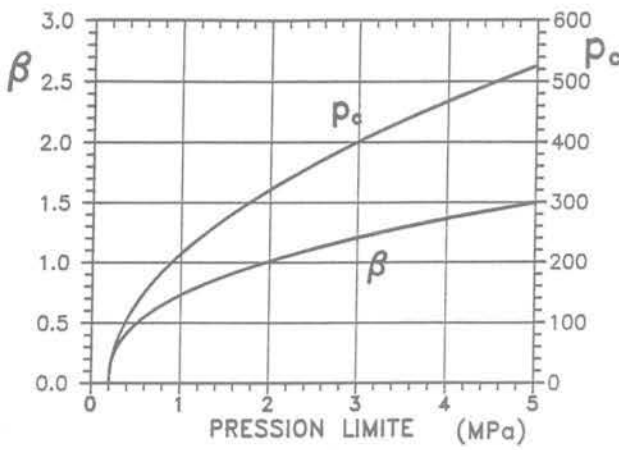


Abaque MC-6.
Injecté basse pression.
Load pressure grouted pile.



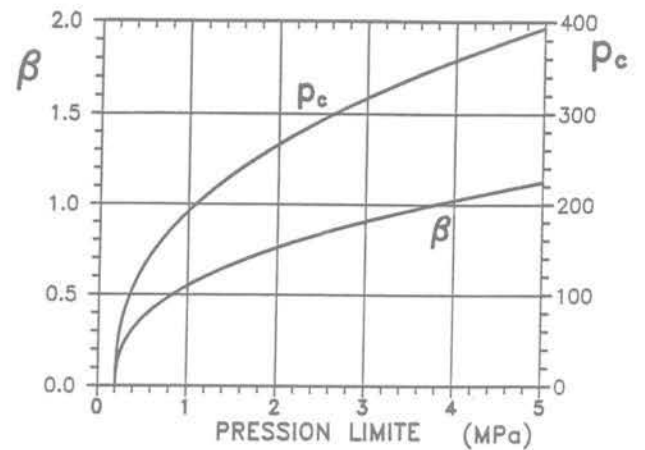
Abaque MC-7.
Injecté haute pression.
High pressure grouted pile.

Sols marno-calcaires, craies : $\Phi_i > 22^\circ$.
Calcareous soils : $\Phi_i > 22^\circ$.



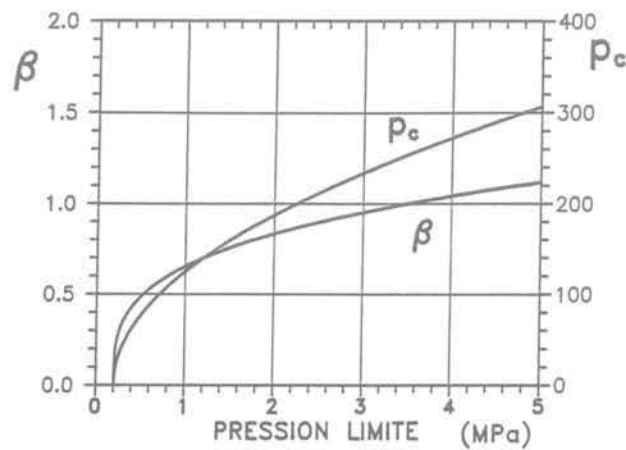
Abaque MC-8.
Tirant IRS.

Ground anchor, grouted selectively and repetitively.



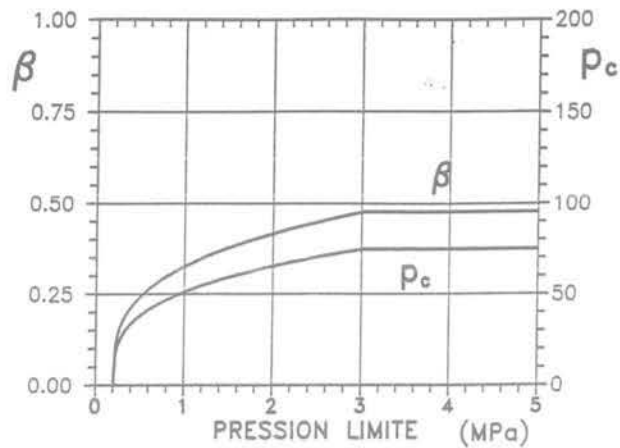
Abaque MC-9.
Tirant IGU.

Ground anchor, grouted in one go.

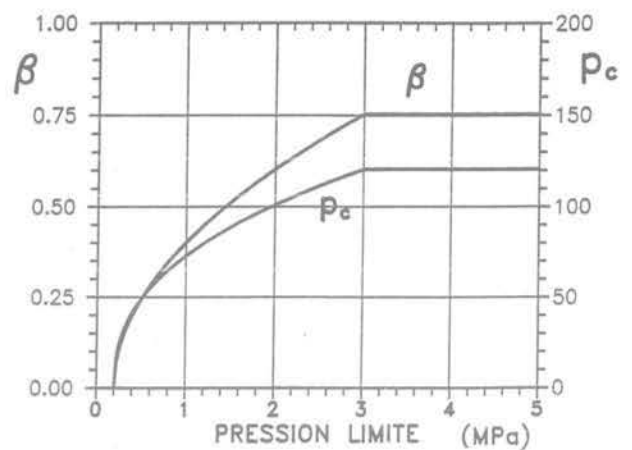


Abaque MC-10. Clous, scellement gravitaire.
Grout filled nails.

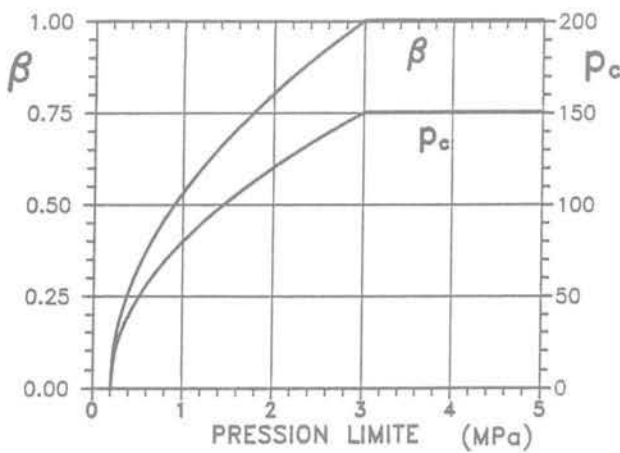
Sols marno-calcaires, craies : $\Phi_i > 22^\circ$.
Calcareous soils : $\Phi_i > 22^\circ$.



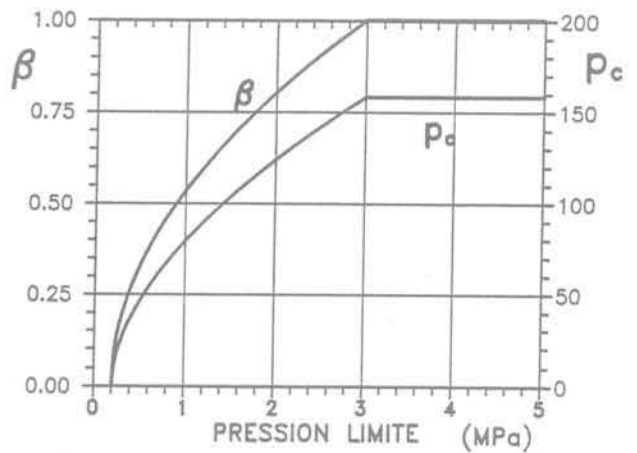
Abaque AS-0. Foré tubé (tubage perdu).
Bored cast in place pile with permanent casing.



Abaque AS-1.
Foré simple, foré boue, foré tubé (tubage récupéré).
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension or with temporary casing.

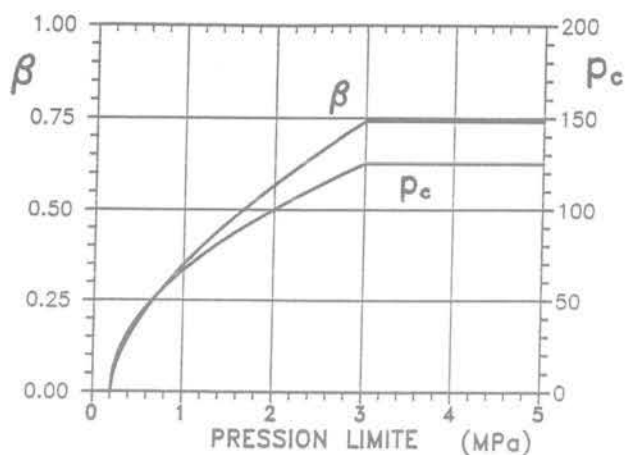


Abaque AS-2.
Foré simple (réalésage et rainurage en fin de sondage).
Puits.
Bored cast in place pile (rebored and slotted).
Hand-dug piers.

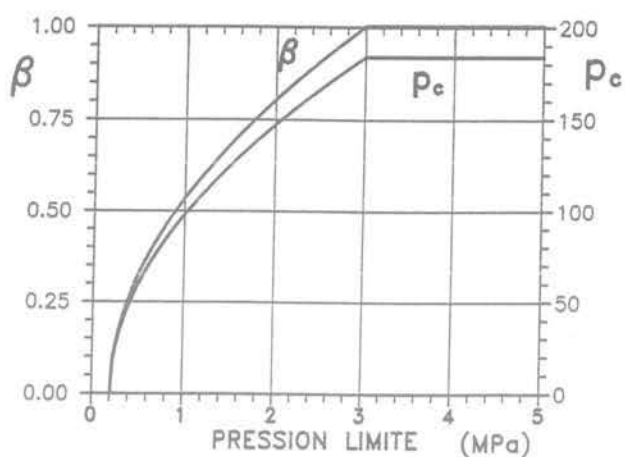


Abaque AS-3.
Battu moulé, foré boue (réalésage et rainurage en fin de sondage).
Foré tubé à sec (tubage récupéré).
Driven cast in place pile with temporary casing.
Bored cast in place through bentonite suspension (rebored and slotted).
Bored cast in place with temporary casing above water table.

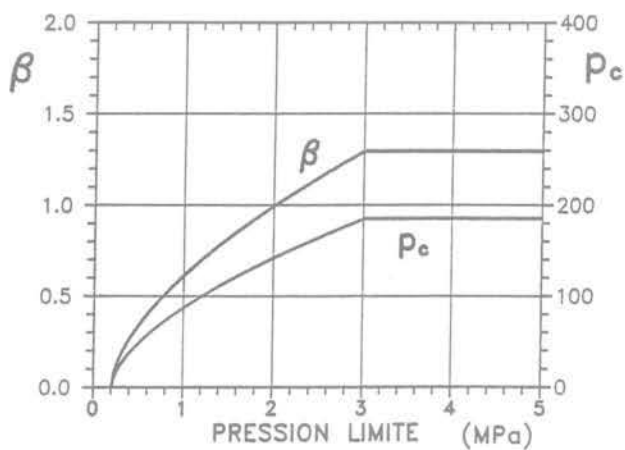
Autres sols.
Others soils.



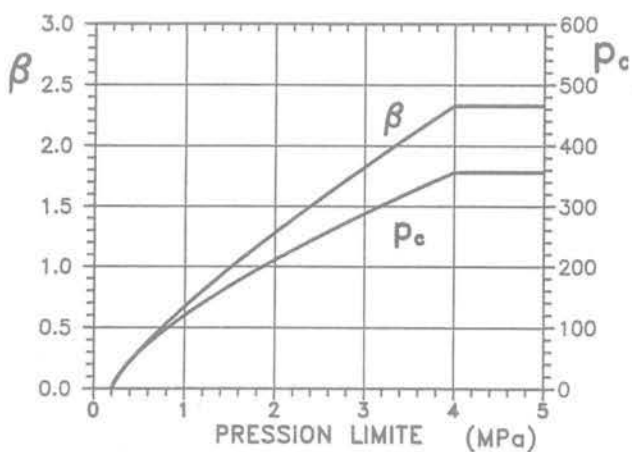
Abaque AS-4.
Météal battu.
Driven steel pipe with closed shoe.



Abaque AS-5.
Injecté basse pression, battu préfabriqué.
Load pressure grouted pile. Precast concrete driven pile.

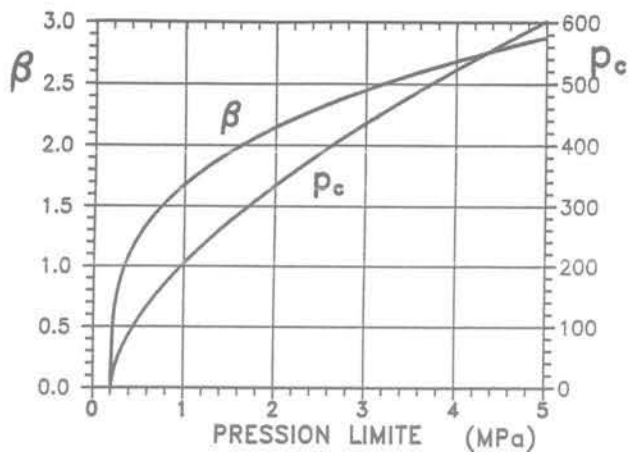


Abaque AS-6.
Battu enrobé.
Precast steel pile with continuous cast
in place concrete lining.



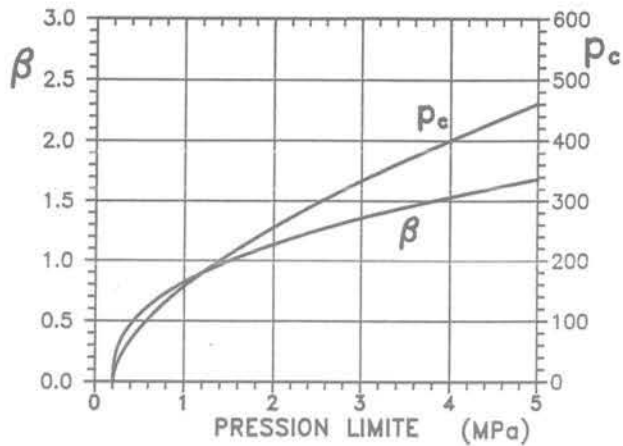
Abaque AS-7.
Injecté haute pression.
High pressure grouted pile.

Autres sols.
Others soils.



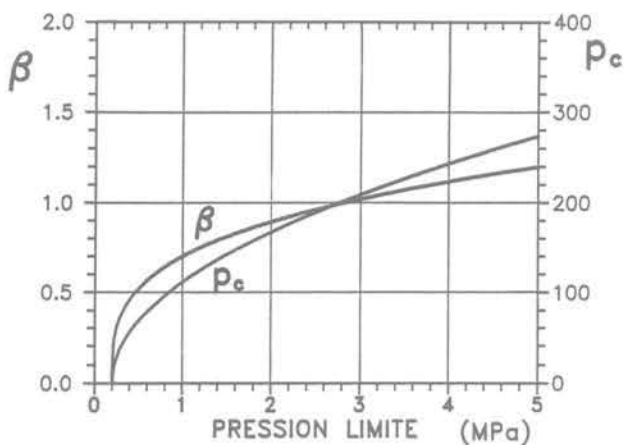
Abaque AS-8.
Tirant IRS.

Ground anchor, grouted selectively and repetitively.



Abaque AS-9.
Tirant IGU.

Ground anchor, grouted in one go.



Abaque AS-10.
Clous, scellement gravitaire.
Grout filled nails.

Autres sols.
Others soils.