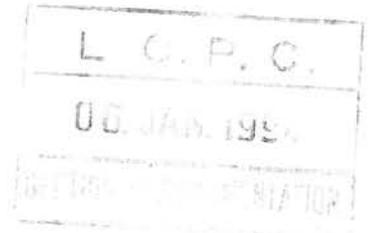


20 SEPT. 1996

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE



L.C.P.C. - Paris
DEPARTEMENT
SOLS - FONDATIONS
Bibliothèque

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Schlosser — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descoëudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1993 (numéros 62 à 65) franco 560 F

Prix au numéro franco : 160 F
(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP
8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

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

© 1993

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 65
OCTOBRE 1993

sommaire

- Interprétation de l'essai au Phicomètre
G. Philipponat, M. Zerhouni 3
- Etude d'un matériau granulaire. Passage du milieu discontinu au milieu continu :
approche expérimentale
N.E. Abriak, F. Parsy 29
- Déformabilité des sols non saturés à diverses températures
E. Recordon 37
- Etude de l'évidement du IX^e pylône du temple de Karnak par la méthode des
éléments distincts. Recherche d'une méthodologie
T. Verdel, J.P. Piguet, H. Helal, T. Abdallah 57
- Application de modèles de calcul à l'élargissement d'une autoroute sur sol
compressible
J.F. Couvreur, M. Vermaut, P.A. Vermeer 67

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 défailants 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.

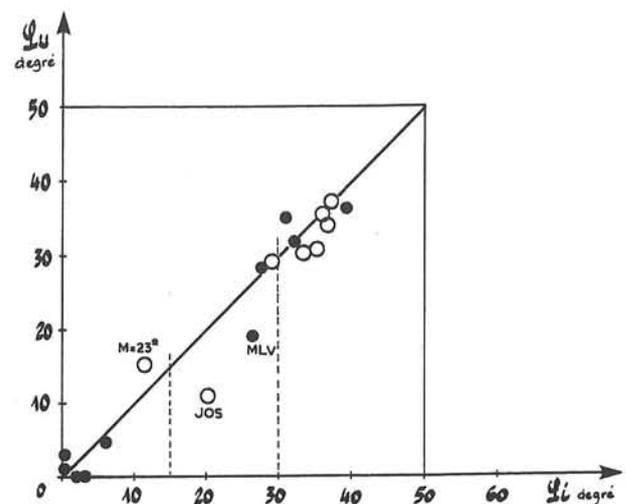


Fig. 1.1. — Estimation de Φ_u à partir du Phicomètre.
Fig. 1.1. — Estimation of Φ_u from Phicometer test.

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.

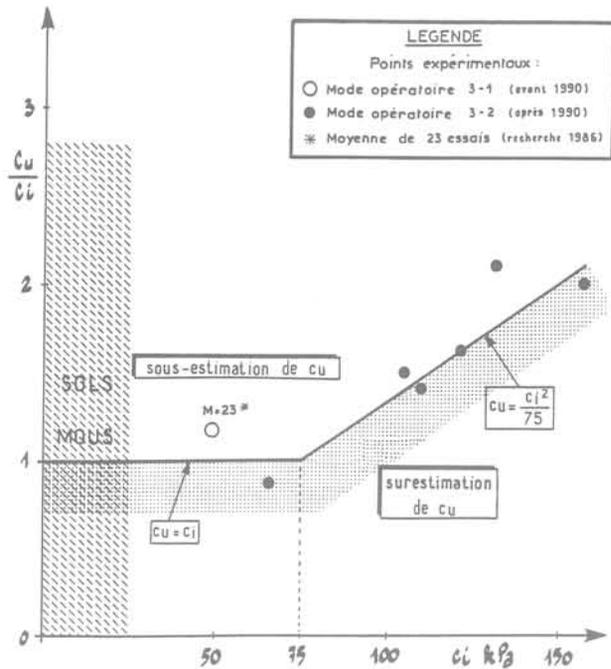


Fig. 1.2. — Estimation de c_u à partir du Phicomètre pour les sols argileux ($\Phi_1 < 15^\circ$).

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).

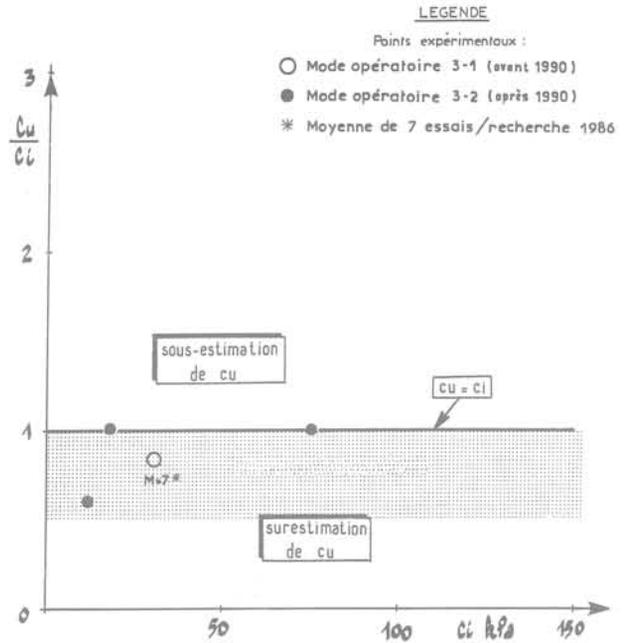


Fig. 1.3. — Estimation de c_u à partir du Phicomètre pour les sols frottants et cohérents ($\Phi_1 > 30^\circ$).

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

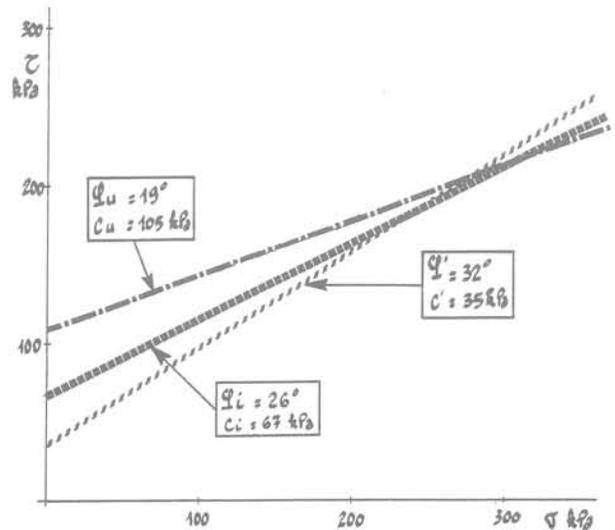


Fig. 1.4. — Marne blanche (Marne-la-Vallée) — $\Phi_1 = 26^\circ$; comparaison de différents types d'essai.

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

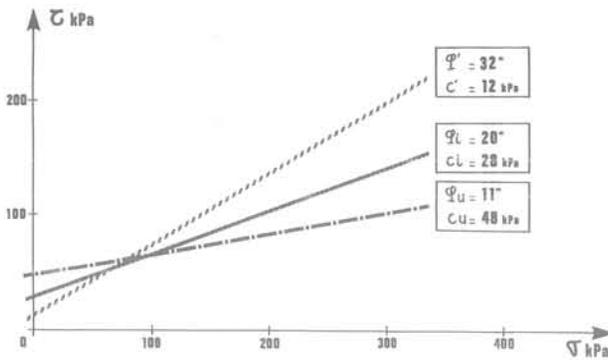


Fig. 1.5. — Limon (Jossigny) — $\Phi_i = 20^\circ$; comparaison de différents types d'essai.
 Fig. 1.5. — Silt (Jossigny) — $\Phi_i = 20^\circ$; comparaison between several kind of tests.

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

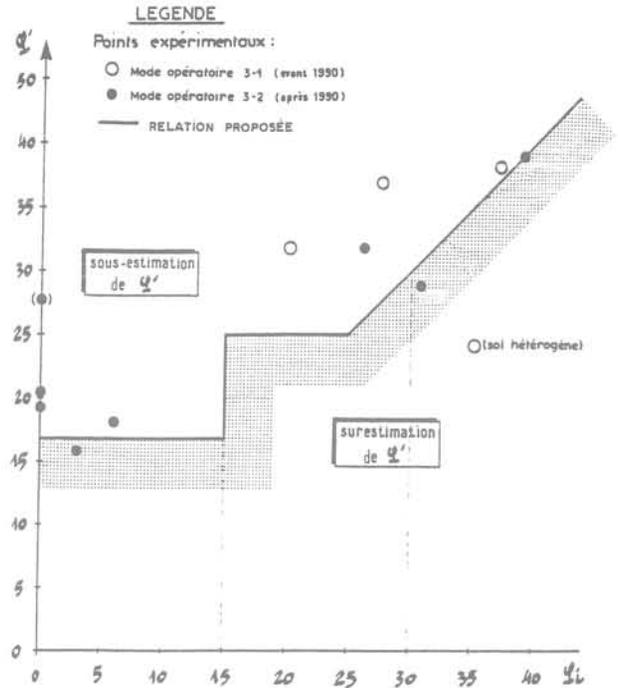


Fig. 1.6. — Estimation de Φ' à partir du Phicomètre.
 Fig. 1.6. — Estimation of Φ' from Phicometer test.

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.

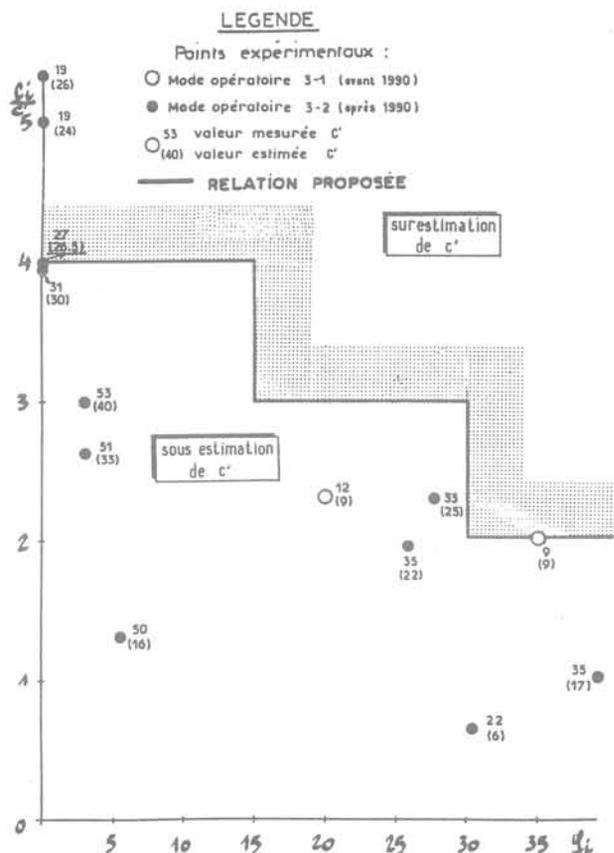


Fig. 1.7. — Estimation de c' à partir du Phicomètre.
Fig. 1.7. — Estimation of c' from Phicometer test.

Tableau 1.1. — Estimation des caractéristiques effectives.

ϕ_i (deg)	c_i kPa	Nature du sol	Estimation	
			ϕ' (deg)	C' (kPa)
≤ 15	< 20	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)	< 10	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 (PHILIP-PONNAT, 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.

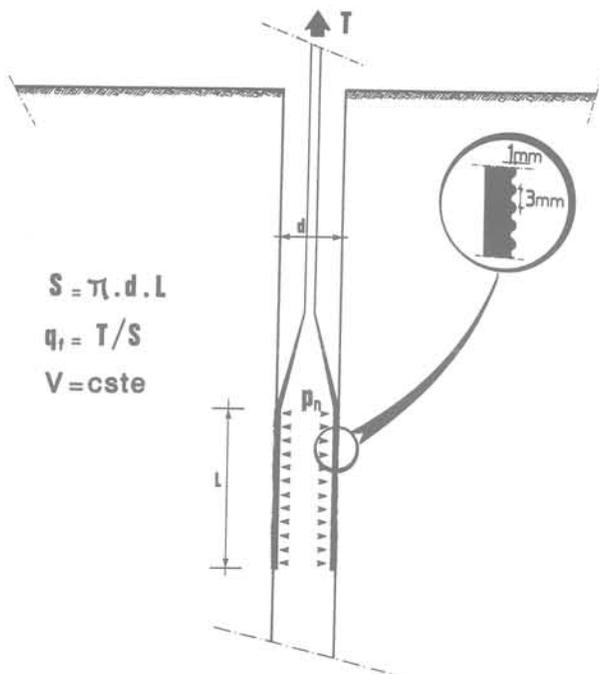


Fig. 2.1. — Principe de l'essai.

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_i°	c_i kPa		Φ_u°	c_u kPa
Tours	Craie sableuse (tuffeau de Touraine)	$E = 107$ $P_i > 4,5$ $P_f = 2,5$	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)	$E = 35$ $P_i = 1,8$ $P_f = 0,9$	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 $P_i = 0,4$ 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)	$E = 19$ $P_i = 1$ $P_f \approx 0,7$	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 $P_i = 3,9$ 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.

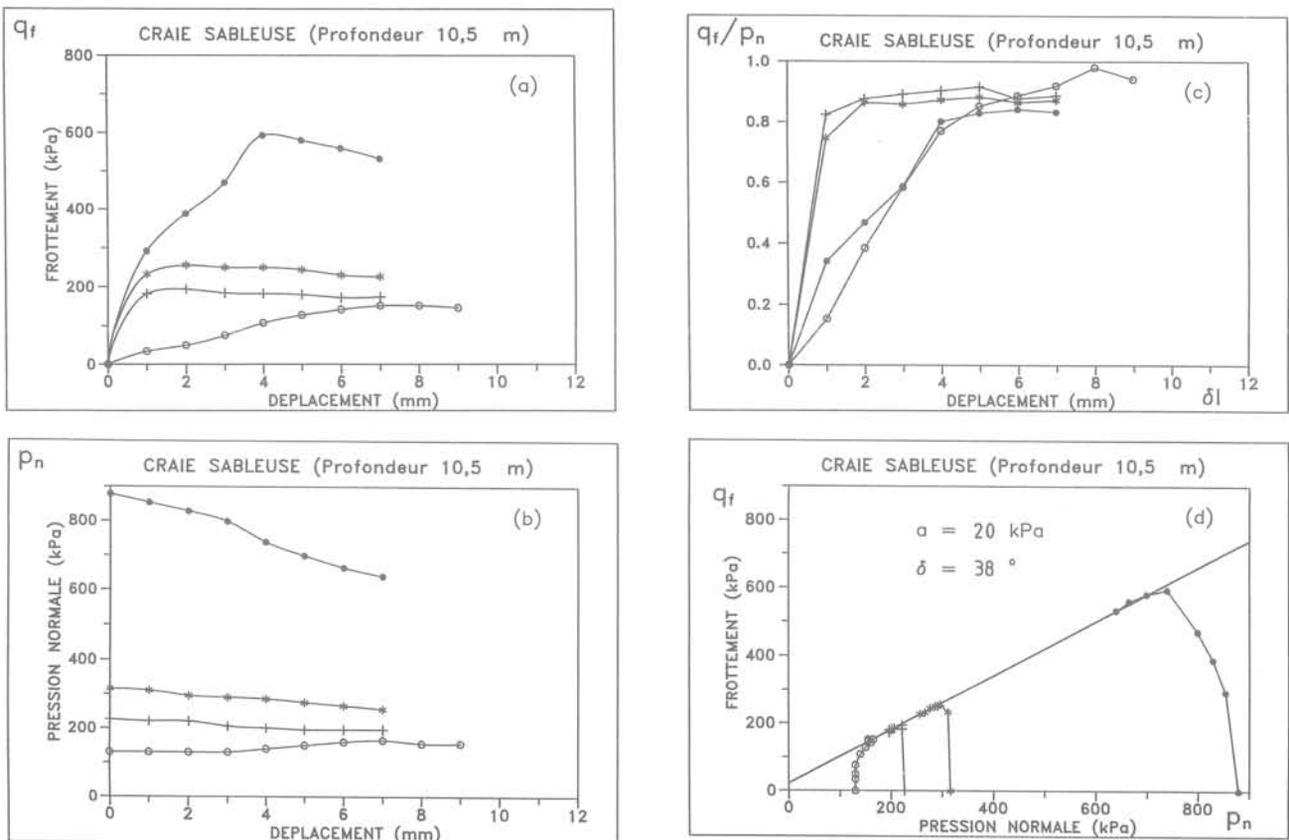


Fig. 2.2. — Essai de frottement latéral à volume constant dans la craie sableuse (site de Tours).

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.

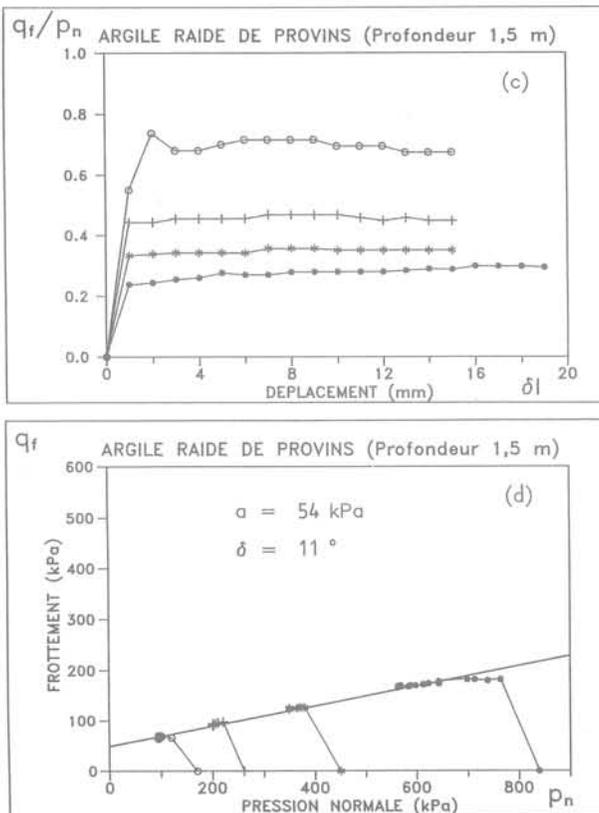


Fig. 2.3. — Essai de frottement latéral à volume constant dans l'argile raide (site de Provins).

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 $\delta = 2^\circ$.

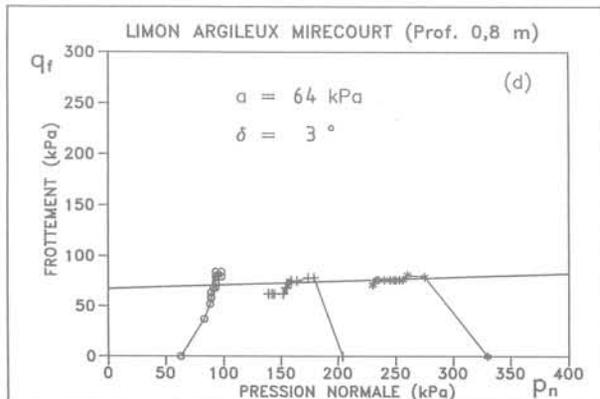
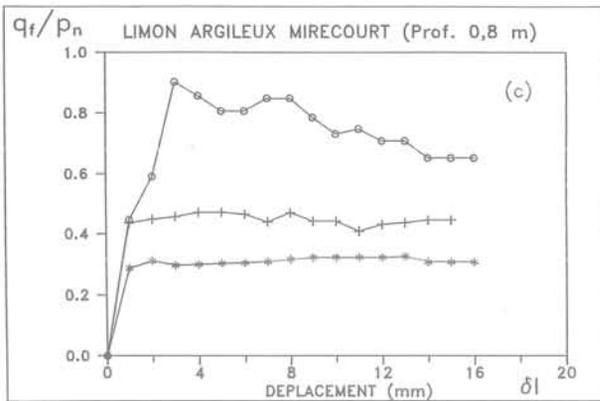


Fig. 2.4. — Essai de frottement latéral à volume constant dans le limon argileux (site de Mirecourt).

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

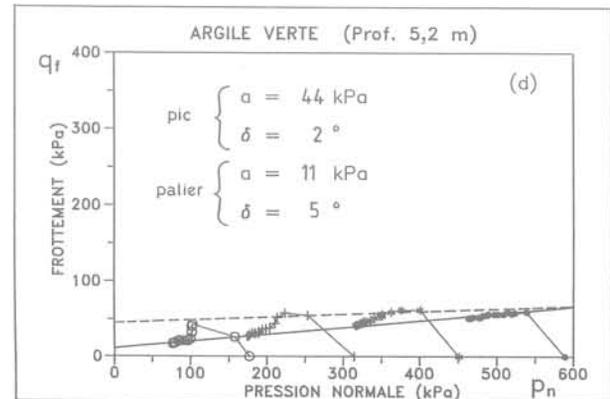
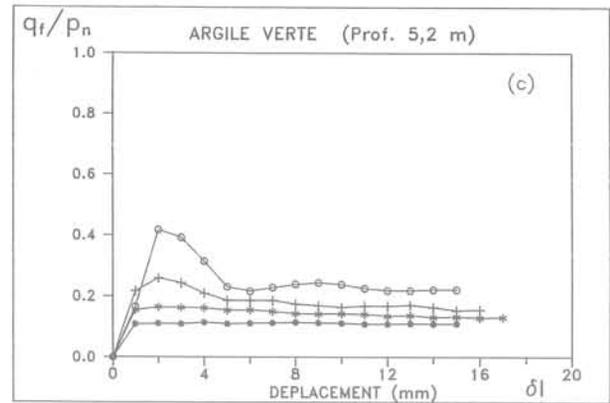


Fig. 2.5. — Essai de frottement latéral à volume constant dans l'argile verte (site de Marne-la-Vallée).

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_f/p_n au cours des arrachements ne présente pas de pic et les courbes tendent approximativement vers une valeur constante de q_f/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_f , 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_f 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 .

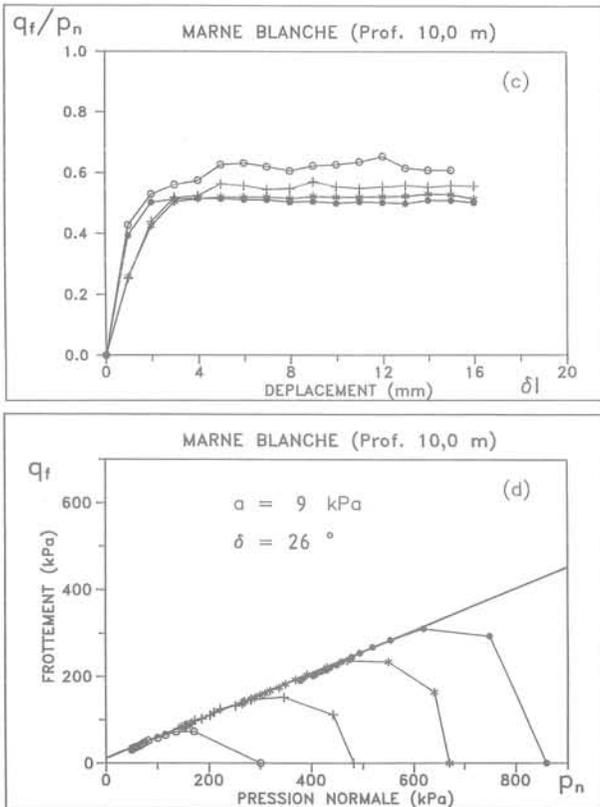


Fig. 2.6. — Essai de frottement latéral à volume constant dans la marne blanche (site de Marne-la-Vallée).

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.

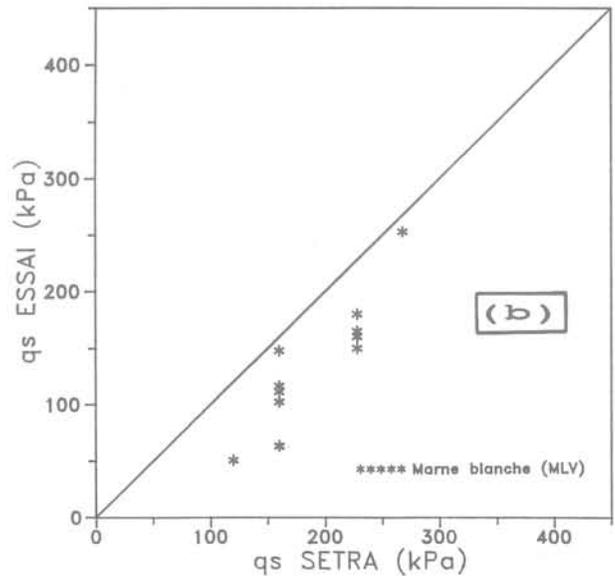
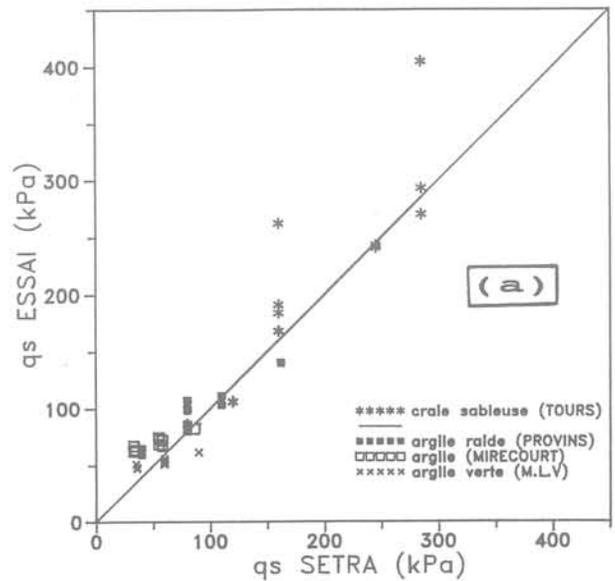


Fig. 2.7. — Comparaison entre les valeurs de q_s données par les recommandations LCPC-SETRA et celles déduites de l'essai à volume constant.

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 α 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_{np} 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 ».

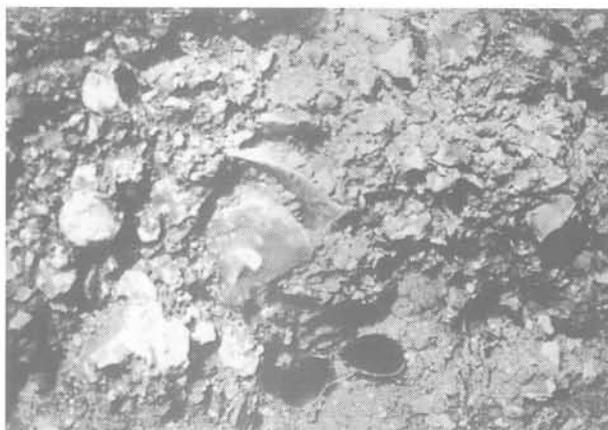


Fig. 3.1A. — Argile à silex très charpentée en silex.
Fig. 3.1A. — Mixture of clay and flint with rich percentage of flint.



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).

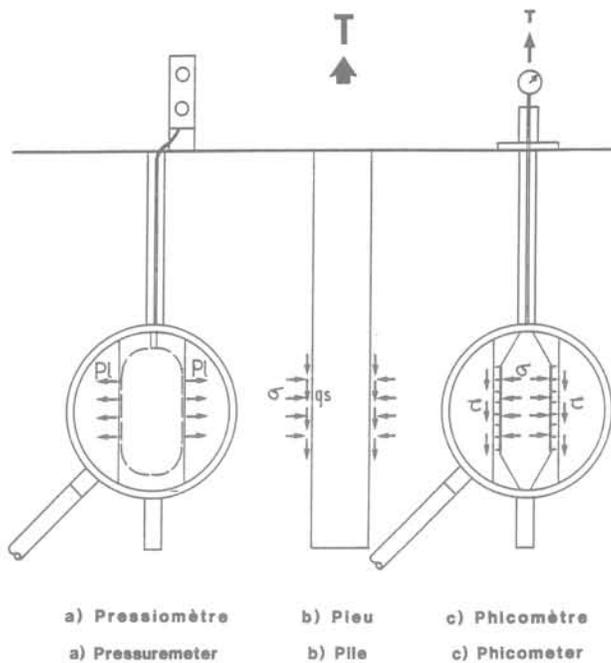


Fig. 3.2. — Comparaison des sollicitations du sol.

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 :

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

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 silice	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 silice	37	23	2,0
Argile avec quelques silice	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 silice	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 silice	15	75	3,0
Craie à silice	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 ;

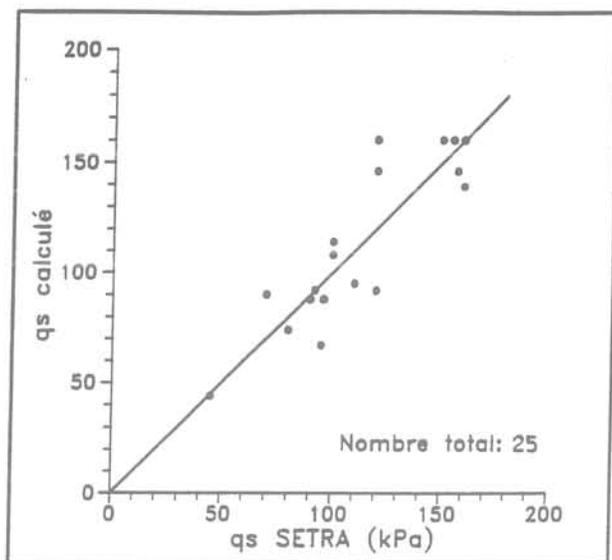
— la première colonne fournit la référence des abaques d'application pratique (voir § 5).

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

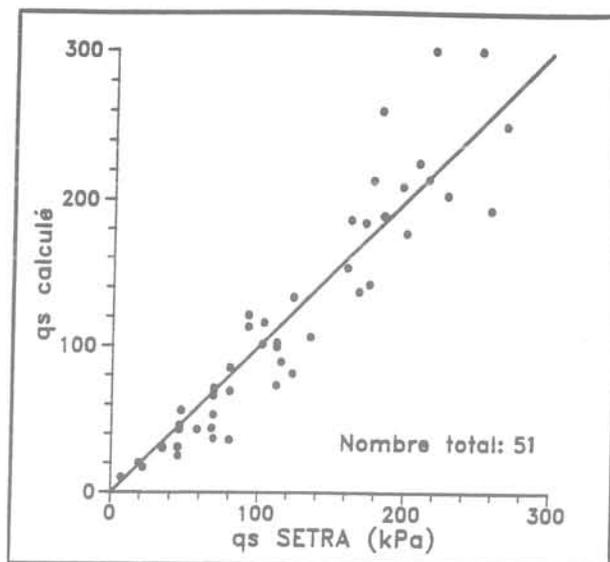
Tableau 3.IV. — Sols marno-calcaires, craies, d'angle $\Phi_i > 22^\circ$.
Valeurs numériques des paramètres de la formule (3).

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



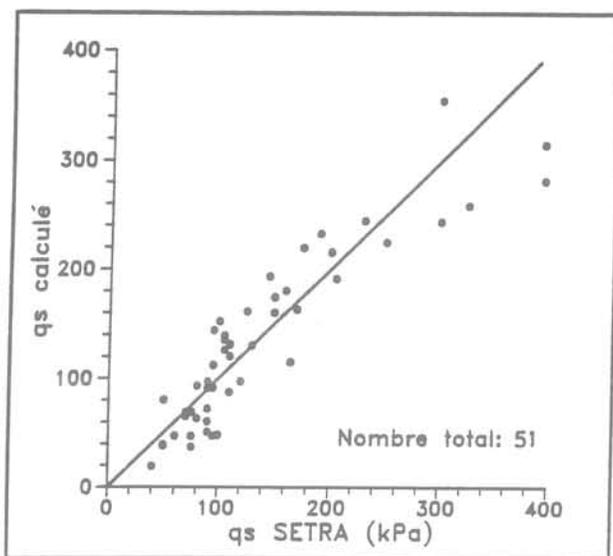
ECARTS: $E^- = -9$ Coeff. $r = 0.83$
 $E^+ = 16$

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



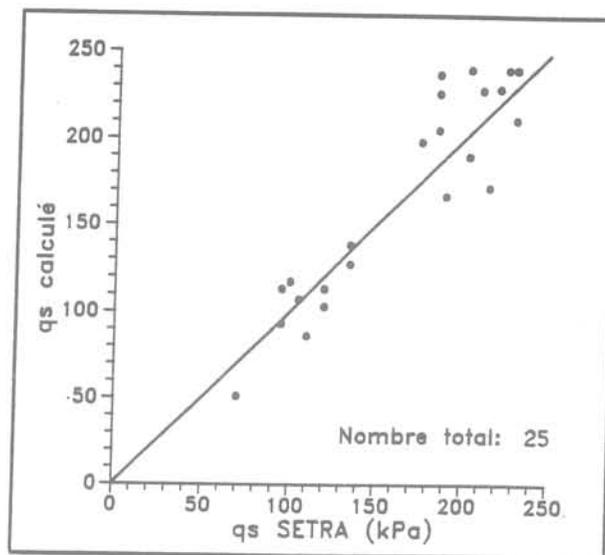
ECARTS: $E^- = -19$ Coeff. $r = 0.94$
 $E^+ = 16$

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 calcareuses	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)	$q_{s(pres)}$ ■ (kPa)	$q_{s(phico)}$ ■ (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°.

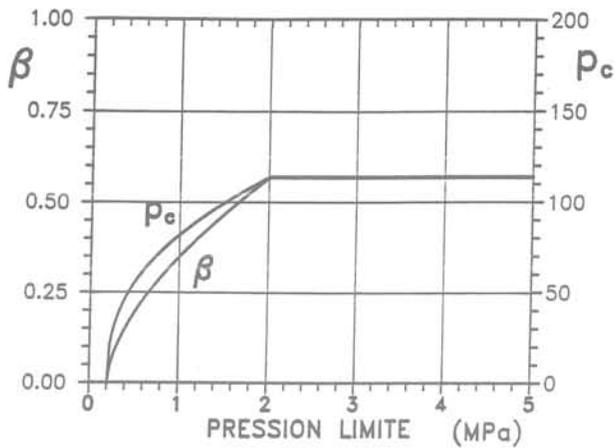
Sur chaque abaque, figurent le ou les types d'inclusions concernées.

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

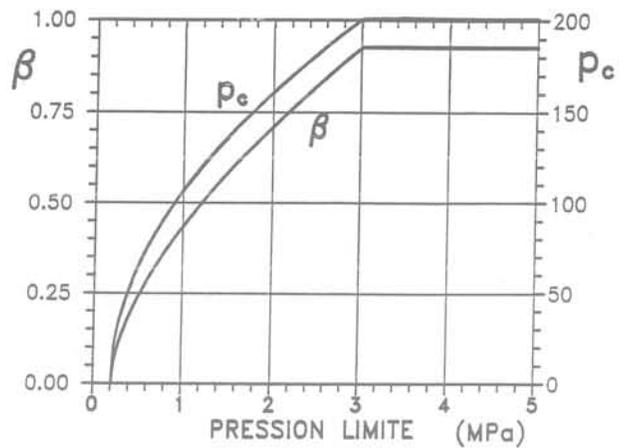
L'application de la formule (2) donne immédiatement le frottement latéral limite unitaire q_s estimé, en tenant compte des plafonds indiqués dans le tableau AI.

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

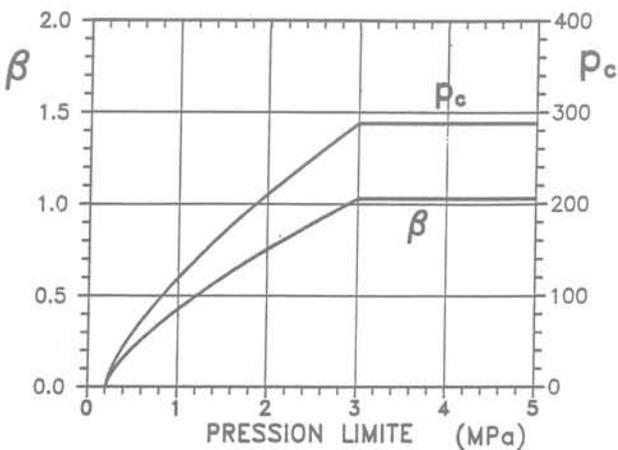
Type de pieu	Sols marno-calcaires et craies avec $\Phi_i > 22^\circ$		Autres sols	
	Abaque	q_{sp} (kPa)	Abaque	q_{sp} (kPa)
Foré simple (non réalésé)	MC-1	160	AS-1	60 si $\Phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\Phi_i > 22^\circ$
Foré simple (réalésage et rainurage en fin de forage)	MC-5	300	AS-2	140
Foré boue (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.

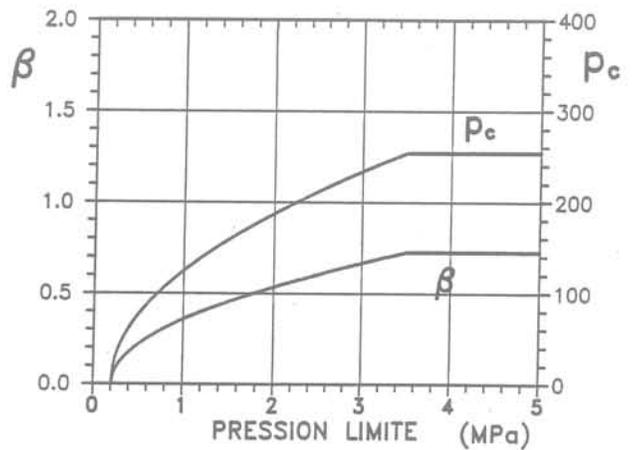


Abaque MC-1.
Foré simple, foré boue, foré tubé (tubage récupéré).
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension or with temporary casing.



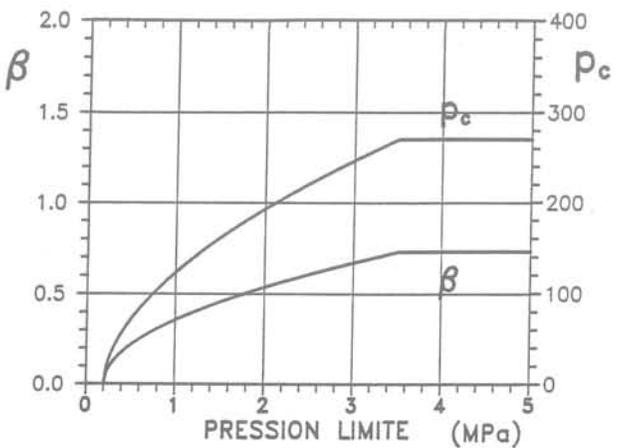
Abaque MC-2.
Battu préfabriqué, métal battu (tube fermé), battu moulé,
foré tubé à sec (tubage récupéré).

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

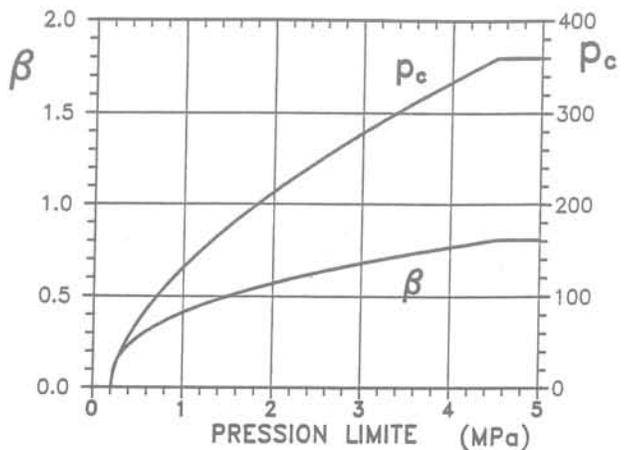


Abaque MC-3.
Puits.
Hand-dug piers.

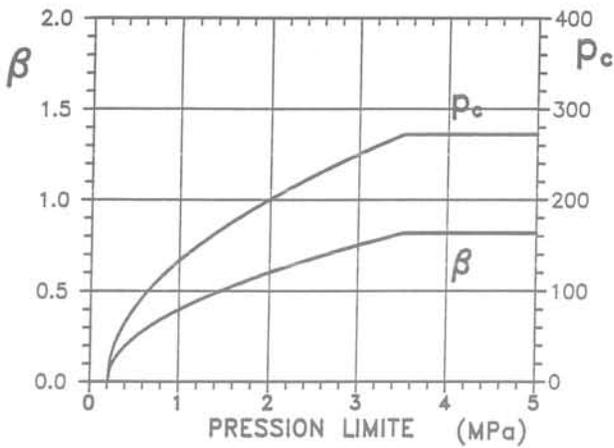
Sols marno-calcaires, craies : $\Phi_1 > 22^\circ$.
Calcareous soils : $\Phi_1 > 22^\circ$.



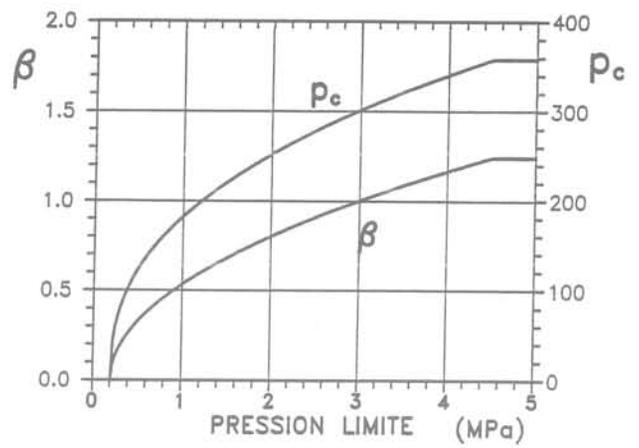
Abaque MC-4.
Battu enrobé.
Precast steel pile with continuous cast in place concrete lining.



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).

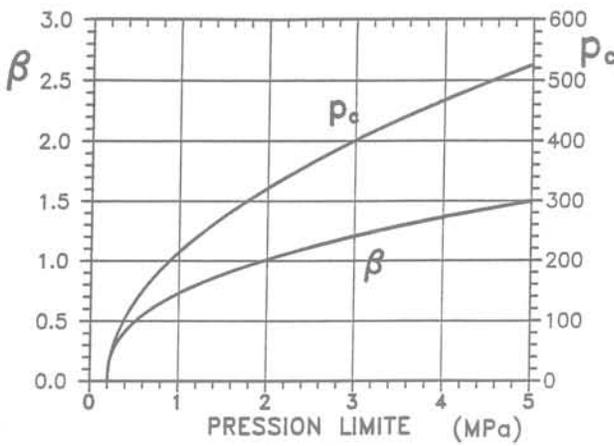


Abaque MC-6.
Injecté basse pression.
Load pressure grouted pile.



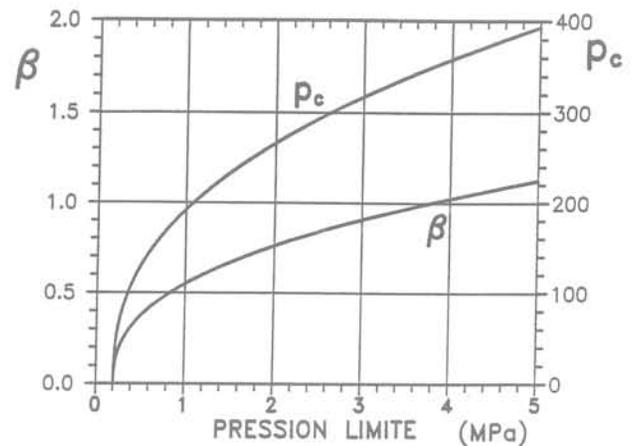
Abaque MC-7.
Injecté haute pression.
High pressure grouted pile.

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



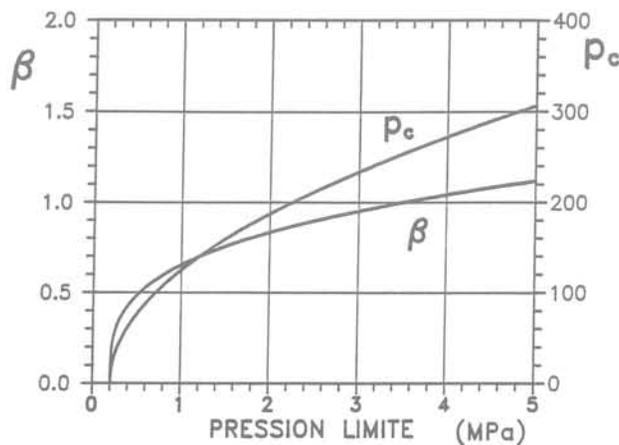
Abaque MC-8.
Tirant IRS.

Ground anchor, grouted selectively and repetitively.



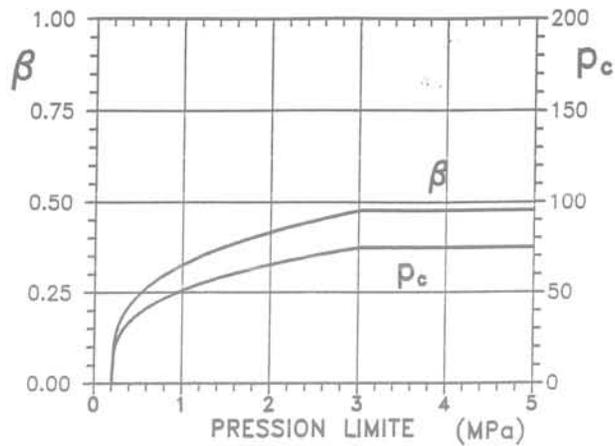
Abaque MC-9.
Tirant IGU.

Ground anchor, grouted in one go.

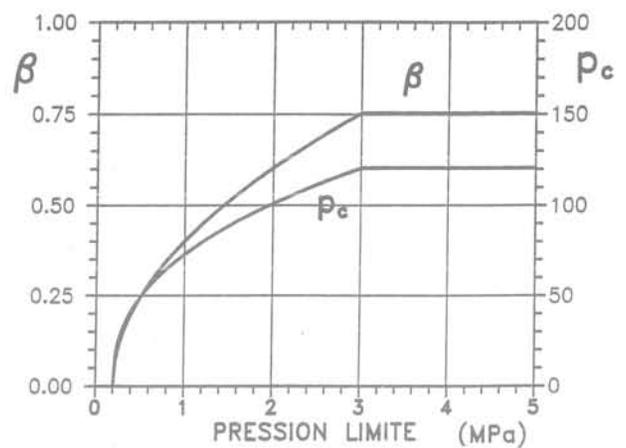


Abaque MC-10. Clous, scellement gravitaire.
Grout filled nails.

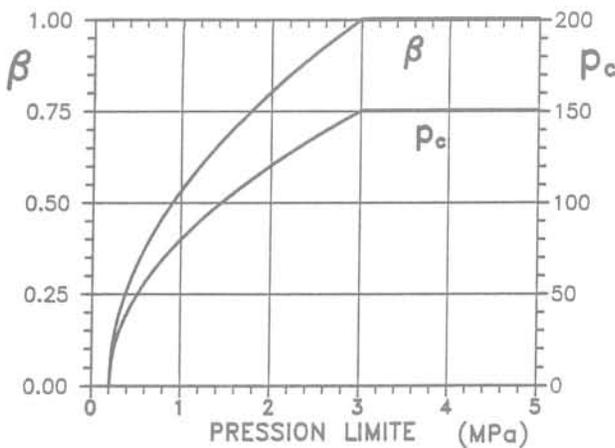
Sols marno-calcaires, craies : $\Phi_i > 22^\circ$.
Calcareous soils : $\Phi_i > 22^\circ$.



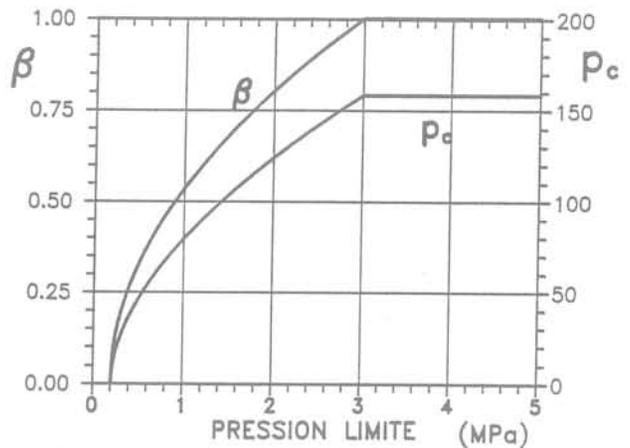
Abaque AS-0. Foré tubé (tubage perdu).
Bored cast in place pile with permanent casing.



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.

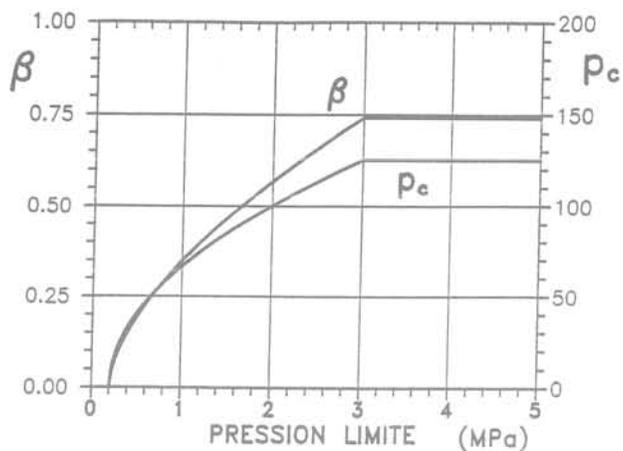


Abaque AS-2.
Foré simple (réalésage et rainurage en fin de sondage).
Puits.
Bored cast in place pile (rebored and slotted).
Hand-dug piers.

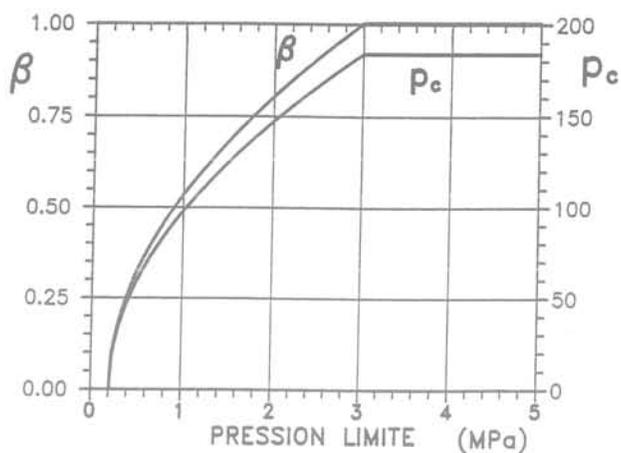


Abaque AS-3.
Battu moulé, foré boue (réalésage et rainurage en fin de sondage).
Foré tubé à sec (tubage récupéré).
Driven cast in place pile with temporary casing.
Bored cast in place through bentonite suspension (rebored and slotted).
Bored cast in place with temporary casing above water table.

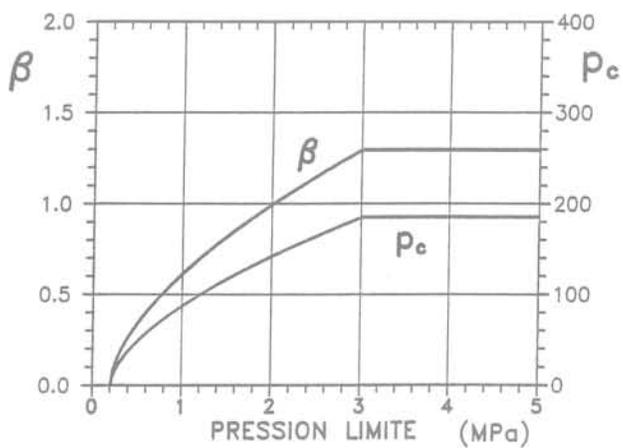
Autres sols.
Others soils.



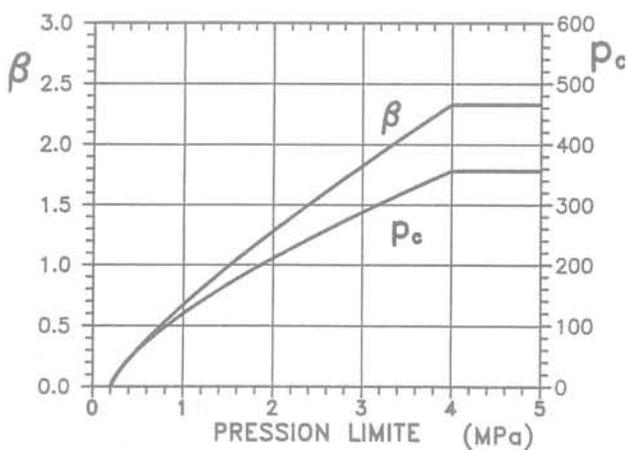
Abaque AS-4.
Météal battu.
Driven steel pipe with closed shoe.



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

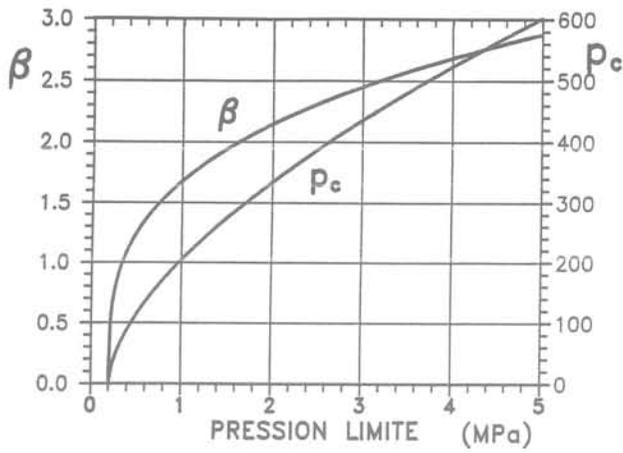


Abaque AS-6.
Battu enrobé.
Precast steel pile with continuous cast
in place concrete lining.



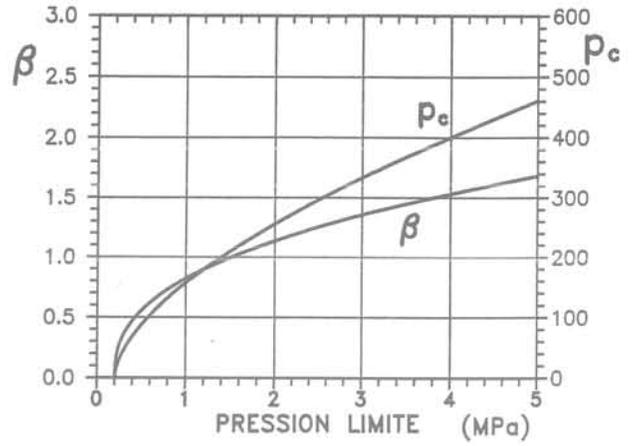
Abaque AS-7.
Injecté haute pression.
High pressure grouted pile.

Autres sols.
Others soils.



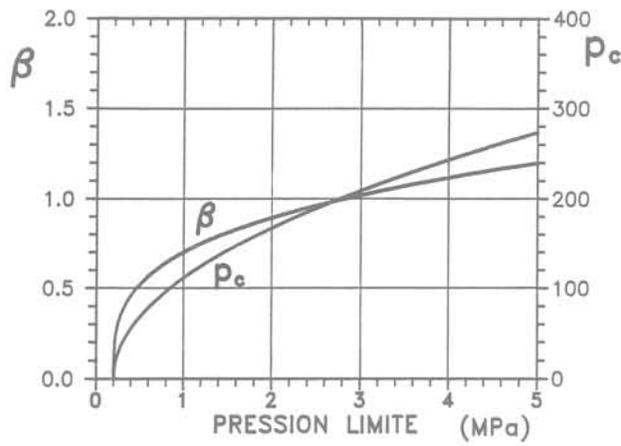
Abaque AS-8.
Tirant IRS.

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.

Etude d'un matériau granulaire. Passage du milieu discontinu au milieu continu : approche expérimentale

Study of a granular media. Transition from a discontinuous medium to a continuous one : experimental approach

N.E. ABRIAK

Chargé de Recherche, Responsable du Laboratoire de Mécanique des sols,
Ecole des Mines de Douai*

F. PARSY

Professeur, Département Mécanique, Lille**

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 29-35 (octobre 1993)

Résumé

Les résultats présentés dans cet article expliquent au niveau microstructural (c'est-à-dire du grain) les phénomènes que l'on observe ou que l'on mesure au cours de l'étude statique.

A l'aide d'une technique expérimentale que nous avons mise au point, on montre que le passage du milieu discontinu au milieu continu peut se traduire par le rapport de la taille des grains à la taille de la facette macroscopique, par conséquent on peut admettre, d'une manière générale, que les milieux granulaires sont assimilables à un milieu continu, tant que le coefficient de variation est faible.

Abstract

The results described in this article should explain, at a microstructural level (i.e. the grain), the phenomena observed or measured during a static study.

Using our experimental technique, it can be shown, that the transition from a discontinuous media to a continuous one, can be characterized by the ratio of the size of grains to the size of the macroscopic facet.

This article demonstrates that, in a general manner, granular media can be assimilated to a continuous media as long as the variation coefficient is small.

* ENSTIMD, 941, rue Charles-Bourseul, BP 838, 59508 Douai Cedex.

** Université des Sciences et Technologies de Lille, 59650 Villeneuve-d'Ascq Cedex.

1. INTRODUCTION

De nombreux chercheurs [4], [5], [8], [10] ont tenté, à partir des lois générales concernant les particules de matière et de leur géométrie, de retrouver théoriquement le comportement global du matériau. En fait ce matériau présente une structure très complexe qui est décrite par beaucoup de paramètres [3], [4], [16], [17], [19].

En faisant l'hypothèse d'homogénéité et d'isotropie d'un milieu constitué de sphères et en ne considérant que le cas où le matériau est soumis sur son contour à une pression isotrope, FAUGERAS et GOURVES [11], [12] ont établi une loi donnant la répartition des forces de contact entre les particules en fonction de la pression exercée, ainsi que des caractéristiques élastiques et granulométriques du matériau. CAMBOU et SIDOROF [6] partent de l'affirmation qu'une modélisation complète du comportement des matériaux granulaires nécessite une caractérisation macroscopique de l'état microstructural. CAMBOU [7] a étudié le cas d'un matériau bidimensionnel. Il a ainsi déterminé, pour ce type de matériau, les dimensions du domaine à prendre en compte (3 à 8 fois les dimensions de la particule la plus grosse) pour que la mécanique des milieux continus puisse s'appliquer. Dans le cas du sable, on peut parler sans contrainte du corps continu dans la mesure où une centaine de grammes de sable peut contenir 10^7 grains, qui est un nombre suffisamment grand [14].

Du point de vue macroscopique, on peut considérer le milieu granulaire comme un milieu continu, mais il est nécessairement discontinu localement à une échelle intermédiaire entre l'échelle macroscopique et celle du grain. L'idée d'un milieu continu est fondamentale dans les théories déterministes, en fait l'hypothèse de continuité ne correspond à aucun milieu granulaire réel, et tous ces corps sont discontinus sur le plan microscopique. A partir de ce qui précède, on voit qu'il est intéressant d'étudier les milieux granulaires considérés comme discontinus par une approche probabiliste puisque l'empilement des grains est aléatoire et les propriétés locales au sein du milieu peuvent différer considérablement d'une région à une autre. Cela constitue l'une des difficultés essentielles pour une définition mathématique rigoureuse des variables locales telles que le tenseur des contraintes.

2. CONTRAINTES EN MILIEU GRANULAIRE

Pour un milieu continu, la notion de contrainte est définie en un point; elle est égale à la limite du rapport (dF/dS) lorsque l'élément de surface dS tend vers zéro. En tout point, le champ local des contraintes est défini par un tenseur du second ordre appelé le tenseur de contrainte. En réalité, aucun milieu réel n'est continu. Cependant les discontinuités ont une dimension telle qu'à une échelle donnée, elles apparaissent comme négligeables. L'hypothèse de continuité permet une simplification importante et rend l'espace continu et conforme aux exigences de l'analyse mathématique.

Mais il va de soi que cette hypothèse ne correspond pas au milieu granulaire constitué d'un ensemble complexe de particules discrètes, de formes, de dimensions et d'orientations diverses.

Dans le cas d'un milieu discontinu, la notion de contrainte ne peut plus être développée de la même façon. Elle doit se traduire par d'autres concepts et ceci en tenant compte de la nature discrète du milieu. En effet, la contrainte en un point d'un tel milieu ne peut être définie que macroscopiquement.

Si on considère une surface macroscopique (dS) entourant un point, dans le cas d'un milieu biphasique, celle-ci entourera des parties vides et des parties solides. Dans le cas où ce point appartient à une phase gazeuse, la contrainte réelle est nulle. Dans le cas contraire, la contrainte réelle sera égale à la contrainte existant dans le grain en équilibre sous l'action de plusieurs forces, c'est ce que nous allons appliquer ultérieurement dans l'étude microscopique.

Dans le cas de l'étude macroscopique, le processus d'homogénéisation consistera à chercher un matériau homogène équivalent c'est-à-dire qui doit se comporter, pour des phénomènes mesurés sur une grande échelle par rapport à la taille des hétérogénéités, de la même façon que le matériau hétérogène donné. Pour ce faire, il va falloir prendre la surface (dS) suffisamment grande pour renfermer un très grand nombre de particules, de façon à ce que les discontinuités soient négligeables.

3. ÉTUDE MICROSTATIQUE

Le but de cette analyse est de déterminer les pressions isotropes relatives à chaque dimension des grains et d'étudier leur dispersion afin d'analyser les réalités expérimentales microstructurales [15].

Rappelons à ce sujet que DANTU [9] et WEBER [19], ont montré que la distribution des forces de contact n'est pas uniforme dans la structure. Ces auteurs ont mis en évidence l'existence de chaînons de contraintes composés de particules très sollicitées; ils sont évolutifs en fonction du chemin de contrainte suivi et s'orientent en général suivant la direction de la contrainte principale majeure.

Pour étudier ces réalités expérimentales, on a conçu et réalisé un modèle, d'1,80 mètre de hauteur et de 0,30 mètre de longueur, simulant une tranche d'un milieu granulaire enfermé entre deux parois rigides parallèles. Le matériau utilisé est un ensemble de rouleaux cylindriques en polychlorure de vinyl; le comportement d'un tel matériau est analogue à celui d'un milieu granulaire [8], en particulier à celui d'un sable dense, il présente en effet de nombreux points communs avec ce dernier.

Compte tenu du nombre considérable de petits rouleaux que comportait le massif, nous avons été amenés à prévoir un système de sécurité prévenant tout renversement. La stabilité du massif analogue est assurée par un écran amovible disposé sur la face arrière. En

cours d'expérimentation, cette dernière est reculée ou enlevée complètement, afin de permettre aux rouleaux de se déplacer pendant les mesures effectuées lors de l'étude statique et d'éliminer les frottements parasites.

3.1. Principe de la détermination des forces de contact

La détermination de la pression isotrope passe par l'évaluation de la force nécessaire au déplacement longitudinal du rouleau.

Deux cas sont possibles : soit le grain est inactif et n'exige aucune force pour son enfoncement, alors on peut considérer qu'aucune force de contact n'existe à la périphérie du grain, soit le grain nécessite une force F pour son déplacement, alors il existe des forces de contacts entre le grain et ses voisins.

Soit F_i : la composante radiale de la force de contact entre les grains,

δ : l'angle de frottement longitudinal.

La résistance à l'enfoncement du rouleau peut s'écrire :

$$R = \sum_i F_i \operatorname{tg} \delta$$

$\sum F_i$ = la somme des forces appliquées sur le rouleau, déplacé, par les rouleaux voisins.

Ce qui correspond, suivant la loi physique de l'Action-Réaction, à la force de poussée F sur le rouleau, soit :

$$F = \sum F_i \operatorname{tg} \delta$$

On appelle pression isotrope équivalente du grain, le rapport de la somme des composantes radiales des forces de contact à la surface latérale du rouleau enfoncé, soit :

$$P = \left[\frac{(\sum F_i)}{(2\pi r l)} \right] = \left[\frac{(F)}{(Stg\delta)} \right]$$

r : rayon du rouleau ; $d = 2r = (2, 3 \text{ ou } 4 \text{ mm})$,

l : longueur du rouleau, $l = 6 \text{ cm}$,

$\operatorname{tg} \delta$: coefficient de frottement latéral.

3.2. Mise au point d'un appareillage de mesure des pressions isotropes

Pour pouvoir faire une étude microstatique, on a été amené à réaliser un système de mesure qui permette d'évaluer les pressions isotropes exercées au niveau de chaque grain. L'ensemble du système comprend :

- un capteur de déplacement,
- un dispositif électronique qui permet de bloquer la valeur de la tension minimale,
- un convertisseur qui assure la conversion analogique-numérique,
- un ordinateur pour le stockage des mesures.

A l'aide du capteur SCHLUMBERGER CD 4421/1, auquel un ressort a été ajouté, on a déterminé la force nécessaire pour déplacer les rouleaux, ce capteur est branché sur un dispositif électronique (fourni par le laboratoire d'électronique de l'ENSTIMD), qui transmet, sur le voltmètre, la valeur maximale de la différence de potentiel obtenue.

En fait, ce système donne une tension proportionnelle au déplacement et grâce au ressort, le déplacement, à son tour, est proportionnel à la force exercée sur le capteur et par conséquent, le système nous fournit une tension proportionnelle à cette force.

Dans le cas de l'étude statistique, deux ressorts différents ont été utilisés, le premier assez résistant, ce qui permet d'opérer sur la partie inférieure du massif ; le second, contrairement au premier est très sensible, ceci afin de pouvoir opérer sur la partie haute du massif.

On a réalisé une courbe d'étalonnage permettant d'obtenir les forces à partir des tensions. Des paliers apparaissent, correspondant aux domaines d'utilisation des deux ressorts. La linéarité de la charge en fonction de la tension change lorsque l'on passe d'un ressort à l'autre. Grâce à cette courbe d'étalonnage, on en déduit la force, que l'on exerce avec le capteur sur le grain, à partir de la tension affichée sur le voltmètre.

3.3 Mise en place du matériau

Elle se fait de façon aléatoire pour éviter l'accumulation importante de rouleaux de même diamètre dans un secteur donné. Ils sont disposés dans le massif sous l'effet de la pesanteur, les couches successives ne sont pas compactées, mais simplement disposées de façon à ce que les génératrices rectilignes des rouleaux soient bien parallèles entre elles. On suppose que la densité initiale de mise en place est constante.

Une seule et même procédure a été suivie pour réaliser tous les essais qui consistent à rechercher la répartition des pressions isotropes au sein du massif en fonction de la profondeur. Pour cela le massif a été quadrillé en diverses cases carrées repérées par une abscisse et une ordonnée, sur chaque carré on relève la pression isotrope. On répète les expériences plusieurs fois afin d'avoir un nombre de mesures suffisant permettant ainsi une analyse statistique satisfaisante.

3.4. Résultats et analyse

Sur le capteur a été adaptée une tige de diamètre 1,5 mm permettant ainsi de ne pousser que sur un grain au maximum. La mise en œuvre des essais se déroulait de la même manière pour chaque expérience.

Pour chaque hauteur du massif, 18 mesures de force de contact ont été effectuées sur des rouleaux choisis aléatoirement. Les valeurs obtenues sont stockées puis traitées par un programme informatique dont la finalité était de fournir, pour chaque hauteur et pour chaque diamètre :

- la pression isotrope moyenne,
- l'écart-type,
- le coefficient de variation,
- le pourcentage des rouleaux libres.

Ainsi les figures 1, 2 et 3 représentent l'évolution de la pression isotrope en fonction de la profondeur relativement aux rouleaux de diamètre 2, 3 et 4 mm.

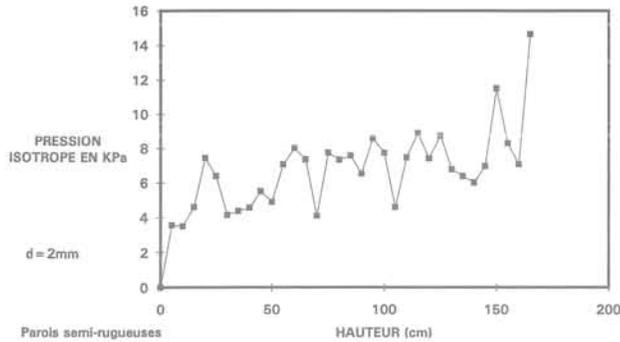


Fig. 1. — Evolution de la pression isotrope en fonction de la profondeur (rouleaux de 2 mm de diamètre).

Fig. 1. — Evolution of the isotropic pressure with depth (rolls of 2 mm in diameter).

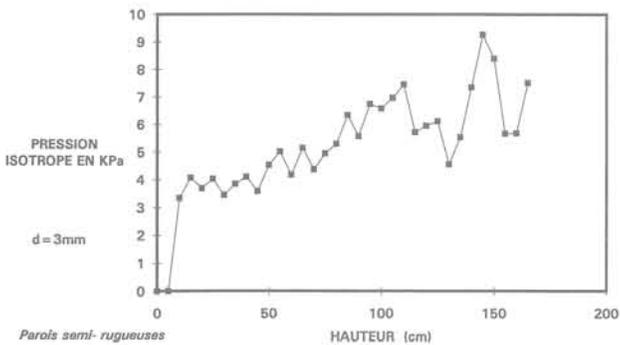


Fig. 2. — Evolution de la pression isotrope en fonction de la profondeur (rouleaux de 3 mm de diamètre).

Fig. 2. — Evolution of the isotropic pressure with depth (rolls of 3 mm in diameter).

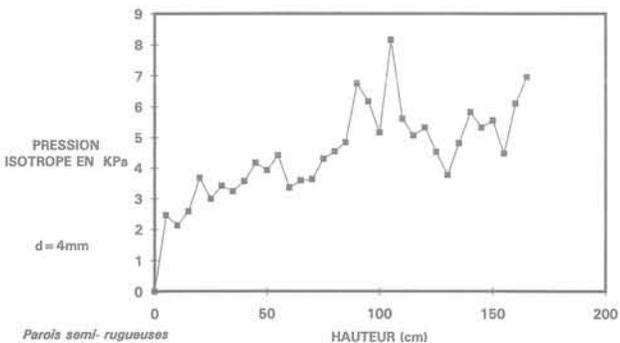


Fig. 3. — Evolution de la pression isotrope en fonction de la profondeur (rouleaux de 4 mm de diamètre).

Fig. 3. — Evolution of the isotropic pressure with depth (rolls of 4 mm in diameter).

La comparaison entre ces courbes, montre que les valeurs mesurées varient d'une courbe à l'autre. En effet, nous constatons que les pressions isotropes diminuent au fur et à mesure que le diamètre des grains augmente.

Pour caractériser la dispersion des valeurs expérimentales de la pression isotrope, on a calculé l'écart-type en recherchant la racine carrée de la variance, et on a divisé ce dernier par la moyenne arithmétique de l'ensemble des valeurs mesurées ce qui définit le coefficient de variation utilisé.

On a également tracé les courbes concernant le coefficient de variation en fonction de la profondeur. Ainsi les courbes des figures 4, 5 et 6 montrent que le coef-

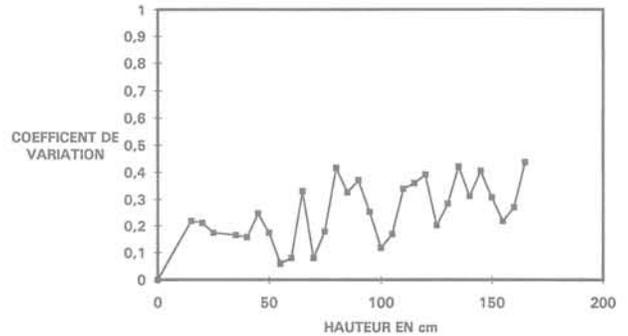


Fig. 4. — Evolution du coefficient de variation moyen en fonction de la profondeur (rouleaux de 2 mm de diamètre).

Fig. 4. — Evolution of the mean variation coefficient with depth (rolls of 2 mm in diameter).

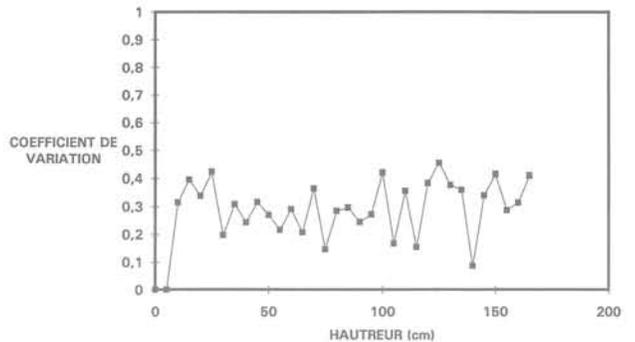


Fig. 5. — Evolution du coefficient de variation moyen en fonction de la profondeur (rouleaux de 3 mm de diamètre).

Fig. 5. — Evolution of the mean variation coefficient with depth (rolls of 3 mm in diameter).

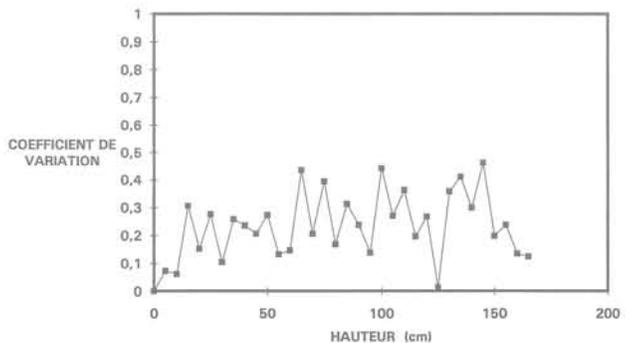


Fig. 6. — Evolution du coefficient de variation moyen en fonction de la profondeur (rouleaux de 4 mm de diamètre).

Fig. 6. — Evolution of the mean variation coefficient with depth (rolls of 4 mm in diameter).

ficient de variation est indépendant de la profondeur. Cependant, la valeur du coefficient de variation moyen varie d'une courbe à l'autre. Cette variation ne peut être due qu'aux dimensions des grains.

Précisons en plus que les courbes « pression isotrope en fonction de la hauteur » tendent vers une certaine limite bien déterminée, qui augmente au fur et à mesure que la dimension des grains diminue. L'exploitation logique de cela est que, sous leur propre poids et le poids des couches supérieures, les grains prennent une position d'équilibre, et cette position est de plus en plus stable pour les grains « actifs ». Les faibles dimensions qui sont d'ailleurs moins nombreuses, puisque sur l'ensemble des grains poussés, on a compté 35 % de grains libres de diamètre deux millimètres alors que le pourcentage n'est que de 18 % et de 11 % respectivement pour les grains de diamètre quatre et trois millimètres. Cela confirme que les petits grains trouvent plus facilement place dans les voûtes qui se forment au sein du massif. A ce propos, nous avons tracé le pourcentage de grains inactifs (grains qui ne participent pas à la transmission des efforts) en fonction de la profondeur (fig. 7).

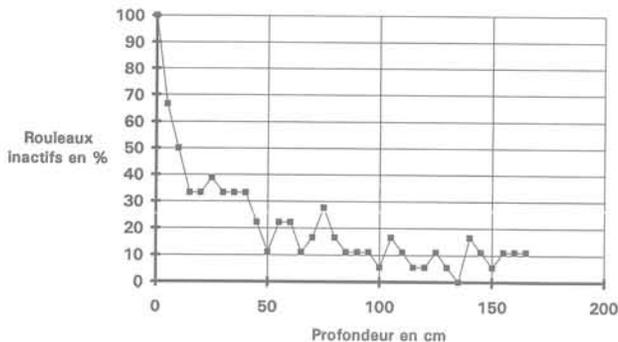


Fig. 7. — Pourcentage des grains inactifs en fonction de la profondeur du massif.

Fig. 7. — Percentage of inactive grains as a function of depth.

Sur cette courbe, on constate une diminution du pourcentage des grains inactifs « libres » en fonction de la profondeur ; cela est dû au fait qu'au fur et à mesure que l'on s'enfonce vers le fond du silo, la pression des couches supérieures sur les couches inférieures augmente. Le matériau se compacte, et il se crée un arrangement régulier. Le matériau passe alors d'une configuration lâche à une configuration dense, ce qui empêche la formation des voûtes où les grains libres se logent.

En fait, on se rend bien compte lors de l'essai que la force mesurée pour déplacer les petits grains soit est nulle, (alors, le grain est vraiment inactif) ou bien est très importante (alors, le grain est actif et la force d'enfoncement est très grande). Cette constatation change avec les dimensions des grains. En effet, dans le cas des gros grains, il n'y a plus deux types de forces d'enfoncement, mais trois :

- le grain nécessite une force importante,
- le grain nécessite une force moyenne,
- le grain nécessite une force quasiment nulle.

Donc les grains de faible dimension, quand ils sont actifs, ont une disposition telle que la présence des grains qui les entourent, a une grande influence sur leur équilibre et prend part à la distribution des forces ; ceci s'accroît avec la diminution de l'abondance des grains inactifs. Ces observations expérimentales nous permettent de souligner combien il est important, si l'on veut rester proche du milieu continu, de considérer une surface macroscopique, suffisamment grande de façon que les discontinuités (grains inactifs, vides) soient négligeables, et suffisamment petites pour qu'on puisse parler de contraintes macroscopiques. Donc à l'échelle des grains, le milieu est discontinu ; à une échelle plus grande (possibilité de définir cette surface), nous dirons que le massif est un milieu continu fictif dont les paramètres sont globaux. Ils sont déterminés par des lois simples qui représentent rarement la réalité.

4. PASSAGE DU MILIEU DISCONTINU AU MILIEU CONTINU

4.1. Position du problème

Parallèlement à ces travaux, se développe une autre voie expérimentale utilisant « l'appareil biaxial » qui a été mis au point par FAUGERAS en 1979 ; il est constitué par un moule de quatre éléments mobiles les uns par rapport aux autres. Deux cadres métalliques indépendants assurent la mise en charge par un système vis-écrou. L'ensemble est posé sur un plan lisse horizontal. GOURVES et MEZGHANI [13] se sont attachés à l'analyse des phénomènes discrets se produisant au sein du matériau analogique. Pour cette étude à l'échelle locale, ils ont procédé à une analyse statistique de l'état de contrainte macroscopique au sein du milieu, en utilisant cet appareil de compression dans le cas d'un milieu non pesant. Leurs résultats sont très intéressants, dans la mesure où ils montrent que la contrainte macroscopique au sein d'un matériau granulaire, est une variable aléatoire obéissant à une loi normale définie par une caractéristique de position et une caractéristique de dispersion. La contrainte moyenne est égale à la contrainte régnant au point considéré et pour la même direction de facette, au sein du milieu continu équivalent, c'est-à-dire du milieu homogénéisé. Ces auteurs, en utilisant des plaques rectangulaires de tailles différentes, ont mis en évidence l'influence de la taille de la facette macroscopique considérée sur la dispersion des valeurs expérimentales des contraintes.

La suite de cette étude confirme et généralise leurs résultats et par conséquent répond à la question suivante : Peut-on traduire le passage du milieu discontinu au milieu continu par le rapport de la taille moyenne des grains à la taille des tiges de section circulaire ?

Signalons tout d'abord que nous avons travaillé, contrairement à GOURVES et MEZGHANI [13] dans un milieu pesant soumis ou non à une charge sur sa surface libre. En ce qui concerne les essais, ils ont été effectués, non pas avec des plaques rectangulaires, mais avec des tiges de sections différentes ce qui change complètement les données du problème résolu par GOURVES et MEZGHANI.

4.2. Influence de la taille de la facette macroscopique

Deux types d'essais ont été effectués, un relatif au massif non chargé et l'autre relatif au massif soumis sur sa surface libre, à une charge $Q = 400$ N, à l'aide de tiges de sections circulaires de différents diamètres. La même granulométrie que précédemment a été utilisée ce qui a permis d'avoir un rapport « taille de grains — taille de tiges » variable. Les tiges utilisées avaient des sections circulaires de diamètre 4 mm, 10 mm, 20 mm, 30 mm et 40 mm.

Il faut rappeler que la contrainte macroscopique est définie comme la somme des composantes normales des forces s'exerçant sur les particules divisée par l'aire de la facette macroscopique considérée. Dans le cas présent, cette facette correspond à la taille de la tige utilisée. Pour mettre en évidence l'influence de la taille de cette facette, sur la dispersion des mesures, on a déterminé, tout d'abord, pour les différents points de mesure étudiés et pour les différentes tiges, les caractéristiques de position (moyenne arithmétique). Les caractéristiques de dispersion, notamment l'écart-type et le coefficient de variation relatifs aux contraintes isotropes pour chaque niveau de massif ont été ensuite déterminés.

Les courbes des figures 8 et 9 représentent l'évolution du coefficient de variation moyen de la contrainte isotrope en fonction du diamètre de la tige.

Rappelons qu'à l'aide de la technique expérimentale de mesures des efforts nécessaires pour déplacer un ensemble de rouleaux [1], [12], il était possible de décrire la répartition des contraintes au sein du matériau analogique. Ainsi, il a été confirmé que dans le modèle contenant de la matière, soumis à une charge ou non, les efforts n'augmentent pas indéfiniment lorsque la hauteur du matériau croît ; ils tendent vers des limites, comme diverses lois de détermination des efforts statiques dans les silos le montrent. Les résultats obtenus coïncident notamment avec ceux de JANSSEN et ABRIAK [1].

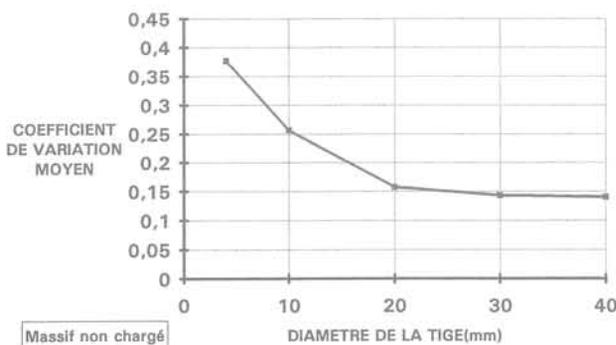


Fig. 8. — Evolution du coefficient de variation moyen de la contrainte isotrope en fonction du diamètre de la tige (Massif granulaire non chargé).

Fig. 8. — Evolution of the mean variation coefficient of the isotropic stress with the diameter of the stalk (Granular bulk free of charge).

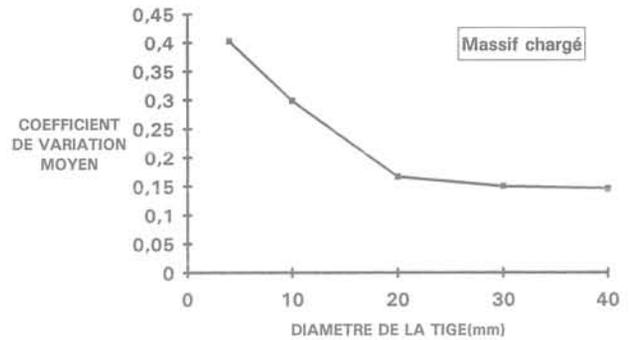


Fig. 9. — Evolution du coefficient de variation moyen de la contrainte isotrope en fonction du diamètre de la tige (Massif granulaire chargé $Q = 40$ daN).

Fig. 9. — Evolution of the mean variation coefficient with the stalk diameter (granular bulk with charge $Q = 40$ daN).

Pour rester plus proche d'une part d'un milieu continu, d'autre part de la théorie de JANSSEN, il faudrait trouver un compromis entre la taille moyenne des grains et la taille de la tige. En effet, la tige de diamètre 4 mm n'affecte pas un nombre suffisant de grains pour être représentative du milieu pour que la notion de contrainte macroscopique puisse être appliquée et qu'ensuite les valeurs des contraintes isotropes tendent à profondeur infinie vers une valeur asymptotique similaire à celle prédite par JANSSEN et JENIKE (cf. ABRIAK [1]).

Précisons que l'exploitation des résultats obtenus à l'aide de cette tige (4 mm) a nécessité un nombre très important d'essais, alors que dans le cas de la tige de diamètre 40 mm, nous n'avons effectué que quelques essais (3 séries de mesures) pour obtenir des résultats similaires. Ceci s'explique, dans ce cas, par le fait que les discontinuités sont de plus en plus négligeables par rapport à la taille de la facette considérée. Il semble donc à peu près certain qu'à partir d'une certaine taille de la tige, la facette macroscopique ne permet plus une bonne représentation du matériau considéré et de ce fait, les contraintes isotropes obtenues par la technique expérimentale présentent des différences notables par rapport à celles obtenues par la théorie de JANSSEN.

Il importe de souligner que l'étude de la dispersion des valeurs des contraintes isotropes (fig. 8 et 9) confirme bien tout ce qui vient d'être exposé ; ainsi le graphique de la figure 8 fait apparaître l'évolution du coefficient de variation moyen de la contrainte isotrope en fonction de la section de la tige. Pour un diamètre donné, le point correspondant représente la moyenne de 25 coefficients de variation, chacun d'eux portant sur 36 mesures individuelles. Au total, cette courbe, qui teste cinq diamètres différents de tiges, résulte de 4 500 prises de mesures. Nous constatons qu'au fur et à mesure que la section de la tige augmente, la courbe décroît ; il est intéressant de remarquer que la courbe obtenue par GOURVES et MEZGHANI [13] en utilisant le biaxial horizontal et des plaques rectangulaires présente le même sens de variation. Ainsi, on confirme que le passage du milieu discontinu au milieu continu peut se traduire par le rapport de la taille moyenne des grains à la taille des tiges.

5. CONCLUSION

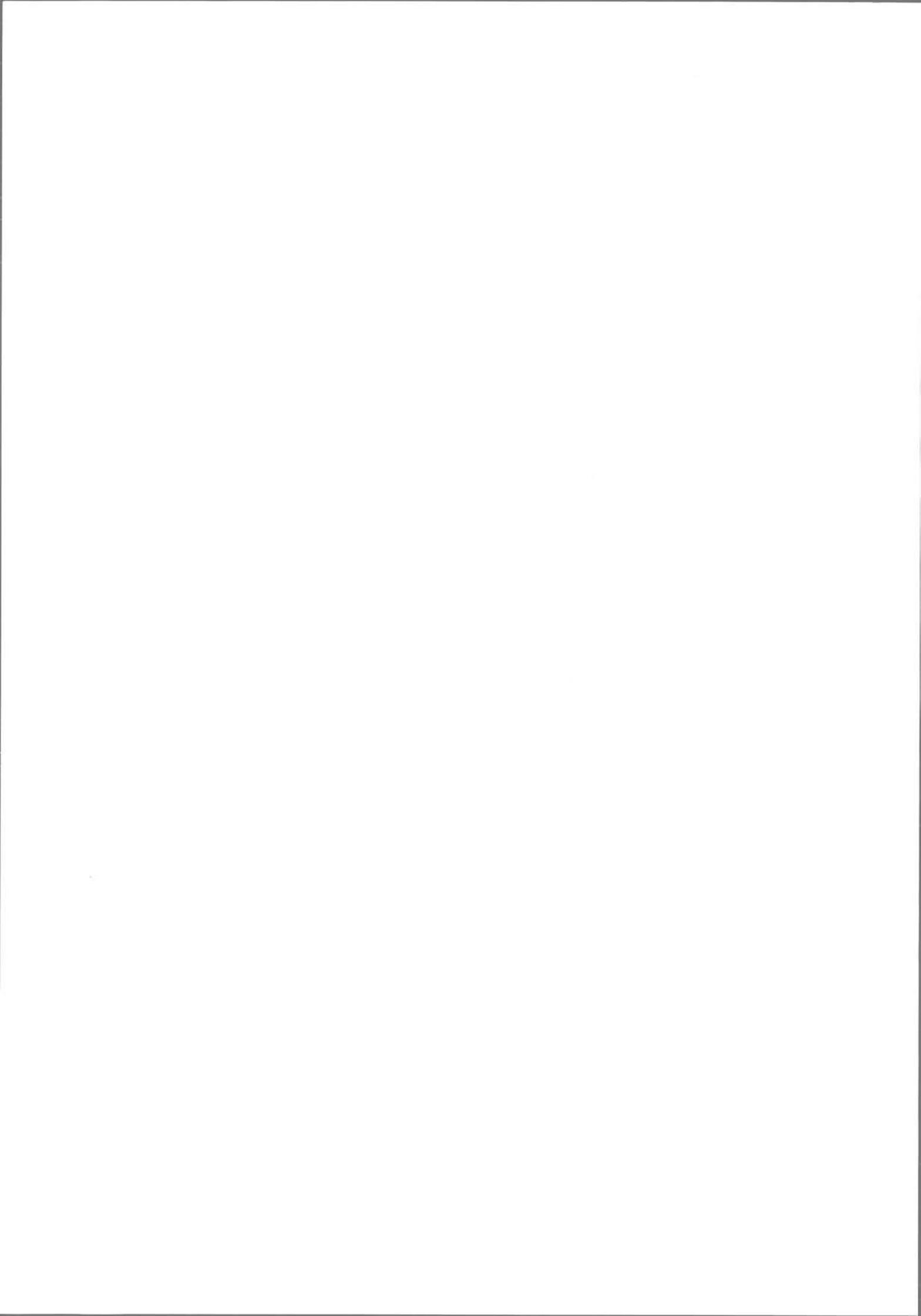
Les résultats présentés ici ont permis d'analyser et parfois d'expliquer au niveau des particules, les phénomènes que l'on observe ou que l'on mesure au cours de l'étude statique, par exemple « la présence de voûtes de charge ».

Nous avons pu montrer l'existence de particules inactives dans toutes les couches du massif. Leur existence contribue à augmenter le nombre de voûtes de charge à l'intérieur du massif faisant que certains éléments ne sont soumis à aucune force. Leur nombre diminue avec la profondeur, mais ne s'annule pas.

La première conclusion de cet ensemble d'études expérimentales est que l'on peut admettre que les milieux granulaires sont assimilables à un milieu continu, tant que le coefficient de variation est faible. Dans le cas présent, on peut dire que plus la section de la tige est grande, plus les discontinuités sont négligeables et de ce fait, plus la facette est représentative du milieu, donc plus on tend vers le milieu continu. Ceci apparaît nettement sur la figure 8 : celle-ci traduit bien le passage du milieu discontinu au milieu continu et, de ce fait, elle confirme cette conclusion.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ABRIAK N. (1991), *Écoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice*. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille.
- [2] ABRIAK N., PARSY F. (1992), *Une modélisation d'un écoulement du matériau analogique*. Colloque national, « Matériaux : science et industrie », 11-12 juin, La Villette, Paris.
- [3] AUVINET G. (1977), *Structure des milieux pulvérulents*. Prox. IX ICSMFF Tokyo, vol. 1, pp. 23-26.
- [4] BIAREZ J., HICHER P.Y. (1989), *An introduction to the study of the relation between the mechanics of discontinuous granular media, and rheological behaviour of continuous equivalent media*. Powders and grains, BIAREZ et GOURVES Editeurs, Balkema.
- [5] BATHURST R.J., ROTHENBURG L. (1988), *Micromechanical aspects of isotropic granular assemblies with linear contact interactions*. Journal appl. mech. ASME, SS PA.
- [6] CAMBOU B., SIDOROF F. (1985), *Description de l'état d'un matériau granulaire par variables internes statiques à partir d'une approche discrète*. Journal de Mécanique Théorique et Appliquée, vol. 4, n° 2, pp. 223-242.
- [7] CAMBOU B. (1987), *Mécanique des matériaux granulaires, l'approche micro-structurale* in Manuel de rhéologie des géomatériaux, Paris, Presses de l'ENPC. pp. 261-278.
- [8] CUNDALL P., STRACK O. (1979), *The distinct element method as a tool for research in granular media*. Report to the national science foundation concerning, NSF Grant. Eng 76 — 20711, University of Minnesota.
- [9] DANTU P. (1957), *Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents*. Proc. 4th ICSMFE, London. pp. 144-148.
- [10] DARVE F., LABANIEH S. (1980), *Comportement mécanique des milieux granulaires en liaison avec leur structure*. Comportements rhéologiques et structures des matériaux, Groupe Français de Rhéologie, 15^e colloque annuel, Paris.
- [11] FAUGERAS J.C., GOURVES R. (1980), *Distribution des efforts sur les particules d'un milieu granulaire soumis à un champ isotrope*. Comportements rhéologiques et structures des matériaux, Groupe Français de Rhéologie, 15^e colloque annuel, Paris.
- [12] FAUGERAS J.C., GOURVES R. (1980), *Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneedeli*. Revue Française de Géotechnique n° 11, pp. 5-16.
- [13] GOURVES R., MEZGHANI F. (1988), *Micromécanique des milieux granulaires. Approche expérimentale utilisant le modèle de Schneedeli*. Revue Française de Géotechnique n° 42.
- [14] HABIB P. (1987), *Introduction à la rhéologie Géomatériaux*. Manuel de Rhéologie Géomatériaux, Paris, Presses de l'ENPC.
- [15] KAMATINI K. (1981), *A theory of contact force distribution in granular materials*. Powder Technology (28) 2, pp. 167-172.
- [16] OGER L., CHARMET J.C., BIBEAU D., TROADEC J.P. (1986), *Propriétés mécaniques des milieux pulvérulents*. 2D CRAS Paris 302 III, pp. 277-280.
- [17] SCHLOSSER F. (1974), *Influence des déformations des grains dans les milieux granulaires*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 69, pp. 97-103.
- [18] TRAVERS T., AMMI M., BIDEAU D. (1988), *Compression des milieux granulaires, modèles à deux dimensions*. Revue Française de Géotechnique n° 43.
- [19] WEBER J. (1966), *Recherches concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 20, pp. 3.1-3.20.



Déformabilité des sols non saturés à diverses températures

Unsaturated soil deformability at varying temperatures

E. RECORDON

Professeur, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 37-56 (octobre 1993)

Résumé

Cette publication donne les résultats de nombreux essais de déformabilité exécutés à l'appareil œdométrique sur deux types de sols non saturés : sable fin et limon. Elle montre comment évoluent les déformations sous charge constante au cours du temps, quelle est l'influence de la température dans le domaine 2° à 40° et quels sont les principaux paramètres qui influencent la déformabilité et la succion pour une température donnée.

Abstract

This publication presents the results from numerous deformability tests performed with oedometers on two different types of unsaturated soil : namely fine sand and silt. It describes how the deformations evolve with time under constant loading, what influence temperature has between 2° and 40° and what are the principal parameters which influence the deformability and suction for a given temperature.

* Dépt Génie civil, ISRF-LMS, GCB, Ecublens, CH-1015 Lausanne, Suisse.

1. INTRODUCTION

La prévision du tassement des fondations superficielles peut être entachée d'une erreur importante si le niveau d'appui se trouve dans la zone non saturée, nettement au-dessus du niveau de la nappe souterraine (fig. 1).

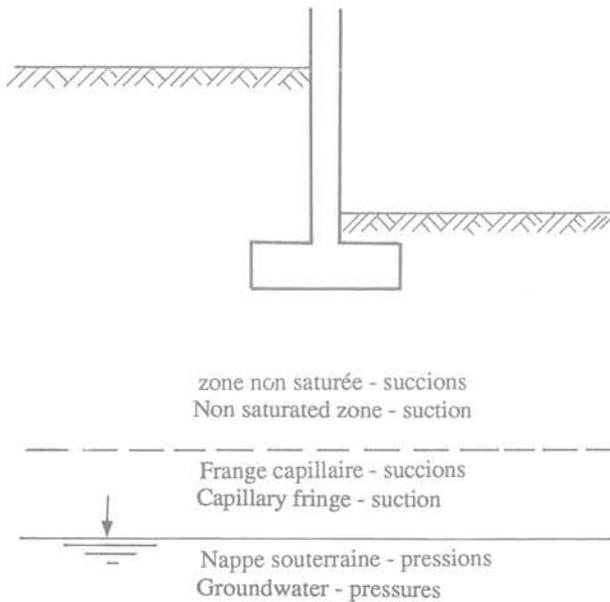


Figure 1.

L'essai œdométrique conçu pour étudier la déformabilité des sols saturés en consolidation primaire selon la théorie de TERZAGHI (1925) peut être utilisé, dans le cas des sols non saturés, comme le recommandent LAMBE et WITHMAN (1969), chap. 9. Dans ce cas, le calcul de la déformation est basé jusqu'ici sur la théorie de l'élasticité. Cela veut dire que seul le module de déformation est considéré. Aucune allusion n'est faite à l'évolution des déformations dans le temps. Dans le chapitre 9, consacré au « sol sec » (dry soil), les auteurs ne parlent pas des pressions interstitielles. Les raisonnements sont faits en contraintes totales, sans se préoccuper de connaître le rôle que pourrait jouer la succion sur le comportement du sol qui est manifestement non saturé, sans que cela soit dit explicitement.

Dans le domaine de l'agronomie et du génie rural, par contre, les recherches sur les sols non saturés ont fait l'objet d'ouvrages importants. Nous ne citerons que ceux de BAER (1972, 1979, 1987) qui donnent les équations des écoulements biphasiques, eau-air, dans le but de modéliser les phénomènes de migration de l'eau,

de l'air et des polluants, dans lesquels la succion, pression interstitielle négative, joue en général un rôle important. Dans ces études, une hypothèse simplificatrice est faite : la porosité est constante et ne dépend pas de la succion, le squelette minéral est indéformable, ce qui ne peut plus être admis si l'on veut étudier les tassements des fondations.

Pour aboutir à une véritable mécanique des milieux non saturés, il faut examiner si les variations de porosité ont une influence sur la succion ou inversement. Il faut relier les travaux des mécaniciens du sol à ceux des spécialistes des écoulements polyphasiques. Cela reste à faire.

Cette publication est un premier pas dans cette direction. Il nous paraît important tant du point de vue didactique que scientifique de dire que dans la zone non saturée, il est possible bien que difficile, d'envisager le comportement du sol de la même manière que l'a fait TERZAGHI dans le cas du sol saturé, mais en considérant les suctions comme pressions interstitielles négatives.

Les nombreuses expériences qui ont été faites pour l'étude de la pénétration du gel dans les sols ont mis en évidence l'influence très importante de la température sur les phénomènes de succion. C'est la raison pour laquelle nous avons d'emblée accordé une attention particulière à la température lors des expériences faites à l'œdomètre.

2. LES SOLS ÉTUDIÉS

Ces dernières années, plus de quatre-vingt essais œdométriques ont été faits au Laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne sur des sols non saturés, à diverses températures et avec mesure de la succion par tensiomètre.

Les deux principaux sols étudiés sont :

- un sable fin,
- un limon.

La granulométrie et la classification de ces sols sont données à la figure 2 et au tableau I.

La granulométrie du sable est serrée ($U = 3,7$) alors que celle du limon est plus étendue ($U = 20$).

Les courbes de compactage à l'essai Proctor standard sont données sur la figure 3. Elles montrent que le sable

Tableau I.

Table I.

Type de sol	Classe USCS	Fractions granulométriques (%)				Limites de consistance (%)		
		Gravier	Sable	Limon	Argile	W_L	W_P	I_P
Sable fin	SM	0	90	10	0	23,3	19,4	3,9
Limon	CL	8	13	62	17	31,4	19,6	11,8

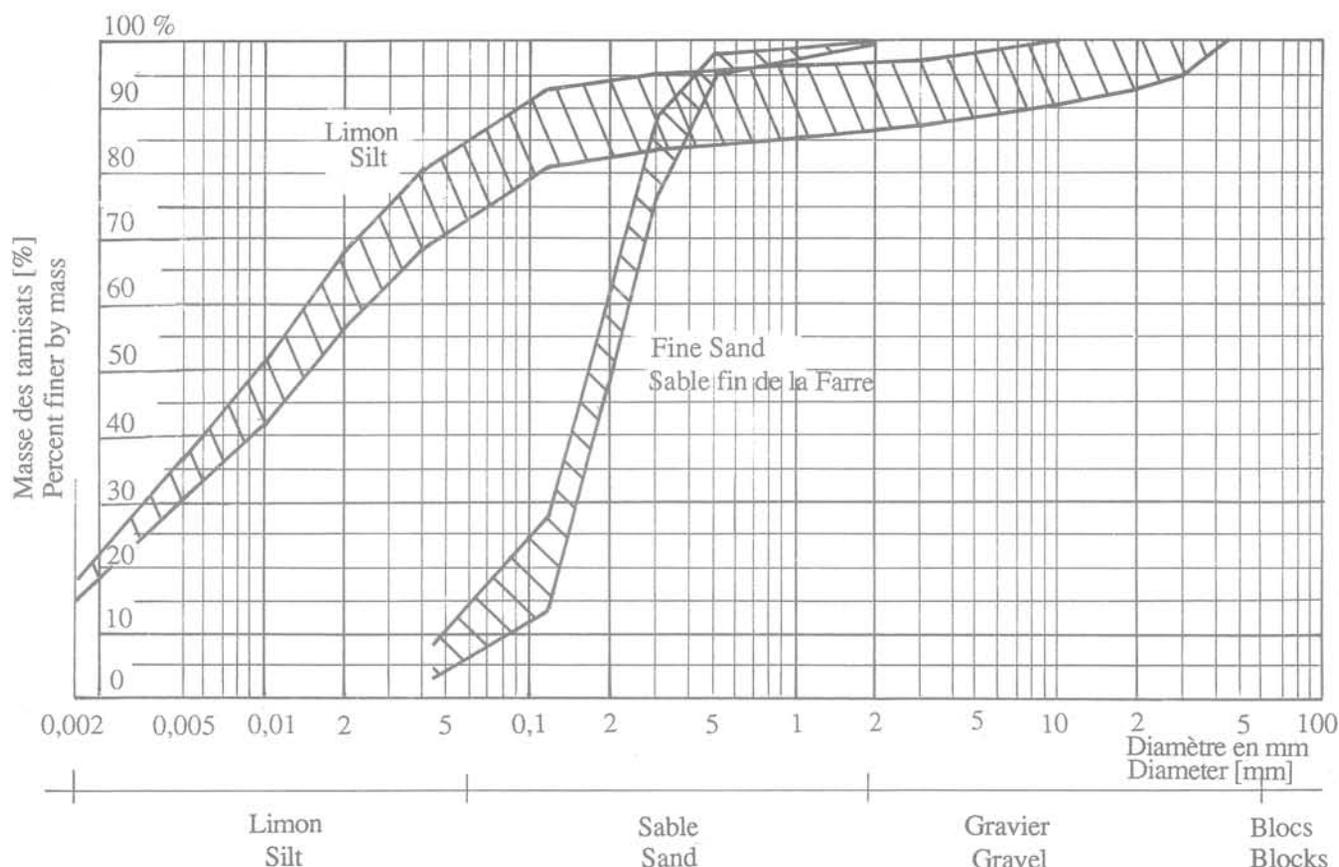


Fig. 2. — Granulométries.
Fig. 2. — Granulometry.

atteint une masse spécifique maximum $\rho_d = 1,62 \text{ t/m}^3$ pour une teneur en eau optimum de 15,7 % environ, alors que le limon devient plus compact $\rho_d = 1,87 \text{ t/m}^3$ pour $w_{opt} = 13,2 \%$.

3. LES ESSAIS ŒDOMÉTRIQUES

La procédure de préparation des éprouvettes et d'exécution des essais œdométriques a été la suivante :

- mélange du sol sec et de l'eau en proportions déterminées par pesées de manière à obtenir la teneur en eau choisie ;
- le sol ainsi préparé est placé dans l'œdomètre à son état le plus lâche, sans aucun compactage ;
- mise en charge par paliers, comme dans les essais traditionnels. La charge appliquée correspond à une contrainte verticale de 4, 12, 60, 125, 250, 500 et 1 000 kPa ;
- l'appareil œdométrique utilisé (fig. 4) est classique à l'exception des plaques généralement poreuses. La plaque supérieure ne l'est pas et permet de répartir la charge sur l'éprouvette. La base est munie d'un tensiomètre pour la mesure des succions ;
- celles-ci sont mesurées comme les déplacements verticaux (micromètres), pour chaque palier de charge, jusqu'à achèvement des déformations de l'éprouvette,

ce qui se produit pratiquement après une durée d'un à trois jours selon le type de sol ;

— les appareils œdométriques sont placés dans une chambre climatisée à température réglable et constante pour un essai donné et à atmosphère saturée de vapeur d'eau. Les températures adoptées ont été 2°, 20°, 30° et 40°.

Le jeu entre la paroi de l'œdomètre et la plaque de charge supérieure imperméable permet à l'air de s'évacuer. La teneur en eau, contrôlée au début et à la fin de l'essai ne varie pratiquement pas.

Le nombre d'essais exécutés est le suivant :

Tableau II.

Table II.

Sol	Température (°C)			
	2°	20°	30°	40°
Sable fin 1	3	27	3	3
Limon	1	32	—	1
Sable fin 2	—	13	—	—

Parmi ces 83 essais, seuls 19 sur le sable fin 1 et 12 sur le limon ont été analysés pour cette publication car ils sont comparables, le programme de chargement

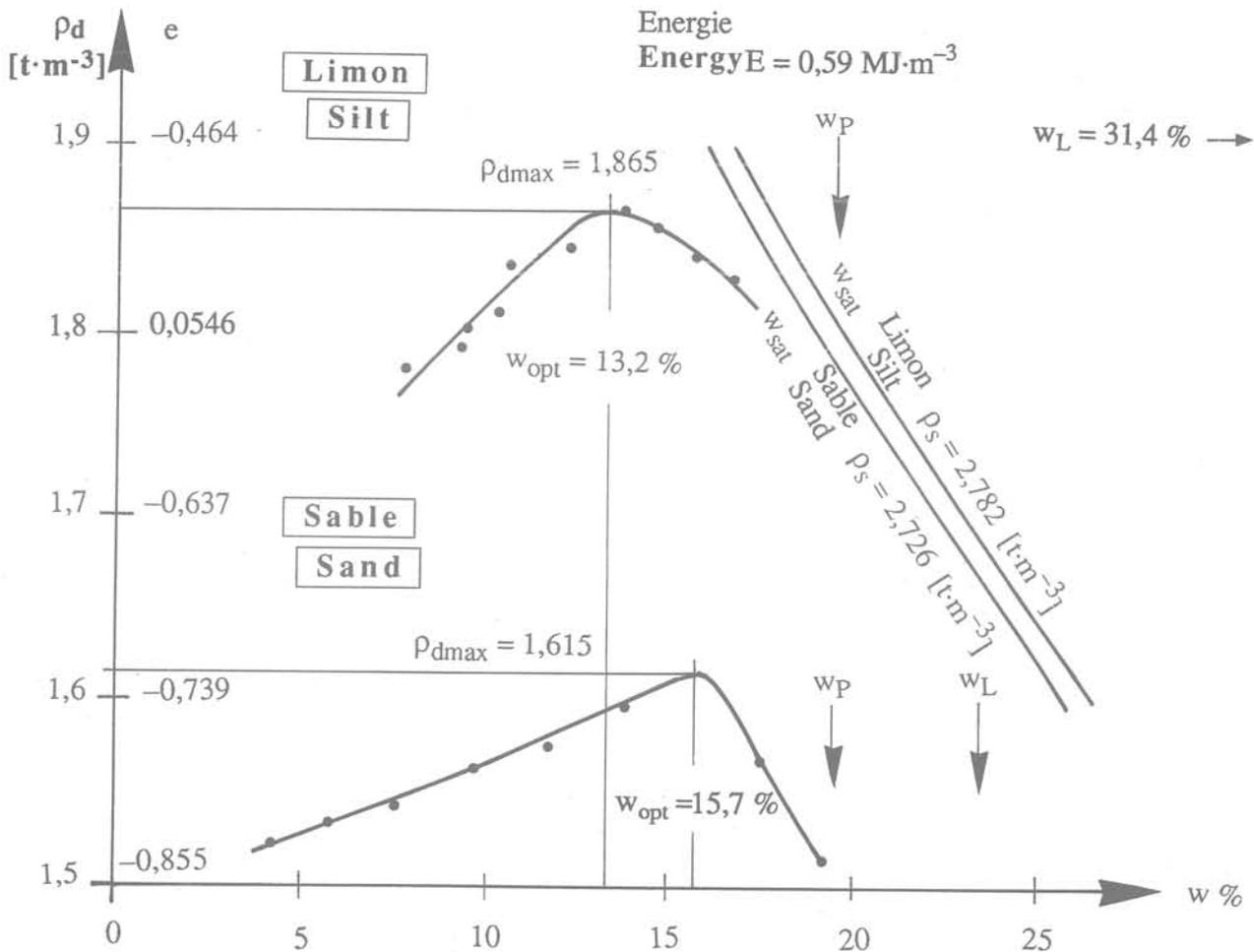


Fig. 3. — Essais de Proctor.

Fig. 3. — Proctor tests.

étant le même. Les autres essais ont été faits soit à des teneurs en eau très voisines pour contrôler la reproductibilité des résultats, qui est d'ailleurs très bonne, soit avec un autre programme de chargement, en particulier des cycles de charge — décharge dont il ne sera pas question ici.

4. DÉFORMABILITÉ DES SOLS NON SATURÉS

Les résultats donnés dans ce chapitre le sont sous forme de courbes œdométriques. L'indice de vide correspond aux déformations finales de chaque palier de charge. Toutefois, contrairement à l'habitude, les contraintes de compression σ sont des contraintes totales et non effectives (échelle logarithmique).

L'indice de vide e , rapport entre la porosité du sol et le volume total de la matière minérale, est lié à la hauteur h de l'éprouvette par une relation linéaire

$$h = \frac{M_s}{\rho_s S} (1 + e) = h_s (1 + e)$$

- M_s [g] : masse de la matière minérale de l'éprouvette
- ρ_s [$g \cdot cm^{-3}$] : masse spécifique de la matière minérale
- S [cm^2] : section horizontale de l'éprouvette
- h_s [cm] : hauteur qu'aurait l'éprouvette si elle était constituée de grains minéraux seulement (porosité nulle)

Les indices de vide pourraient donc être remplacés en ordonnée par la hauteur de l'éprouvette, en utilisant une échelle convenable.

Le module de déformation œdométrique augmente avec la contrainte ; il est donné par :

$$E_{\text{œd}} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta h/h} = (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{1 + e_1}{e_1 - e_2} \text{ [kPa]}$$

On définit encore l'indice de compression, pente de la courbe œdométrique :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma_2/\sigma_1)} \text{ [-]}$$

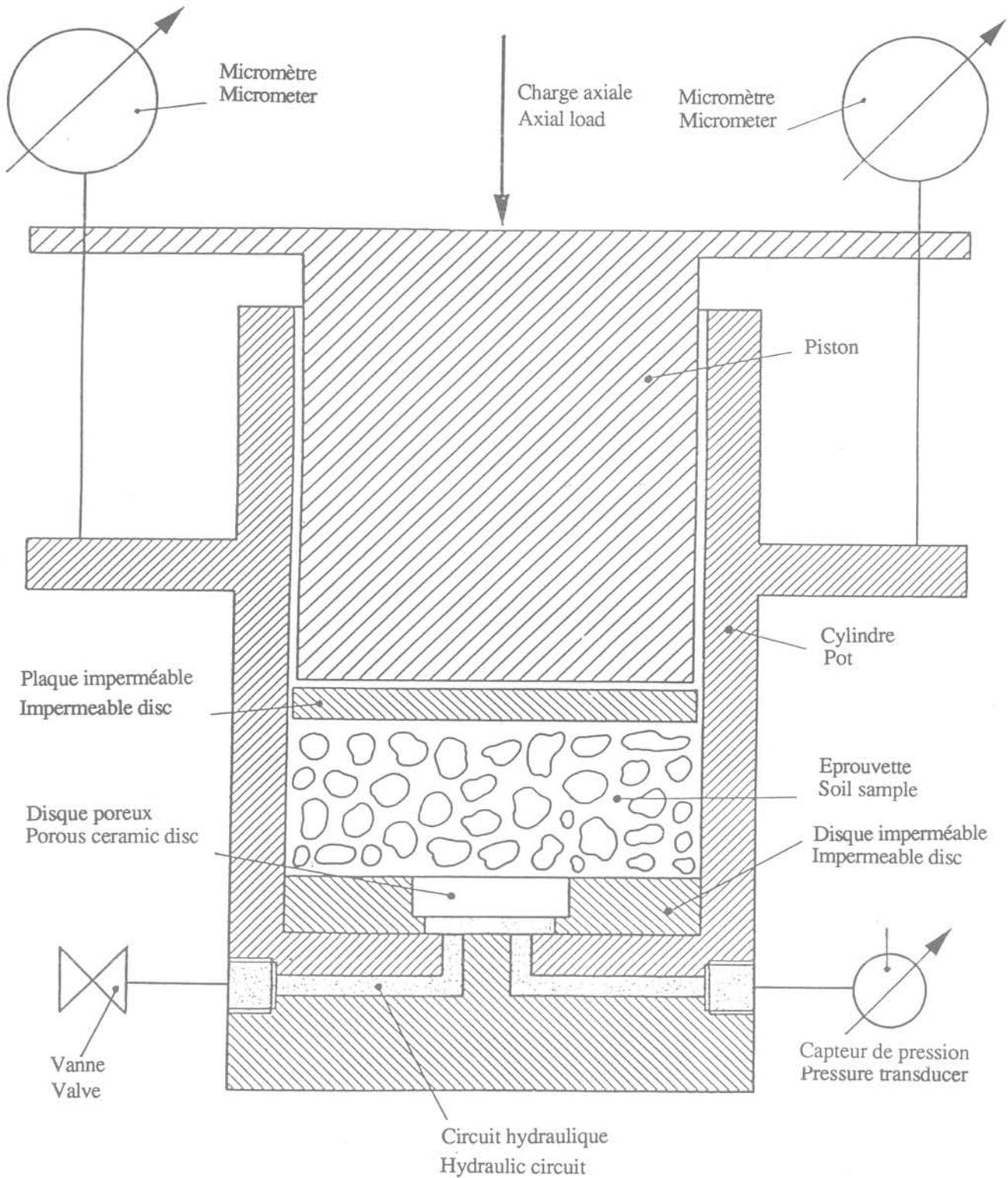


Fig. 4. — Œdomètre.
Fig. 4. — Oedometer.

4.1. Déformabilité du sable fin

Les figures 5 à 8 représentent les courbes œdométriques. Les constatations suivantes peuvent être faites : — le sol étant non saturé pour les teneurs en eau de 2,5 % à 20 %, ($S_r < 65\%$), sa déformabilité est sensi-

blement la même quelle que soit la teneur en eau. Les courbes œdométriques sont rectilignes dans l'intervalle $60 < \sigma < 1\,000$ kPa et ont même pente. Les plus faibles contraintes ($\sigma < 60$ kPa) correspondent à des surcharges de mise en place et d'homogénéisation de l'éprouvette par compactage. L'indice de compression

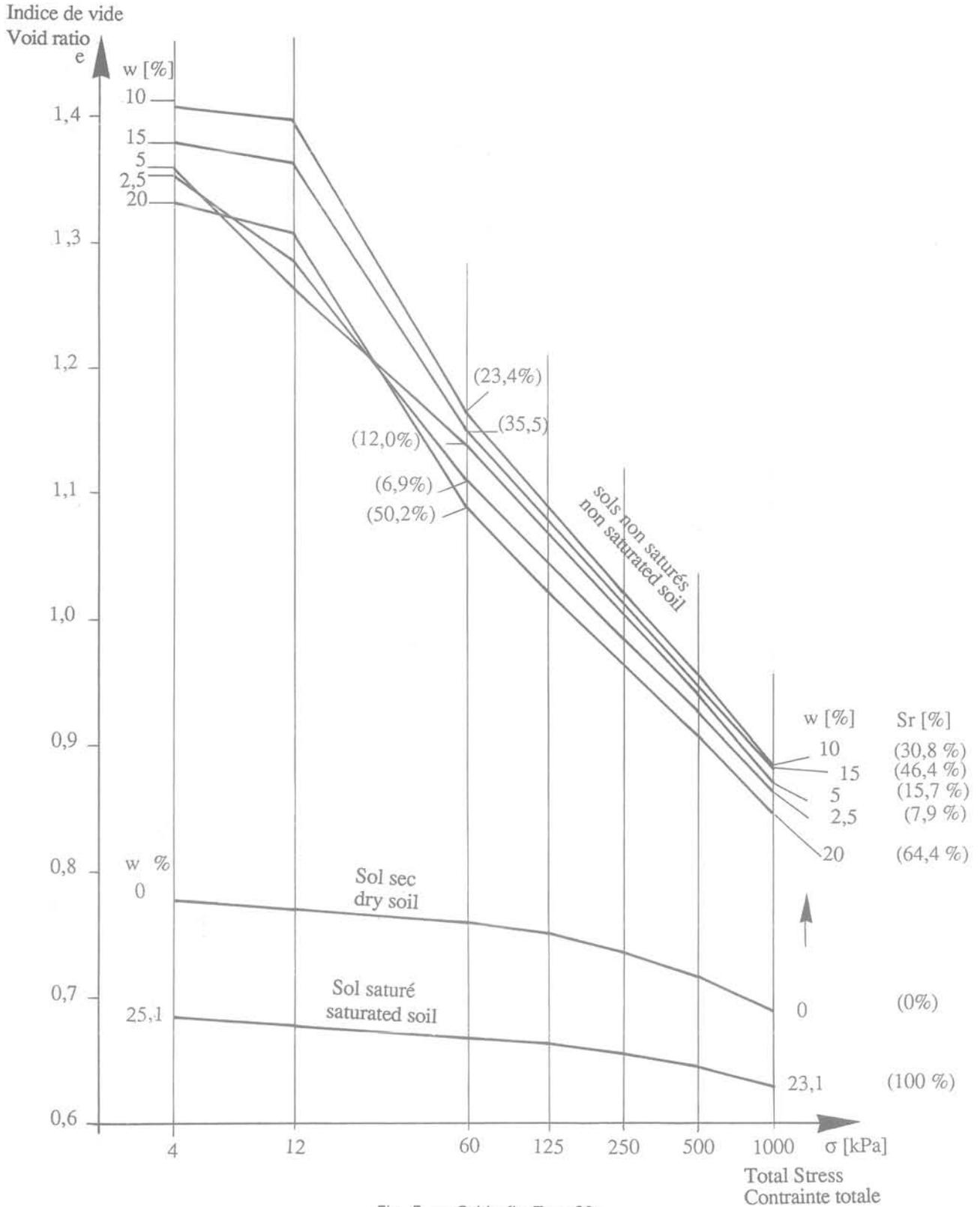


Fig. 5. — *Sable fin T = 20°.*
Fig. 5. — *Fine sand T = 20°.*

et le module de déformation varie peu avec la teneur en eau. Le module de déformation dépend de la contrainte appliquée, comme le montre le tableau III dans le cas du sable fin non saturé ;

— lorsque le sol est saturé ou sec, lors de sa mise en place, il atteint, sous son propre poids, une compacité beaucoup plus grande que s'il est partiellement saturé. La présence des deux phases eau et air, même si l'une

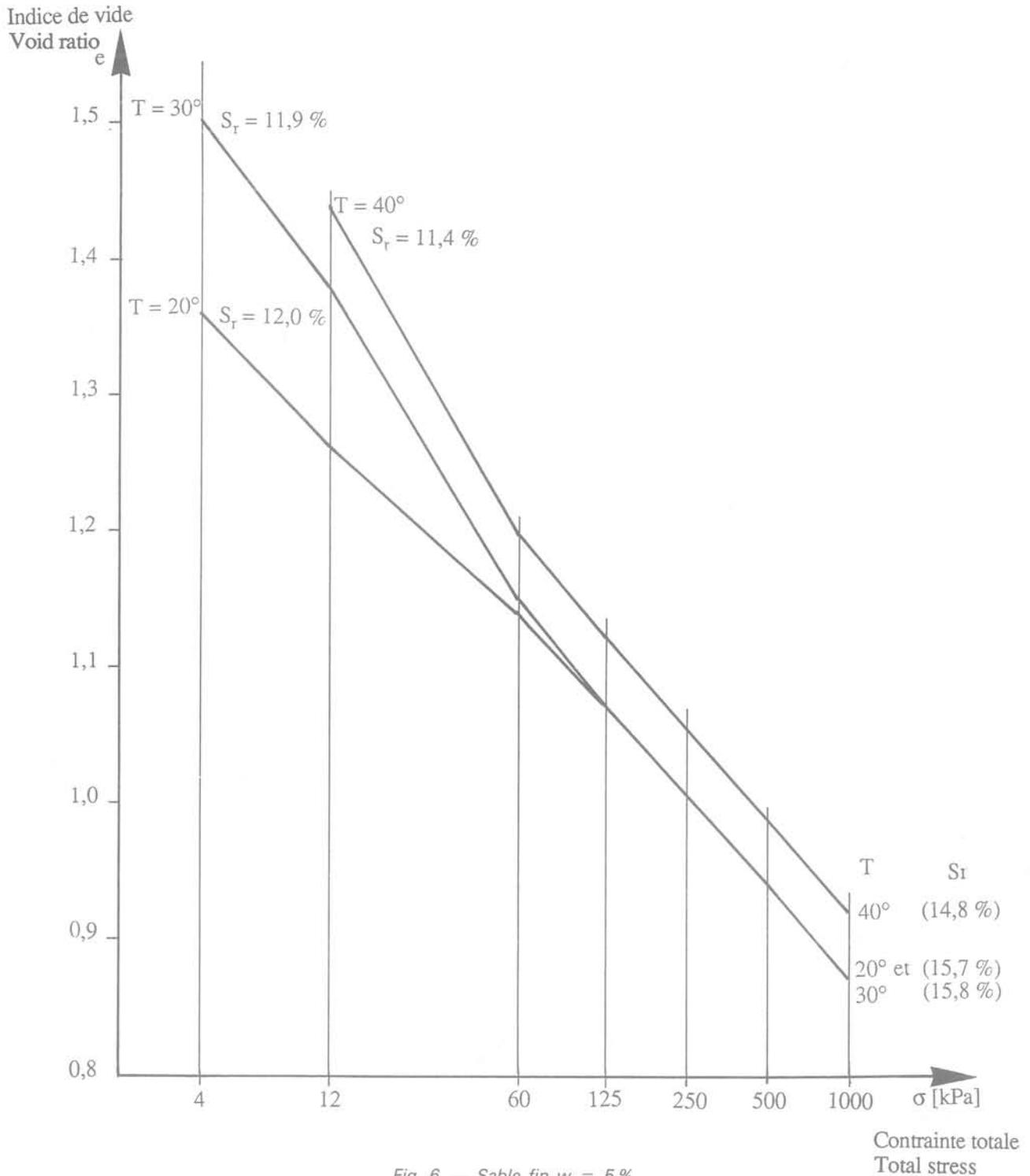


Fig. 6. — *Sable fin* $w = 5 \%$.
Fig. 6. — *Fine sand* $w = 5 \%$.

des deux n'est présente qu'en faible quantité, fait apparaître des forces capillaires qui empêchent le sol de se compacter avant surcharge. Le tableau IV donne les valeurs des caractéristiques de déformabilité pour le sable fin sec et saturé ;

— pour une même teneur en eau, la température n'influence pratiquement pas la déformabilité du sable fin.

Le tableau V donne les valeurs extrêmes obtenues pour les onze essais exécutés avec $w = 5 \%$, 10% , 15% et pour $T = 2^\circ$, 20° , 30° , 40° . Les écarts entre les valeurs extrêmes de C_c est de E_{ced} restent faibles pour une même contrainte ;

— la température semble avoir un léger effet sur la compacité initiale. Dans tous les cas, l'indice de vide,

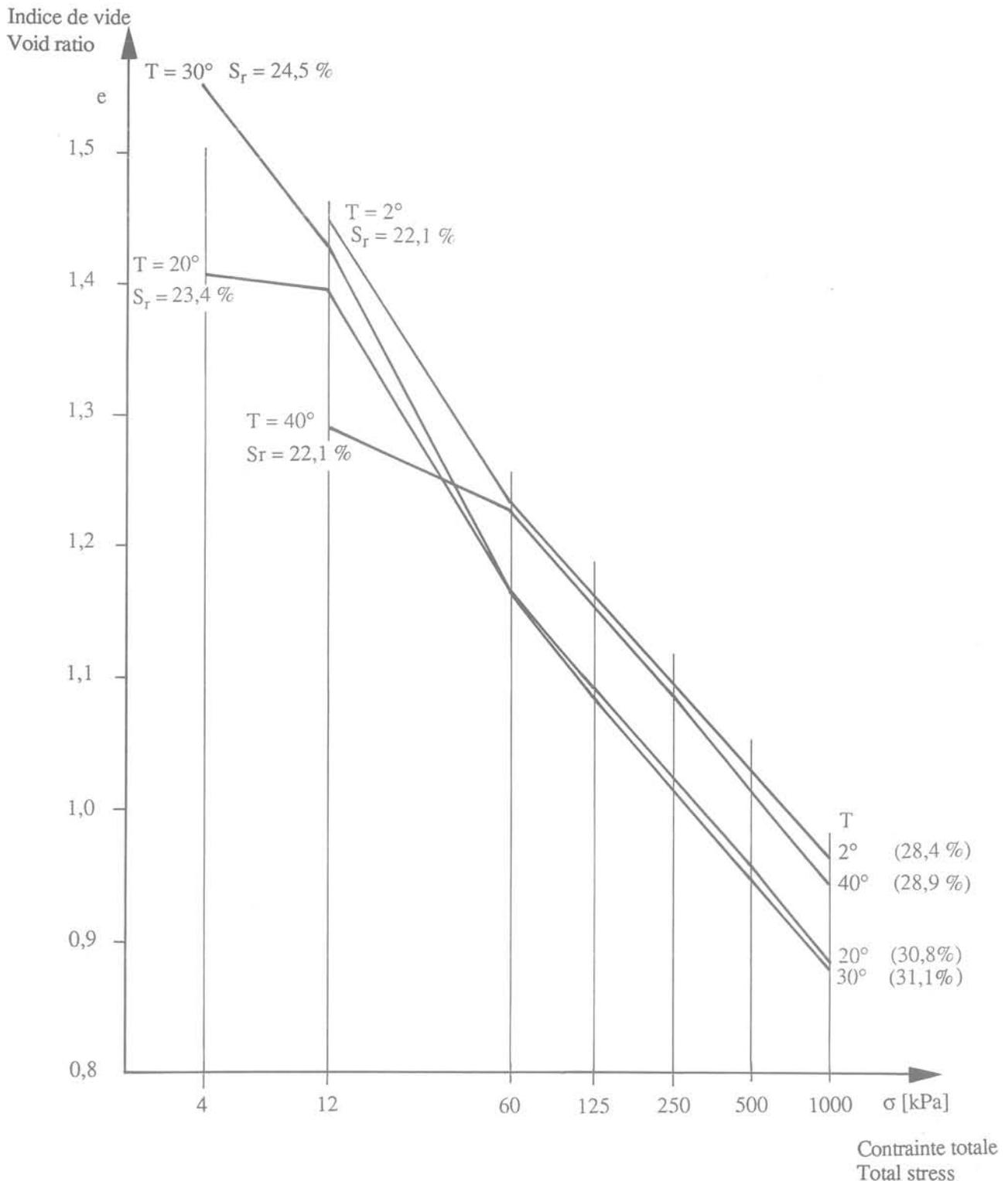


Fig. 7. — *Sable fin* $w = 10 \%$.

Fig. 7. — *Fine sand* $w = 10 \%$.

sous contrainte $\sigma = 60$ kPa, est plus faible à 20° et 30° que pour les températures de 2° et 40° .

4.2. Déformabilité du limon

La préparation des éprouvettes de limon est beaucoup plus difficile que dans le cas du sable fin. Elle n'est plus possible lorsque la teneur en eau est inférieure à 10% ,

le sol est hétérogène, les particules se liant en agglomérats.

La comparaison des courbes oedométriques du limon (fig. 9) et du sable fin (fig. 5 à 8) montre que, lors de la mise en place du sol dans l'appareil, le limon atteint d'emblée une compacité nettement plus grande que le sable. L'indice de vide du limon est compris entre $0,5$

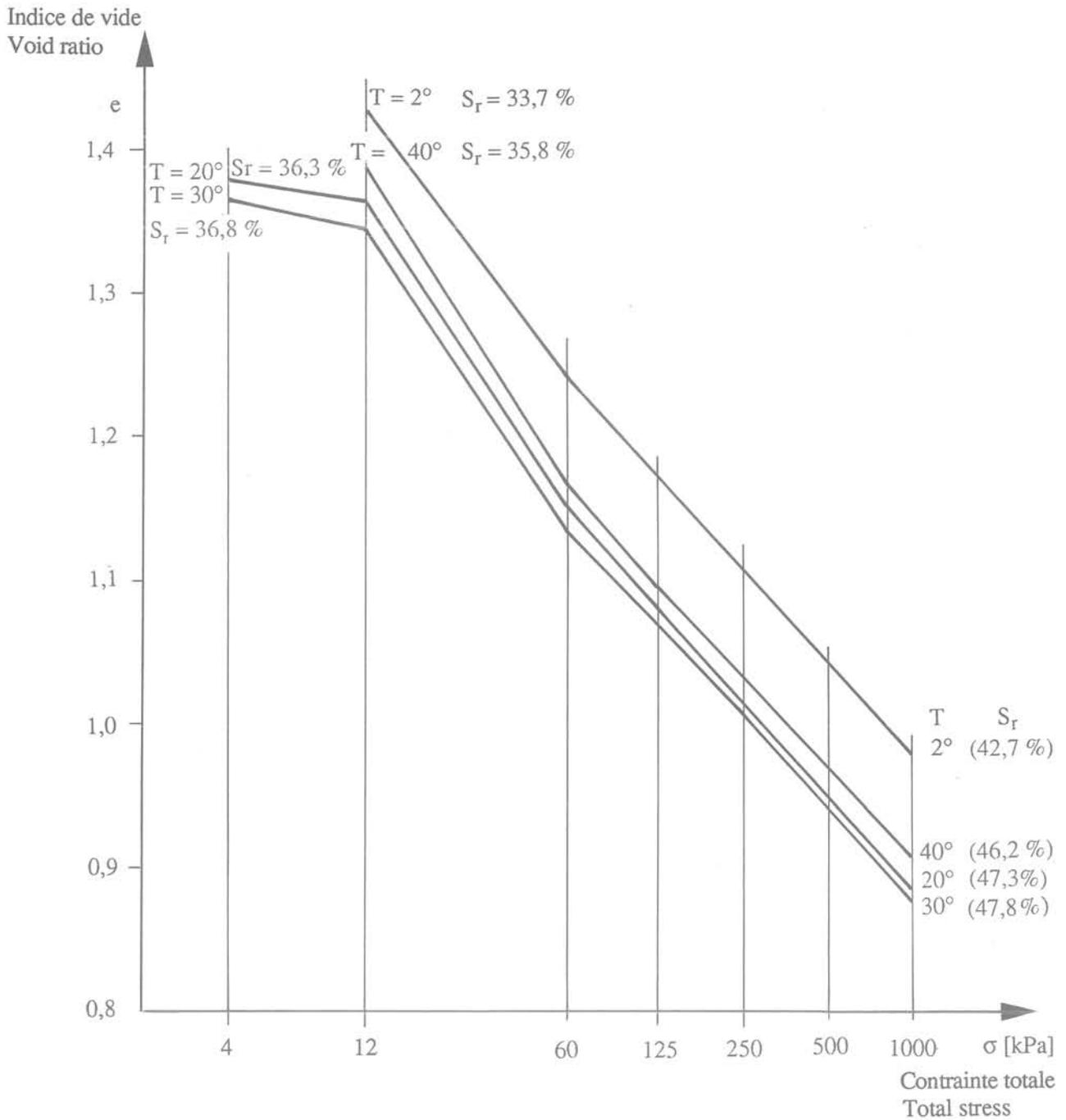


Fig. 8. — *Sable fin w = 15 %.*
 Fig. 8. — *Fine sand w = 15 %.*

Tableau III.
 Table III.

C_c (-)		E_{oed} (kPa)	
$60 < \sigma < 125$	$500 < \sigma < 1000$	$60 < \sigma < 125$	$500 < \sigma < 1000$
min : 0,204 max : 0,245	min : 0,209 max : 0,249	max : 2 118 min : 1 815	max : 15 175 min : 12 995

et 0,8 alors que celui du sable est de l'ordre de 1,3 à 1,5. C'est dire que la masse volumique apparente sèche est en moyenne $\rho_d = 1,69 \text{ t/m}^3$ pour le limon et $\rho_d = 1,14 \text{ t/m}^3$ pour le sable. Cela s'explique par la différence de granulométrie. Le même phénomène se produit à l'essai de Proctor (fig. 3).

Le tableau VI donne les valeurs minimums et maximums de C_c et de E_{oed} pour le limon.

Tableau IV.
Table IV.

	C _c (-)		E _{oed} (kPa)	
	60 < σ < 125	500 < σ < 1 000	60 < σ < 125	500 < σ < 1 000
Sol sec w = 0	0,0345	0,0897	10 114	32 148
Sol saturé	0,0125	0,0532	25 311	50 876

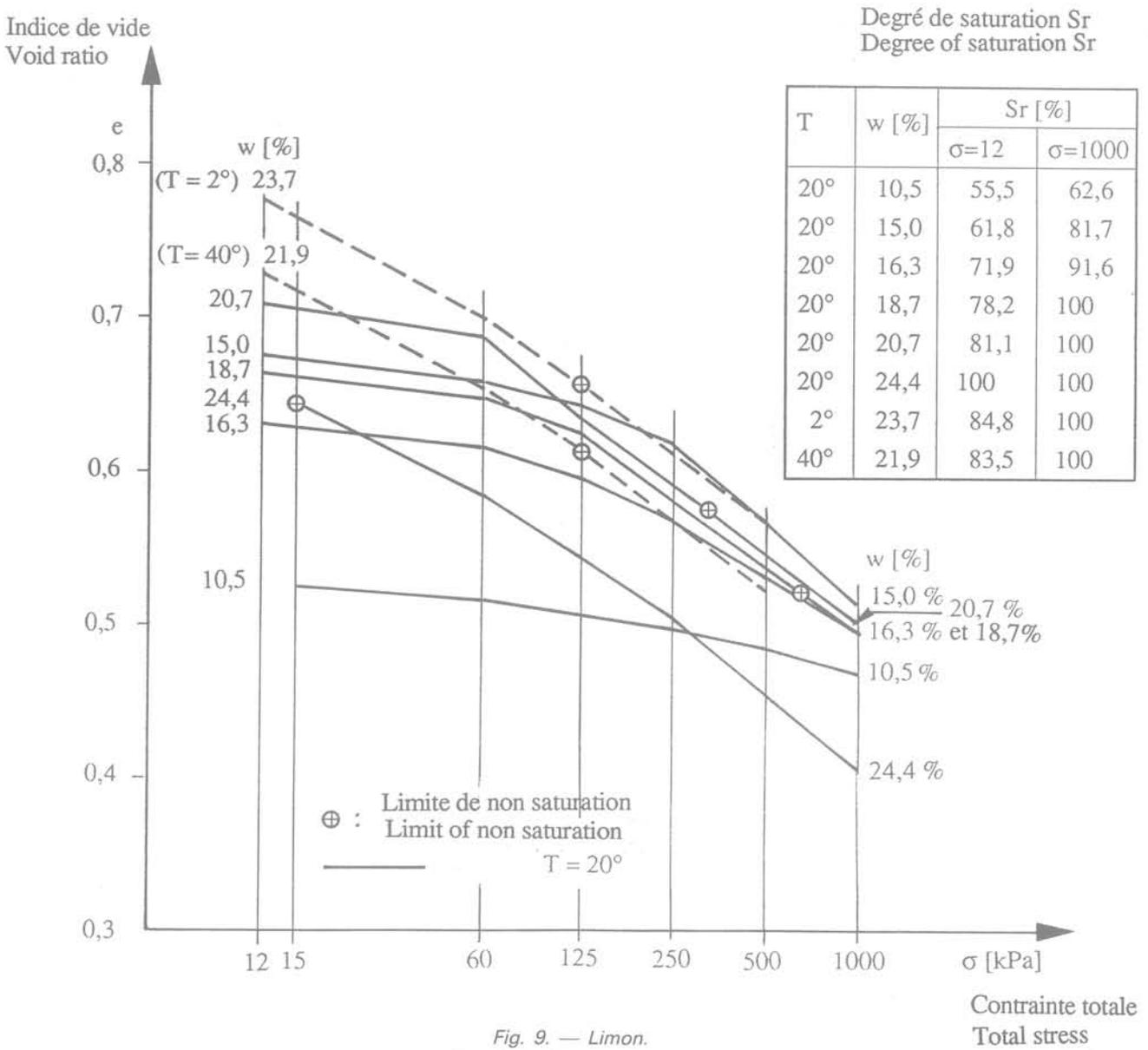


Fig. 9. — Limon.
Fig. 9. — Silt Total stress.

Ces valeurs peuvent être comparées à celles du tableau IV (sable).

Les valeurs de la première ligne correspondent à la teneur en eau la plus faible, w = 10,5 %, et la deuxième ligne à une teneur en eau élevée, w =

20,7 %. Le limon est donc de plus en plus déformable lorsque la teneur en eau et le degré de saturation croissent.

Les deux essais exécutés à des températures de 2° et 40° (lignes tiretées de la fig. 9) montrent que l'effet de

Tableau V.
Table V.

C _c (-)		E _{oed} (kPa)	
60 < σ < 125	500 < σ < 1 000	60 < σ < 125	500 < σ < 1 000
min : 0,210 max : 0,248	min : 0,176 max : 0,239	max : 2 164 min : 1 781	max : 15 087 min : 13 224

Tableau VI.
Table VI.

C _c (-)		E _{oed} (kPa)	
60 < σ < 125	500 < σ < 1 000	60 < σ < 125	500 < σ < 1 000
min : 0,035 max : 0,176	min : 0,060 max : 0,169	max : 9 158 min : 1 978	max : 39 576 min : 16 976

la température est ici également négligeable pour des teneurs en eau élevées.

Notons finalement que les points marqués d'un cercle sur la figure 9 correspondent à la contrainte et à l'indice de vide pour lesquels le sol atteint la saturation par compression. La quantité d'eau restant pratiquement constante au cours de l'essai, si la teneur en eau est grande, le sol se sature par diminution du volume des interstices. L'air est alors entièrement évacué.

Seuls les trois essais à faibles teneurs en eau : 10,5, 15,0 et 16,3 % correspondent à un état non saturé jusqu'à la fin du chargement.

5. SUCCIONS

Les résultats des mesures de succion, faites au cours des essais oedométriques sont représentés sur les figures 10, 11 et 12.

Ces figures montrent que la succion est influencée par les variations de porosité d'une part et par la température d'autre part.

Les figures 10 et 11 concernent les essais exécutés à 20° sur le sable fin et sur le limon respectivement. Dans le cas du sable, la succion augmente avec la contrainte, donc lorsque le volume des interstices diminue. Cela est conforme à la loi de JURIN qui montre que les forces capillaires sont d'autant plus grandes que les tubes capillaires sont petits.

Par contre, la succion diminue lorsque le degré de saturation, c'est-à-dire la teneur en eau, augmente. Remarquons que pour tous les essais exécutés avec le sable, le degré de saturation est resté inférieur à 65 % même sous les plus grandes charges.

Dans le cas du limon (fig. 11), les succions sont plus grandes que pour le sable, le sol étant plus fin.

Pour les raisons évoquées au chapitre précédent, il n'a pas été possible de faire des essais à des teneurs en eau inférieures à 10 %. Les degrés de saturation sont donc toujours supérieurs à 60 %. D'une manière générale, les succions décroissent avec la contrainte de compression, contrairement à ce que nous avons vu pour le sable faiblement saturé.

La diminution de la dimension des capillaires est donc contrecarrée par l'augmentation du degré de saturation car les succions doivent s'annuler lorsque le sol est saturé, ce que montre la figure 11.

On peut dire que lorsqu'il y a diminution de la taille des interstices, à teneur en eau constante, dans une première phase la succion augmente, elle atteint un maximum pour un degré de saturation de l'ordre de 60 à 70 % puis elle diminue pour s'annuler lorsque Sr = 100 %.

La figure 12 montre que la succion augmente avec la température, ceci naturellement d'autant plus que sa valeur est plus élevée, donc que la teneur en eau est plus faible. Cette figure ne concerne que le sable fin, les essais à d'autres températures étant trop peu nombreux pour le limon.

6. ÉVOLUTION DES DÉFORMATIONS DANS LE TEMPS

Pour chacun des nombreux essais exécutés, une courbe d'évolution des tassements au cours du temps a été déterminée pour chacune des charges appliquées. Nous n'avons analysé que les résultats correspondant aux contraintes σ = 60, 125, 250, 500 et 1 000 kPa. Cela représente néanmoins environ 150 courbes Δh = f(t).

La loi de fluage généralement admise dans un tel cas, en logarithme du temps, correspond à une vitesse de déformation décroissante en 1/t. Nous l'avons choisie et avons constaté qu'elle traduit très fidèlement les résultats expérimentaux :

$$\epsilon_i = \epsilon_{20} + a \log t_i/t_{20} \quad \text{avec} \quad \epsilon_i = \frac{h_o - h_i}{h_o} = \frac{\Delta h_i}{h_o}$$

$$\text{ou} \quad \Delta h_i = \Delta h_{20} + h_o a \log t_i/t_{20}$$

Dans ces équations les indices i se réfèrent au temps exprimé en minutes : par exemple : ε₂₀ est la déformation verticale après 20 minutes, nous l'appellerons la déformation instantanée. Δh₂₀ est le tassement instantané, après 20 minutes. h_o est la hauteur initiale de l'éprouvette au temps t_i = 0 ou celle de la couche sollicitée en déformation dans le terrain.

a est le coefficient de fluage. Il est sans dimensions. Avec ε₂₀ il caractérise le comportement du sol.

Le tableau VII donne les valeurs de ε₂₀ et de a dans les quatre cas extrêmes que nous avons trouvés parmi les 150 examinés. Les courbes de tassement correspondantes sont reproduites sur la figure 13.

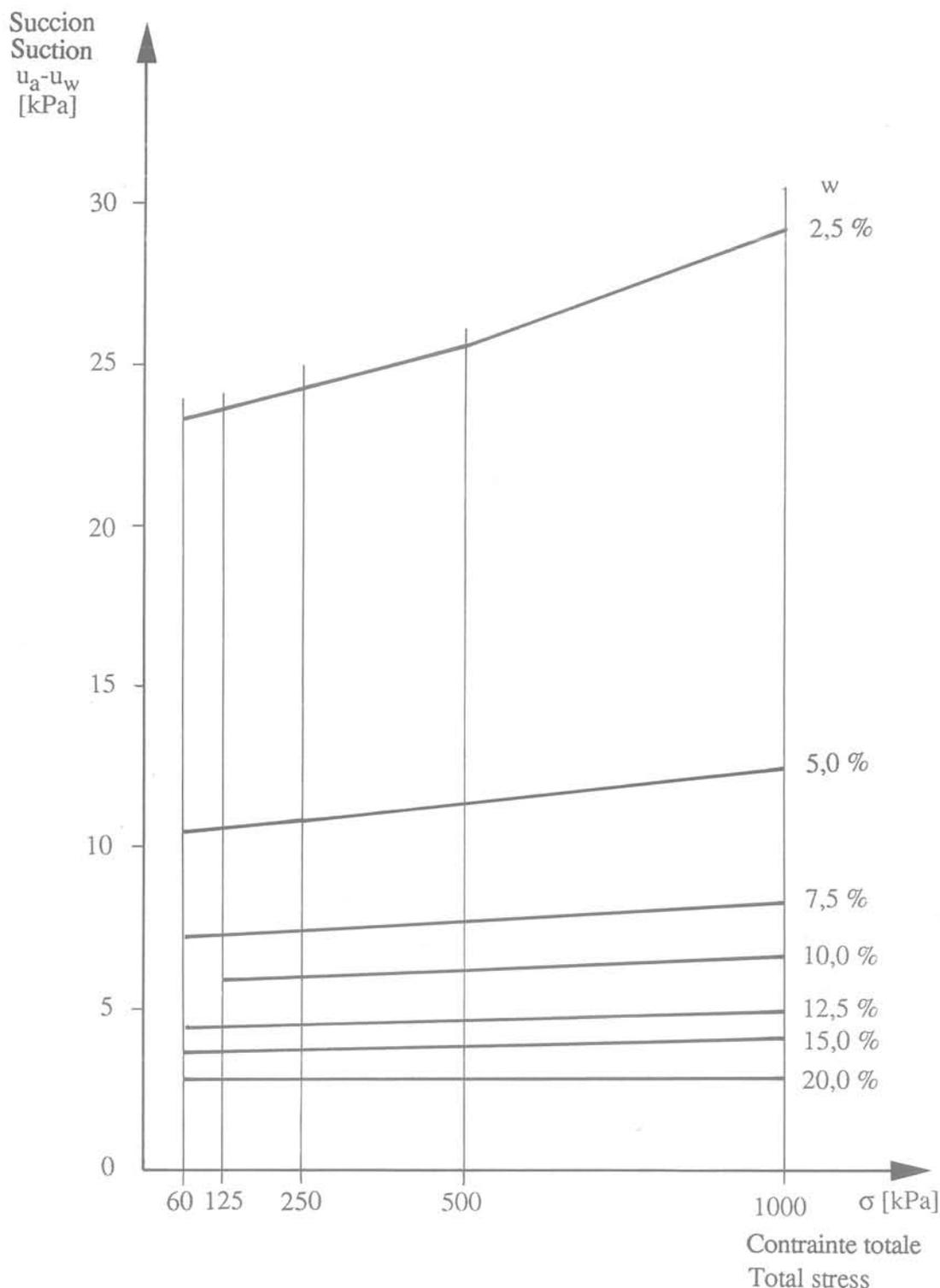


Fig. 10. — *Sable fin* $T = 20^\circ$.
 Fig. 10. — *Fine sand* $T = 20^\circ$.

La loi de fluage en logarithme du temps a les défauts mathématiques suivants :

— pour $\varepsilon_1 = 0$, $t \neq 0$, alors qu'il devrait être nul.

Dans ce cas, la relation $\log t_1 = \log t_{20} - \frac{\varepsilon_{20}}{a}$ (avec $\log t_{20} = \log 20$ [minutes] = 1,301) permet de calculer les valeurs de t données dans la dernière colonne du

tableau VII pour $\varepsilon_1 = 0$. Ce défaut de la loi théorique peut être accepté car t_1 est toujours très petit pour $\varepsilon_1 = 0$. t ne s'annule que pour $\varepsilon_1 = -\infty$;

— pour $t_1 = \infty$, $\varepsilon_1 = \infty$, contrairement à la loi de consolidation de TERZAGHI selon laquelle le tassement pour une durée infinie prend une valeur finie (asymptote horizontale). Toutefois, cette particularité théorique

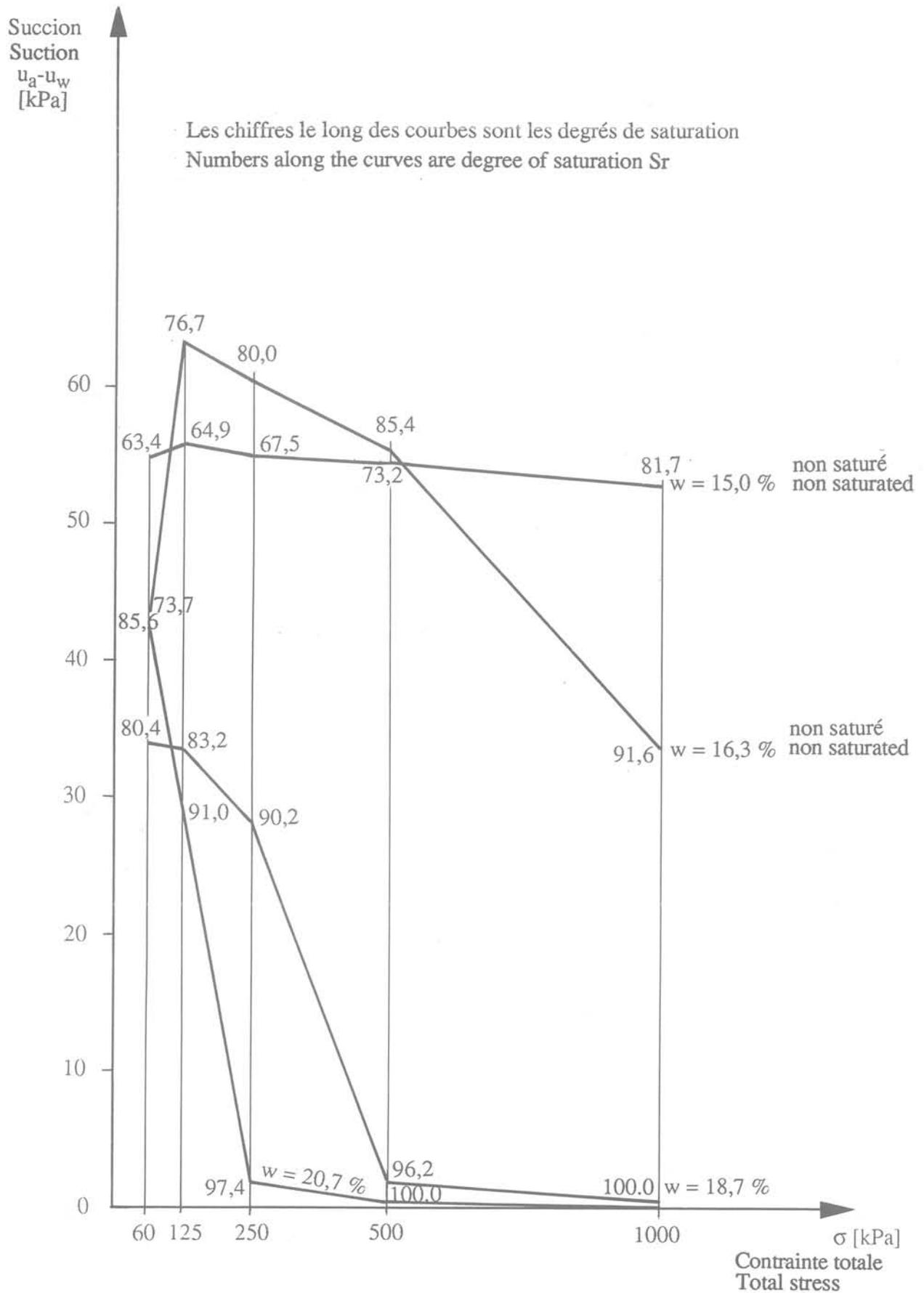


Fig. 11. — Limon $T = 20^\circ$.
Fig. 11. — Silt $T = 20^\circ$.

Tableau VII.
Table VII.

Cas	Sol	T (°)	w (%)	σ (kPa)	ϵ_{20}	a	$\frac{\epsilon_{20}}{a}$	t (min) pr $\epsilon_i = 0$
1 $\epsilon_{20 \text{ max}}$	Sable fin	30°	15,0	1 000	0,035	0,0028	12,5	6.10^{-12}
2 $\epsilon_{20 \text{ min}}$	Limon	2°	23,7	1 000	0,003	0,0028	1,1	1,7
3 a_{max}	Sable fin	40°	10,0	1 000	0,012	0,0030	4,0	0,002
4 a_{min}	Sable fin	2°	5,0	125	0,012	0,0005	24,0	2.10^{-23}

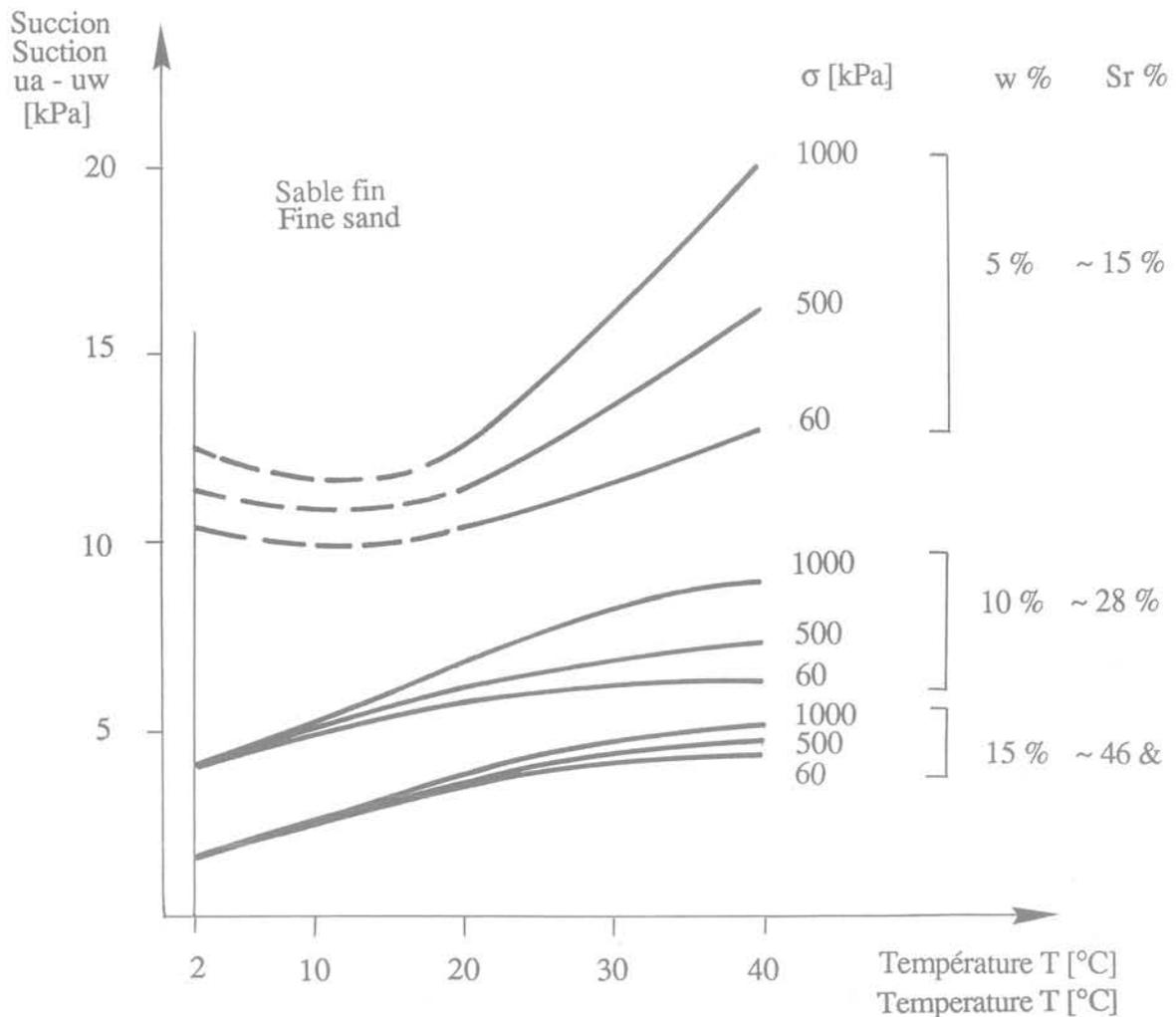


Figure 12.

n'a pas de conséquence pratique, car la durée d'existence d'un ouvrage de génie civil n'excède guère 100 ans.

Le tableau VIII donne les valeurs de ϵ_{20} , déformation atteinte durant les 20 premières minutes et de $a \log \frac{t_{100 \text{ ans}}}{t_{20}}$, le tassement correspondant à la période comprise entre 20 mn et 100 ans, pour les exemples du tableau VII :

Tableau VIII.
Table VIII.

Cas	$\epsilon_{20} = \frac{\Delta h_{20}}{h_0}$	$a \log \frac{t_{100 \text{ ans}}}{t_{20}}$	ϵ_i
1	0,035	0,018	0,053
2	0,003	0,018	0,021
3	0,012	0,019	0,031
4	0,012	0,003	0,015

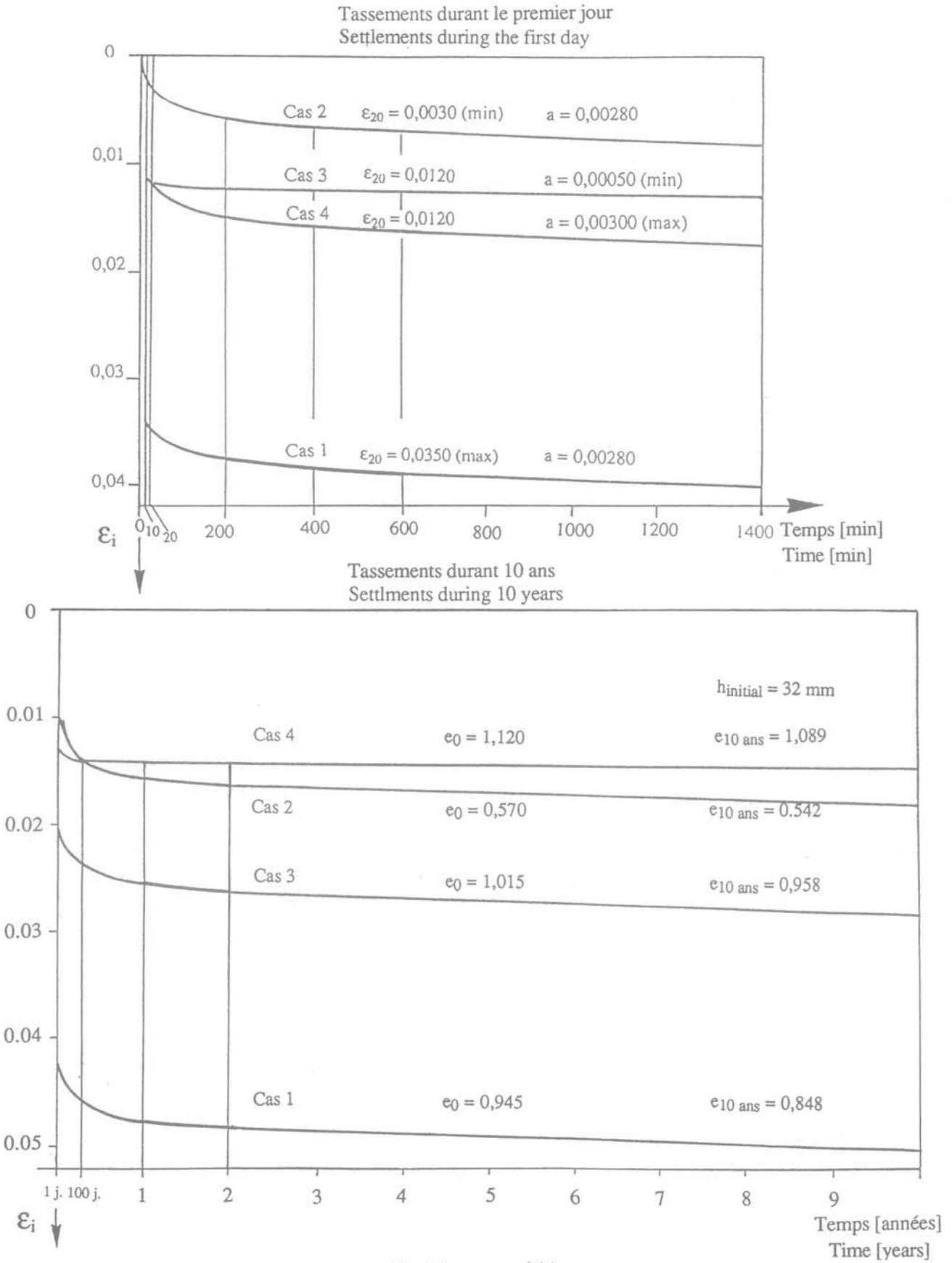


Fig. 13. — $\epsilon = f(t)$.

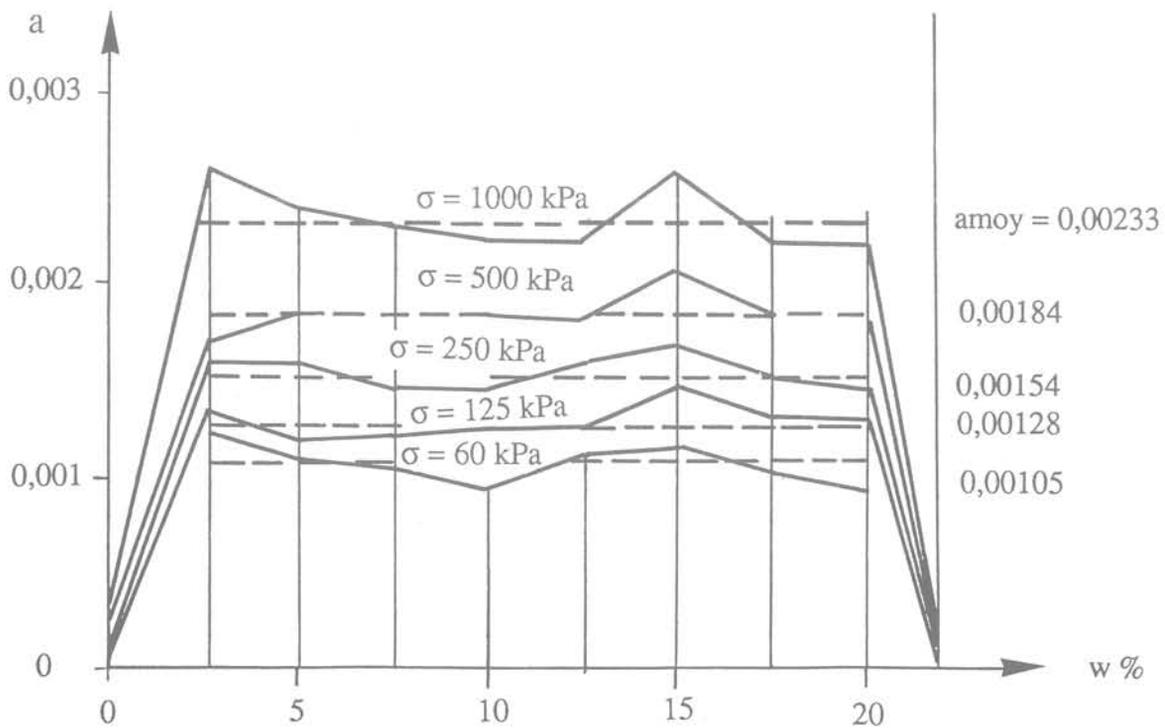
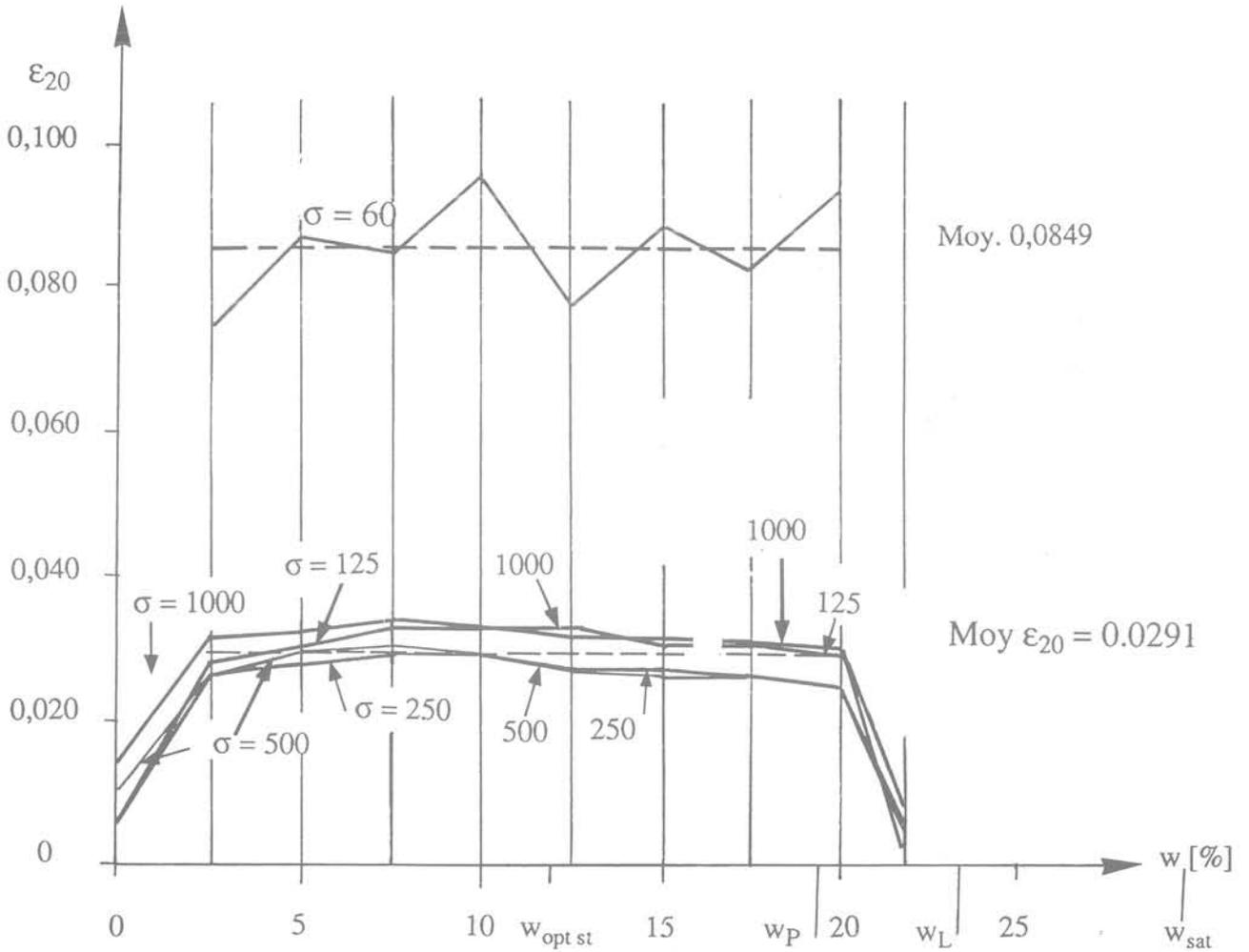


Fig. 14. — Sable fin T = 20°.
 Fig. 14. — Fine sand T = 20°.

Dans le cas 1, celui pour lequel les tassements sont les plus grands, le tassement instantané $\Delta h_{20} = 3,5\%$, soit 35 cm pour $h_0 = 10$ m. Le tassement entre 20 minutes et 100 ans est égal à 1,8% de h_0 ou 18 cm. Pour la

période de 100 ans à 1 000 ans, le rapport $t_1/t_{20} = 10$, son logarithme est égal à 1, et l'augmentation de tassement est égale à a , soit 0,3% de h_0 ou 3 cm dans le cas 1. Cet exemple correspond aux tassements les

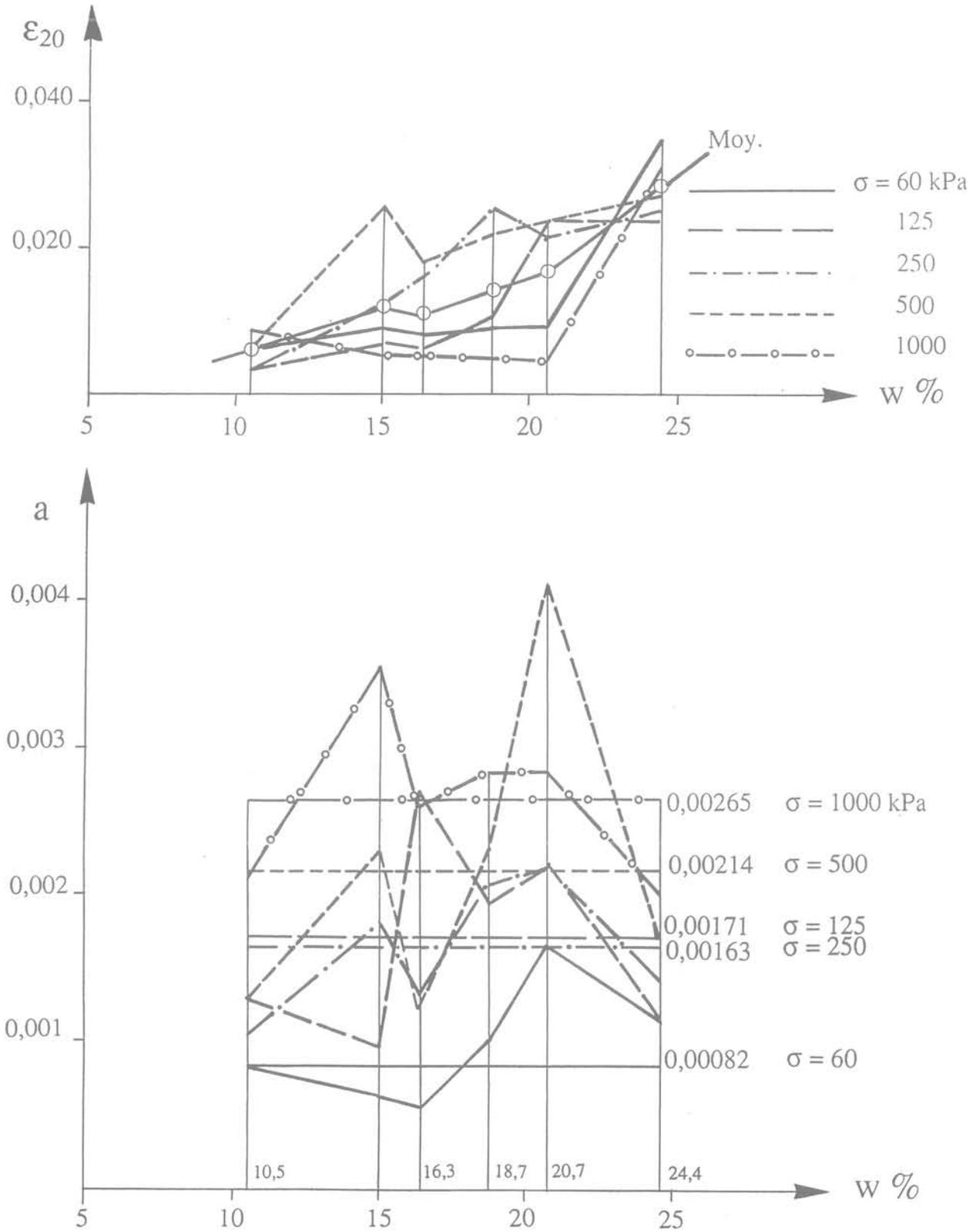


Fig. 15. — Limon $T = 20^\circ$.
 Fig. 15. — Silt $T = 20^\circ$.

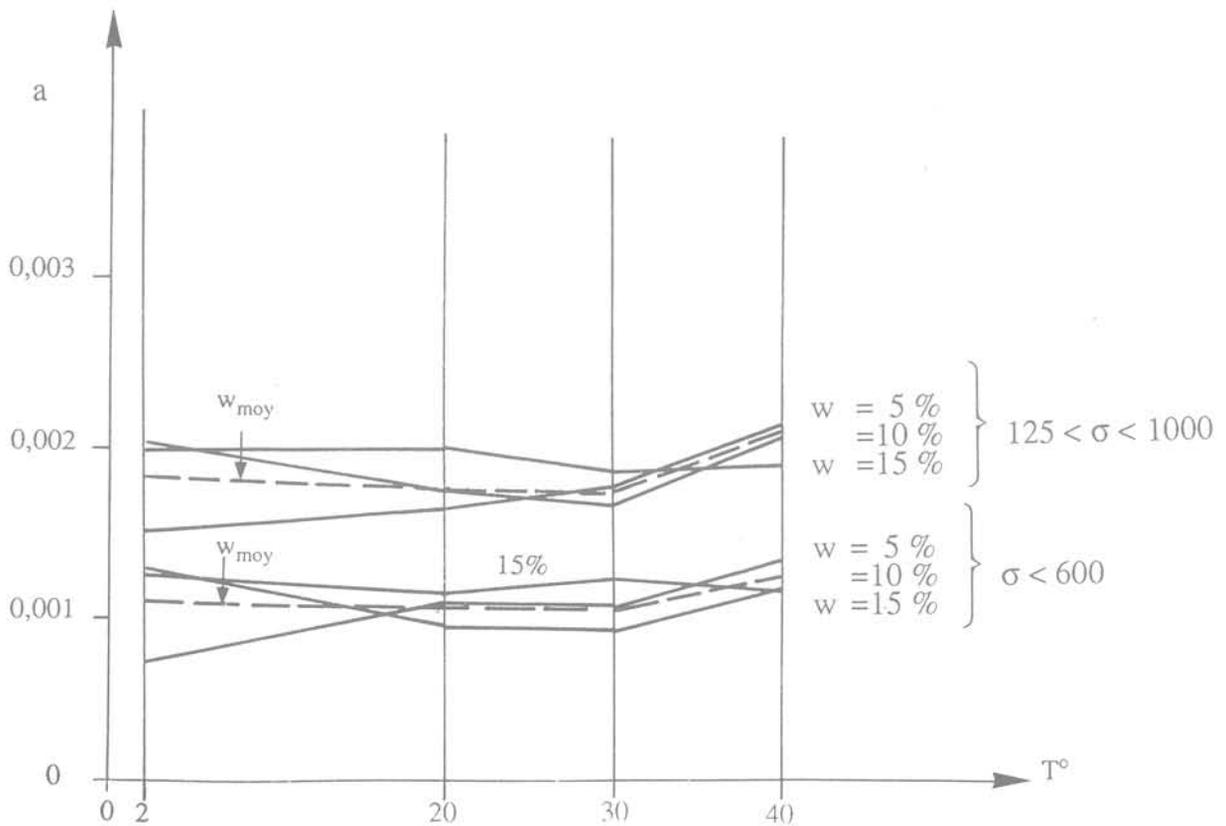
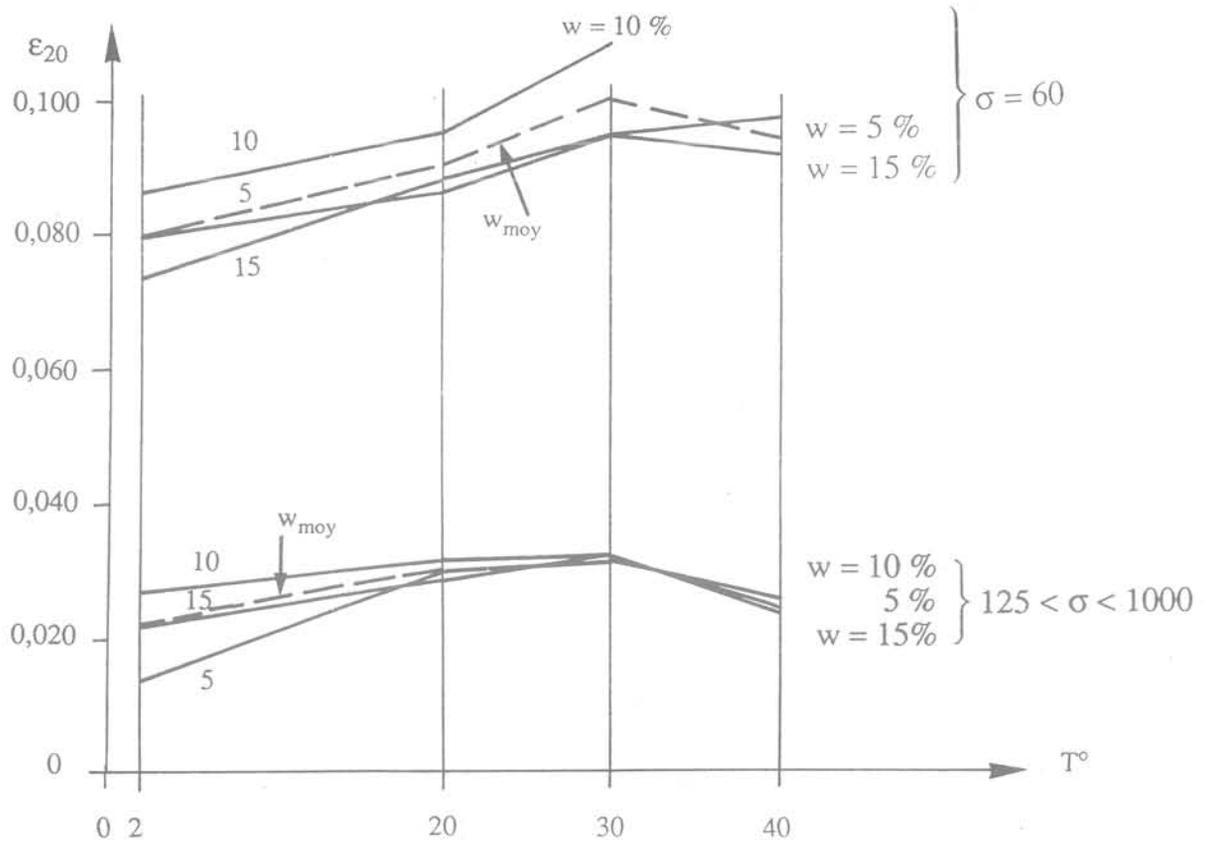


Fig. 16. — Sable fin.
Fig. 16. — Fine sand.

plus grands que l'on peut avoir dans le cas du sable. Ils restent faibles. Le tassement total est de l'ordre de 5 % de l'épaisseur de la couche comprimée.

Les figures 14 et 15 montrent comment varient ϵ_{20} et a en fonction de w et de la contrainte verticale σ . Dans le cas du sable, fig. 14, si l'on exclut les cas extrêmes du sol sec et du sol saturé, les deux paramètres ne varient pas quelle que soit la teneur en eau. L'influence de σ sur ϵ_{20} est aussi nulle, si l'on excepte la valeur $\sigma = 60$ kPa. Le paramètre a augmente régulièrement avec σ .

Dans le cas du limon, fig. 15, les valeurs sont plus dispersées. On note toutefois la tendance à une croissance des valeurs moyennes de ϵ_{20} avec w . Cette variation est sensiblement la même quel que soit σ . Le paramètre présente une variation du même type que pour le sable : constance en fonction de w et augmentation avec σ .

La figure 16, relative au sable fin montre que les deux paramètres sont peu influencés par la température. Seul ϵ_{20} , dans le domaine de contraintes 125 à 1 000 kPa semble être légèrement plus grand pour les températures de 20 à 30° que pour les températures extrêmes 2° et 40°.

7. CONCLUSIONS

Les résultats principaux des essais exécutés à l'œdomètre sont les suivants :

— la déformabilité du sol non saturé, caractérisée par le module de déformation E_{oed} et par l'indice de compression C_c ne varie pratiquement pas avec la température. Dans le cas du sable fin, la température a un très léger effet sur la compacité initiale des éprouvettes (l'influence de T n'est pas encore étudiée pour le limon). Lorsque le sable est non saturé, sa déformabilité est beaucoup plus grande que s'il est sec ou saturé. Dans ce cas, la déformabilité ne dépend pas de la teneur en eau entre 2,5 % et 20 %.

La déformabilité du limon, plus faible que celle du sable, augmente lorsque la teneur en eau croît entre 10 et 20 %. Pour les fortes teneurs en eau, le sol se sature en cours d'essai par diminution de la porosité ;

— la succion varie avec la porosité pour une même température et une teneur en eau constante. Elle augmente lorsque la porosité diminue si le degré de saturation $S_r < 60$ à 70 %. Si $S_r > 60$ à 70 %, la succion diminue avec la porosité pour s'annuler lorsque $S_r = 100$ %. Les lois proposées par SEKER (1983) traduisent cette tendance. La valeur numérique des coefficients de ces lois reste à vérifier ;

— l'évolution des déformations au cours du temps est bien traduite par la loi en logarithme du temps (fluage amorti). Les deux paramètres de cette loi ne varient que dans les domaines relativement étroits.

Le tassement instantané (20 premières minutes) ϵ_{20} est compris dans l'intervalle 0,009 à 0,035 pour le sable et

0,003 à 0,025 pour le limon, quelles que soient la teneur en eau, la contrainte de compression ou la température. Le coefficient de fluage a varie entre 0,0005 et 0,0030 pour le sable, entre 0,001 et 0,009 pour le limon. La différence de comportement entre le sable et le limon est donc faible.

Du point de vue pratique, le calcul du tassement d'une fondation peut se faire à partir d'une courbe œdométrique déterminée pour le sol non saturé, sans se préoccuper des succions, c'est-à-dire en introduisant les contraintes totales. L'erreur à ne pas commettre est de saturer l'éprouvette dans l'œdomètre, comme on le fait habituellement. Cela pourrait être cause d'erreurs importantes.

L'évolution des tassements dans le temps est très sensiblement différente pour un sol non saturé et pour un sol saturé. Le calcul du degré de consolidation U après un jour ($t = 1440$ minutes) dans les quatre cas du tableau VII, donne les résultats suivants :

$$\left(U = \frac{\Delta h_t}{\Delta h_\infty} \right)$$

Note : dans le cas saturé, les valeurs admises dans le calcul sont :

Sable : $k = 3,6 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ et $E_{oed} = 20\,000 \text{ kN.m}^{-2}$

Limon : $k = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$ et $E_{oed} = 10\,000 \text{ kN.m}^{-2}$

L'épaisseur $H = 10 \text{ m}$ pour les deux sols

Tableau IX.

Table IX.

Sol	non saturé	saturé
Sable	Cas 1 U = 76 % Cas 3 U = 56 % Cas 4 U = 85 %	U = 99 %
Limon	Cas 2 U = 39 %	U = 10 %

Le sable non saturé se déforme donc plus lentement que le même sol saturé. Dans le cas du limon, c'est l'inverse.

Finalement, les essais ont montré que la succion varie fortement lorsque la porosité change à teneur en eau massique constante. Elle est aussi très sensible à la température. Si cette observation n'a pas grande importance dans le cas d'un calcul de tassements, elle en aura par contre lors de calculs de stabilité de soutènements ou de pentes.

Dans la plupart des traités sur les transferts de fluides biphasiques, en milieu non saturé (voir par exemple BAER, 1979, chapitre 6.2) les équations du mouvement sont écrites en admettant deux choses :

— la matrice solide du milieu poreux est rigide, la porosité ne varie pas. Il n'y a ni consolidation, ni subsidence ;

— la pression déterminante des fluides en mouvement est négative ; elle est égale à la succion.

Ce sont les hypothèses habituelles des hydrogéologues et des spécialistes étudiant les transferts de polluants. L'ingénieur au contraire est particulièrement intéressé par les déformations, les variations de porosité qu'accompagnent les tassements. La mécanique des sols doit donc utiliser d'autres équations du mouvement des fluides puisque nos essais ont montré la dépendance entre succion et porosité. La notion de contrainte effective est-elle valable encore en milieu non saturé, la contrainte neutre étant égale à la succion ? C'est ce que devraient confirmer d'autres recherches.

REMERCIEMENTS

Nos remerciements sont adressés au Fonds National Suisse de la Recherche Scientifique (FNRS) et à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) qui ont investi des moyens financiers importants pour ces recherches. Ils vont aussi à Daniel BOVET, ingénieur physicien, responsable de ce groupe de recherche au Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL ainsi qu'à

Mohamed EL TANI, ingénieur physicien, qui a exécuté lui-même la plus grande partie des essais et a contribué à l'exploitation de leurs résultats.

BIBLIOGRAPHIE

- TERZAGHI, K. (1925), *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke. Leipzig, Wien.
- LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, inc., New York.
- BEAR, J. (1972), *Dynamics of fluids in porous media*, American Elsevier, New York.
- BEAR, J. (1979), *Hydraulics of Groundwater*, Mc Graw-Hill, New York.
- BEAR, J. (1987), *Modeling Groundwater Flow and Pollution*, D. Reidel, Dordrecht.
- SEKER, E. (1983), *Etude de la déformation d'un massif du sol non saturé*. Thèse n° 492, présentée à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Etude de l'évidement du IX^e pylône du temple de Karnak par la méthode des éléments distincts — Recherche d'une méthodologie

The excavation of the IXth pylon in Karnak temple
studied by the distinct
element method — Research for a methodology

T. VERDEL, J.P. PIGUET

Laboratoire de Mécanique des Terrains, Ecole des Mines de Nancy*
Ineris**

H. HELAL, T. ABDALLAH

Cairo University***

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 57-66 (octobre 1993)

Résumé

Avec les nouvelles méthodes de modélisation numérique par éléments distincts, il devient possible d'étudier la stabilité d'un assemblage de blocs tel que celui du môle est du IX^e pylône du temple de Karnak et, a fortiori, le problème de son évidement que souhaitent réaliser les archéologues. En premier lieu, une méthode d'ajustement des données a été développée dans le but d'optimiser la comparaison des différents processus d'évidement qui ont été étudiés. Ces processus d'évidement ont été modélisés afin de sélectionner celui qui engendre les plus faibles perturbations aux parements de la structure qui, elle, doit rester en place. D'autre part, ayant choisi ainsi la méthode d'évidement, l'étude de la stabilité du pylône a été approfondie de façon à identifier les mécanismes d'instabilité qui pourraient être rencontrés lors de l'évidement et les mesures de surveillance ou de soutènement à mettre en place si cela s'avérait nécessaire.

Abstract

With the new numerical distinct elements method, it is now possible to study the stability of a structure composed of blocks as the IXth pylon of Karnak temple and consequently to study the problem of its excavation, on a computer. First, a methodology for adjusting the input data was developed in order to optimize the calculations, then, different excavation processes were simulated in order to determine the one which produces the minimum disturbance on both sides of the pylon. Then, the best process being chosen, further calculations provided informations about the weak points of the structure and helped us in suggesting a monitoring and/or a supporting system to install before or during the excavation.

* Parc de Saurupt, 54042 Nancy Cedex.

** Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques, Parc Technologique Alata, BP n° 2, 60550 Verneuil-en-Halatte.

*** Engineering Center for Archaeology, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

1. INTRODUCTION

Le IX^e pylône du Temple de Karnak en Egypte est un portail de pierres constitué de deux mâles en vis-à-vis. Il fut édifié sous le règne de Horemheb, au cours de la XVIII^e dynastie, à Louxor. C'est une structure colossale d'une longueur à la base d'environ 65 m, d'une hauteur originelle d'environ 31,5 m dont 5 m en fondations et d'une épaisseur de 12,5 m au niveau du sol et 4 m au sommet (fig. 1). Il représentait, à l'origine, un volume total (fondations comprises) d'environ 17 000 m³ soit une masse approximative de 30 600 tonnes dont 25 % en fondations (ces valeurs sont des estimations).

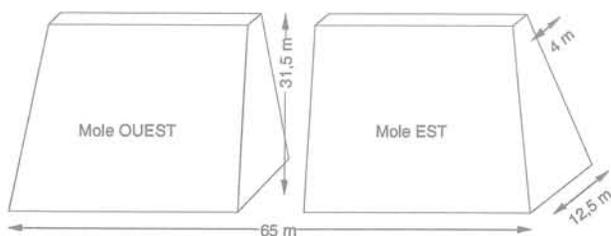


Fig. 1. — Représentation schématique du Pylône.
Fig. 1. — Schematic representation of the Pylon.

Le mâle ouest du IX^e pylône est en cours de reconstruction après un démontage fastidieux et long, de 1964 à 1981 (MARTINET, 1992), qui fut nécessaire pour sa restauration mais aussi pour extraire les milliers de petits blocs ou « talatats » dont le cœur était rempli. En effet, ces talatats, couverts d'inscriptions, proviennent d'autres temples que les archéologues cherchent à reconstituer en partie (à l'origine, ces talatats étaient au nombre de 230 000 environ, à l'intérieur de l'ensemble du IX^e pylône).

Pour le mâle est, il est peut être possible de le vider de ses talatats sans en démonter les parements. En effet, la hauteur restante de cette partie du pylône (fig. 2) rend a priori une telle opération envisageable. L'objet de l'étude décrite dans ces pages consiste donc à modéliser le mâle est du IX^e pylône par une méthode numérique, de façon à sélectionner le meilleur processus d'évidement et à mesurer les risques qui pourraient être encourus pendant cette opération.



Fig. 2. — Môle est du IX^e Pylône (Centre franco-égyptien de Karnak).

Fig. 2. — Est part of the IXth Pylon.

2. MÉTHODOLOGIE DE L'ÉTUDE

L'incertitude qui pèse sur les valeurs de certains paramètres introduits dans les modèles numériques, est propre aux Sciences de la Terre (HART, 1990). Elle est particulièrement importante dans le cas d'un monument historique égyptien où il est rarement facile de réaliser des sondages ou des mesures in situ, susceptibles d'endommager le dit-monument. Pour ces raisons, l'étude présentée ici revêt avant tout un caractère phénoménologique. Ce caractère est d'autant plus marqué que le milieu étudié est discontinu, en l'occurrence formé de blocs superposés, et que la méconnaissance des interactions entre ces blocs est un handicap notoire. Dans un tel cas, le but de la modélisation est avant tout d'améliorer la compréhension des phénomènes susceptibles de se produire, d'anticiper certains problèmes en identifiant les mécanismes pouvant conduire à des états de déformation ou de charges inacceptables pour la structure étudiée (HART, 1990; STARFIELD et CUNDALL, 1988). C'est dans ce contexte que se déroulent les différentes étapes du travail présenté ici.

En ce qui nous concerne particulièrement, le problème posé consiste à définir la meilleure technique d'évidement du mâle est du IX^e pylône afin d'éviter le démontage des blocs de parements qui est un travail long et délicat.

Dans le cas d'un monument tel que le IX^e pylône de Karnak, on dispose de peu de données. La géométrie des parements est connue avec une grande précision (photogrammétrie) mais celle de l'empilement des talatats est par contre beaucoup plus incertaine. Le niveau des fondations est à peu près identifié. Quant aux caractéristiques mécaniques des blocs, on ne connaît que celles du grès des parements, déterminées en laboratoire (MARTINET, 1992). On ne connaît rien, a priori, des caractéristiques des joints ainsi que de l'état de dégradation des blocs de parement ou des talatats.

Compte tenu de cette méconnaissance des données, il faut, dans un premier temps, faire des choix de valeurs (notamment pour les caractéristiques mécaniques des matériaux et des joints) qui soient assez réalistes et qui, d'autre part, permettent d'optimiser la modélisation par leur pouvoir discriminant. Ayant ainsi « ajusté » ces données à l'aide de différents jeux d'essais, nous avons ensuite simulé numériquement plusieurs processus d'évidement et les avons comparés entre eux afin de sélectionner celui qui minimise les perturbations théoriques causées aux parements. Enfin, ayant choisi la meilleure méthode d'évidement a priori, nous nous sommes placés dans des conditions défavorables du point de vue de la stabilité (blocs de parements très fissurés, en mauvais état de conservation, joints lisses, etc.) afin de localiser les endroits à renforcer, au cours du processus d'évidement choisi précédemment. La figure 3 résume brièvement la méthodologie adoptée ici.

3. LA MÉTHODE DE CALCUL

La méthode de calcul retenue pour cette étude est celle des éléments distincts dont procède le logiciel utilisé ici, UDEC (Universal Distinct Element Code), qui permet

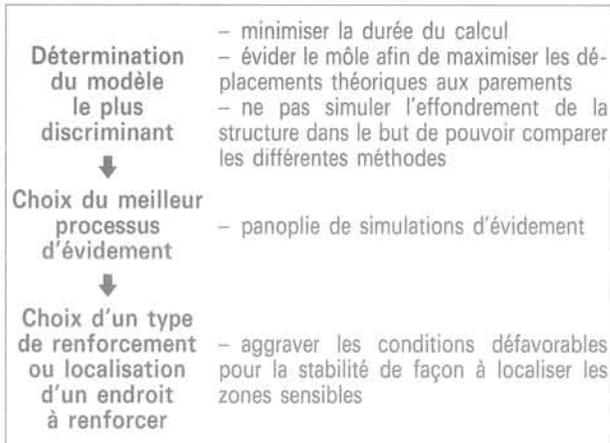


Fig. 3. — Méthodologie retenue pour l'étude.

Fig. 3. — Methodology for the study.

le calcul des déplacements et des rotations de chacun des blocs constituant un milieu discontinu. Elle autorise d'autre part le détachement complet d'un bloc de même qu'elle reconnaît les nouveaux contacts susceptibles de s'établir entre blocs, au fur et à mesure du déroulement du calcul. Elle repose sur une résolution de type explicite où les équations de mouvement sont directement résolues pour chaque point nodal en fonction de la variable « temps ». Les corps (ou blocs) modélisés peuvent, par ailleurs, être rigides ou déformables (HART, 1990). Cette méthode semble donc convenir à l'étude du IX^e pylône en tant qu'assemblage de blocs reposant les uns sur les autres.

Ce code de calcul traite des problèmes bidimensionnels, c'est pourquoi on ne peut l'utiliser ici que sur une section du pylône qui se reproduit sur une longueur supérieure d'environ 3 à 4 fois la plus grande dimension de cette section. Dans ce cas l'hypothèse des déformations planes est justifiée et le calcul peut être mené en deux dimensions. Dans le cas présent, les résultats du calcul ne sont donc valables que suffisamment loin des bords de la structure, c'est-à-dire dans la partie centrale du môle.

D'autre part, dans un tel calcul, les blocs sont supposés être aussi longs que la structure, ce qui doit tempérer l'analyse des résultats. Néanmoins, étant donnée la géométrie ainsi retenue, il semble possible d'interpréter les résultats et de simuler certains phénomènes qui pourraient être rencontrés lors de l'évidement du môle.

4. LES DONNÉES INITIALES

Parmi les données disponibles, on trouve la géométrie des parements dont la figure 2 montre un aspect.

Pour réaliser un calcul en 2 dimensions comme l'exige UDEC, il faut choisir une section suffisamment reproductible tout au long de la structure. La partie haute (est) du môle a donc été ignorée et une section transversale dans la partie basse (centre et ouest) a été choisie (fig. 4). Les données proviennent de relevés réalisés

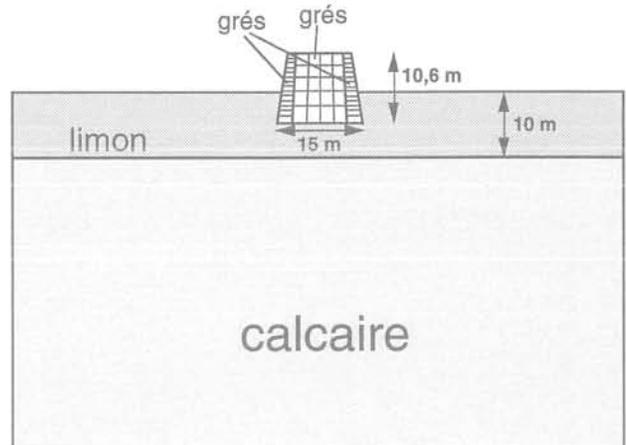


Fig. 4. — Coupe nord-sud modélisée.

Fig. 4. — Modelled north-south section.

par les membres de la mission archéologique franco-égyptienne d'étude des temples de Karnak.

Les caractéristiques mécaniques du milieu ne sont connues que pour le grès des parements. Mais il convenait de tenir compte de son état de dégradation (fissures nombreuses) avec le temps. En effet, comme le note déjà S. SAUNERON en 1968 à propos des pierres du pylône: «... le plus grand nombre [de ces pierres] avaient éclaté en lits horizontaux ou bien se fendillaient obliquement, sous l'effet des tensions internes et des écrasements entraînés par les tassements différentiels des fondations.» (SAUNERON, 1968). Le module d'élasticité du grès des parements a donc été arbitrairement divisé par 10 par rapport à la mesure en laboratoire obtenue sur un échantillon intact (MARTINET, 1992). Le tableau 1 rassemble l'ensemble des données mécaniques notamment recueillies dans la littérature pour les autres matériaux (HELAL *et al.*, 1991; COSTET et SANGLERAT, 1983). En ce qui concerne les talatats, en grès eux aussi, il leur a été attribué initialement les caractéristiques du parement. Leur nombre dans la section choisie pour le calcul est d'environ 1 000. La figure 4 associée au tableau 1 représente l'ensemble du modèle avec les caractéristiques mécaniques des différents matériaux.

D'autre part, 5 types de discontinuités existent dans le problème du IX^e pylône :

- les joints entre les blocs de parements ;
- les joints entre les talatats ;
- les interfaces entre talatats et blocs de parements ;
- les interfaces entre le pylône et le limon ;
- l'interface entre limon et soubassement calcaire.

Ces discontinuités doivent être caractérisées par les paramètres suivants :

- la raideur normale JKN (MPa/m) ;
- la raideur tangentielle JKS (MPa/m) ;
- la tangente de l'angle de friction JFRIC (sans unité) ;
- la cohésion JCOH (MPa).

Tableau 1. — Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Matériau	D (kg/m ³) Masse volumique	E (MPa) Module d'élasticité	ν (-) Coefficient de Poisson	Rc (MPa) Résistance à la compression simple	Rt (MPa) Résistance à la traction	C (MPa) Cohésion	Φ (°) Angle de friction	Référence
Grès	1 800	2 000 (20 000/10)	0,22	19,9	2	—	—	Martinet, 1992
Calcaire	2 400	12 000	0,21	12,8	—	—	—	Helal et al., 1991
Limon	1 400	5	0,33	0,017	0	0,005	28	Costet et Sanglerat, 1983

Etant donné l'absence de tests de laboratoire ayant porté sur les interfaces des blocs du IX^e pylône, nous avons retenu, pour la phase préliminaire du calcul, des paramètres qui expriment l'impossibilité pour les différents blocs de s'interpénétrer (JKN élevé, de l'ordre de grandeur du module d'Young du matériau le plus rigide, soubassement calcaire exclu), la possibilité pour les joints d'être sujets à un comportement plastique et donc d'être cisailés (JKS plus faible et JFRIC très faible). JCOH a été choisi égal à 0 de façon à réduire le nombre de paramètres à faire varier. Les valeurs retenues pour JKS, JFRIC et JCOH (que l'on trouve dans le tableau 2) tendent à réduire, d'autre part, la stabilité des joints (entrée en plasticité des joints plus rapide) et donc, à se placer du côté de la sécurité.

5. RECHERCHE D'UN MODÈLE DISCRIMINANT

Rappelons que le but de l'étude est de trouver le processus d'évidement qui minimise les perturbations aux parements. Pour comparer les différentes simulations qui seront réalisées, ces perturbations doivent être significatives et ne pas conduire à un effondrement qui rendrait toute comparaison impossible.

Il nous faut donc, au préalable, déterminer un modèle de base, dont les paramètres permettent de différencier le plus possible les différentes simulations qui seront faites, à partir duquel ces simulations seront économes en temps de calcul (sinon de telles comparaisons seraient matériellement impossibles à réaliser) et qui conserve, malgré cela, un certain réalisme. Il s'agit donc de construire un modèle qui constitue un compromis entre le réalisme et la fonctionnalité et qui soit le plus discriminant possible vis-à-vis des simulations d'évidement.

5.1. Modification de la géométrie

Pour bâtir ce modèle, il a fallu d'abord modifier la géométrie initiale : le nombre de talatats dans la section étudiée a été ramené de 1 000 à 20 gros blocs occupant la même surface (fig. 5). Pour donner à cet ensemble de 20 blocs des propriétés de déformabilité

Tableau 2. — Caractéristiques mécaniques des joints.

JKN (MPa/m)	JKS (MPa/m)	JFRIC (-)	JCOH (MPa)
1 000	0,1	0,1	0

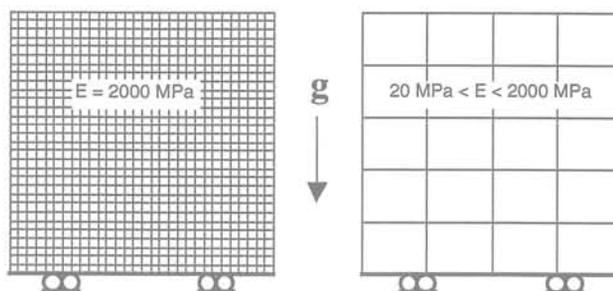


Fig. 5. — Recherche d'un remplissage de talatats équivalent.

Fig. 5. — Research for an equivalent talatats filling.

sensiblement équivalentes à un ensemble de 1 000 petits blocs, une étude paramétrique par simulation numérique a été menée à partir d'un assemblage simple de 1 000 blocs et d'un assemblage simple de 20 blocs sollicités par la pesanteur. Lors de cette étude préliminaire, seul le module de déformation a été changé pour donner à l'ensemble des 20 blocs une déformabilité sensiblement équivalente à l'assemblage de 1 000 blocs (les autres propriétés des talatats et de leurs joints indiquées au chapitre précédent ont été conservées). Il en a résulté qu'un module de déformation divisé par 10 par rapport à sa valeur initiale établit un compromis satisfaisant entre la déformation verticale et la déformation horizontale de l'assemblage de 20 blocs comparées à celles de l'assemblage de 1 000 talatats.

D'autre part, 20 blocs suffisent à rendre compte des processus d'évidement différents que nous nous sommes proposés d'étudier.

A ce stade, les modules de déformations prennent les valeurs du tableau 3.

Tableau 3. — Caractéristiques modifiées après simplification du remplissage.

	Parement	Remplissage
E (MPa)	2 000	200
JFRIC	0,1	0,1

5.2. Modification des caractéristiques mécaniques

Ensuite, une série de simulations d'un évidement total et instantané ont été modélisées. Pour chacune d'elles, les modules de déformation ainsi que l'angle de frottement des joints, pour les parements et les talatats, ont été de nouveau modifiés de façon à produire la plus grande perturbation possible du parement sans effondrement. Ceci représente l'étape principale de recherche du modèle le plus discriminant. La perturbation aux parements a été appréciée par le déplacement horizontal final du bloc supérieur du parement (H2 ou H3 sur la figure 6). Les résultats de ces simulations sont rassemblés dans le tableau 4.

Tableau 4. — Résultats des simulations d'ajustement des données.

Numéro de la simulation	Parement		Remplissage		Déplacement horizontal du bloc supérieur du parement
	JFRIC	E (MPa)	JFRIC	E (MPa)	
1	0,01	2 000	0,01	200	chute
2	0,01	2 000	0,05	200	chute
3	0,01	2 000	0,1	200	2,19 cm
4	0,01	200	0,01	2 000	chute
5	0,01	2 000	0,01	2 000	chute + très lent
6	0,01	400	0,01	2 000	chute + lent
7	0,1	200	0,01	2 000	1,23 cm
8	0,05	200	0,01	2 000	1,26 cm
9	0,05	200	0,01	200	1,27 cm
10	0,02	200	0,01	200	1,23 cm
11	0,02	200	0,01	200	1,2 cm
12	0,01	200	0,01	200	chute rapidement
13	0,015	200	0,01	200	1,23 cm
14	0,015	200	0,01	2 000	1,19 cm

Dans ce tableau, on observera que c'est la simulation numéro 3 qui fournit la perturbation maximale au parement sans effondrement. Ce sont donc les données

de cette simulation qui seront retenues pour la suite de l'étude. Seules les valeurs de friction de joints et de module d'élasticité des blocs de parements et de remplissage ont été ajustées ici car ce sont des paramètres qui peuvent présenter de grandes différences entre leur mesure en laboratoire sur quelques échantillons et leurs valeurs vraies in situ. Le tableau 5 rassemble donc les valeurs finalement retenues avant de modéliser et de comparer les différents processus d'évidement envisageables.

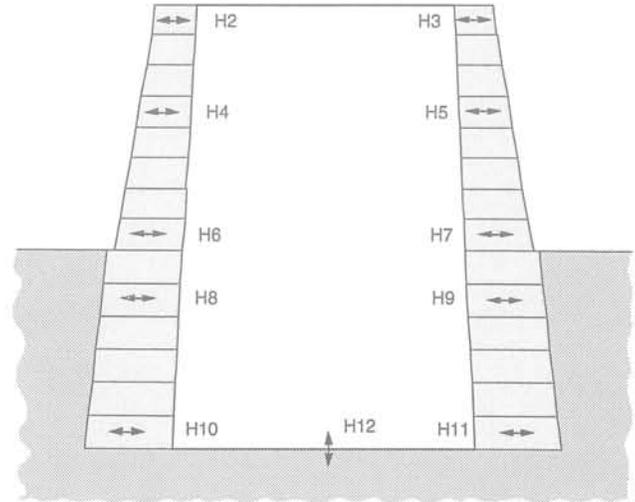


Fig. 6. — Localisation des points de suivi des parements. Fig. 6. — Points where displacement is observed.

Tableau 5. — Caractéristiques modifiées après ajustement des données.

	Parement	Remplissage
E (MPa)	2 000	200
JFRIC	0,01	0,1

6. CHOIX DU MEILLEUR PROCESSUS D'ÉVIDEMENT

La figure 7 représente les 10 façons d'évider le pylône qui ont été modélisées. Elles ont été proposées pour leur mise en pratique possible sur le terrain moyennant d'éventuels dispositifs de consolidation ou de soutènement (modèles 2, 3, 5, 7 ou 8 dont l'évidement, à caractère vertical, paraît difficile à réaliser). Pour chaque simulation, différentes étapes sont représentées. Elles correspondent à des phases d'évidement suivies d'une période de stabilisation (ou d'arrêt des travaux) destinée à minimiser les perturbations aux parements.

Au cours de chaque simulation, le déplacement horizontal du parement a été suivi en 10 points (H2 à H11) ainsi que le soulèvement du sol au pied du pylône (H12), figure 6.

Les résultats de chaque simulation ont été évalués par la racine carrée de la moyenne des carrés des ampli-

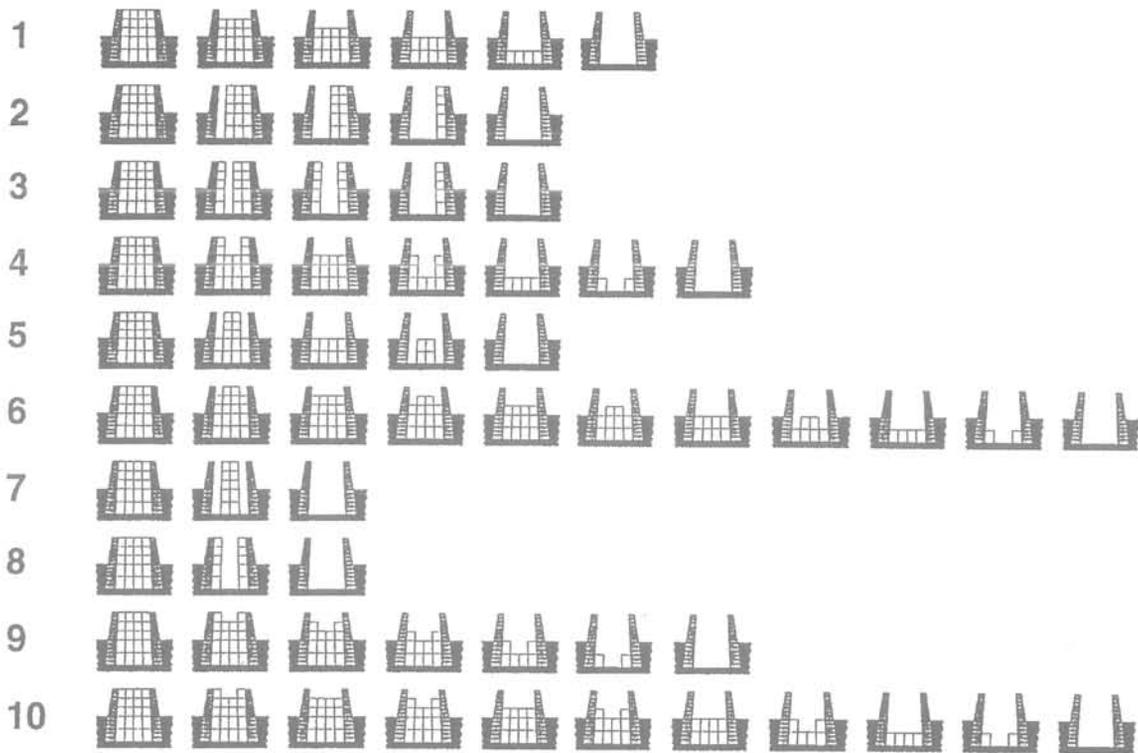


Fig. 7. — Les différentes simulations réalisées sur ordinateur.

Fig. 7. — The computed simulations.

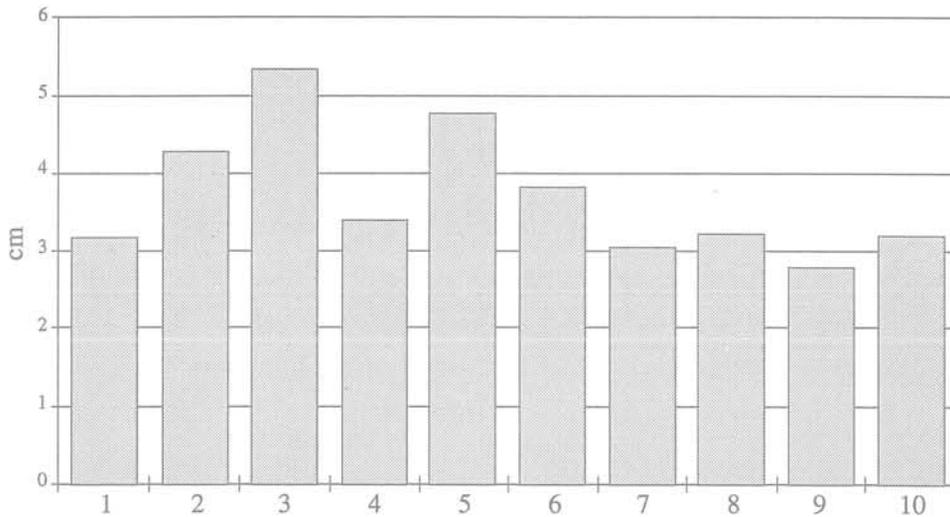


Fig. 8. — Déplacements aux parements pour l'ensemble des simulations.

Fig. 8. — Displacements at both sides, for all the models.

tudes maximales atteintes par les différents déplacements horizontaux au cours des étapes de l'évidement. Ils sont représentés sur la figure 8 dont la lecture indique une plus faible perturbation des parements pour le modèle 9.

D'une manière générale, les simulations représentant un évidement de type vertical (modèles 2, 3, 5, 7 et 8) engendrent une perturbation des parements plus importante qu'avec les autres simulations (fig. 8). Parmi

les autres simulations, les moins bons résultats obtenus par le modèle 6 semblent indiquer que l'évidement est meilleur quand il commence au centre du pylône plutôt que sur ses bords. Restent donc les modèles 1, 4, 9 et 10 pour lesquels les résultats ne diffèrent guère plus de 15 %.

Parmi ces modèles, le numéro 9 semble être celui qui fournit une perturbation minimale aux parements tant au niveau des déplacements absolus qu'au niveau des

déplacements relatifs entre blocs qui sont effectivement les plus faibles de la comparaison (aspect non illustré).

Au vu des simulations réalisées sur ordinateur avec le code UDEC, il semble donc que la meilleure manière d'évider le pylône consiste à commencer le déchargement du pylône par le milieu et de toujours faire en sorte que le milieu soit plus évidé que les bords, tout au long de l'opération (fig. 9), de façon à assurer un maintien latéral des parements pendant chaque phase d'évidement.

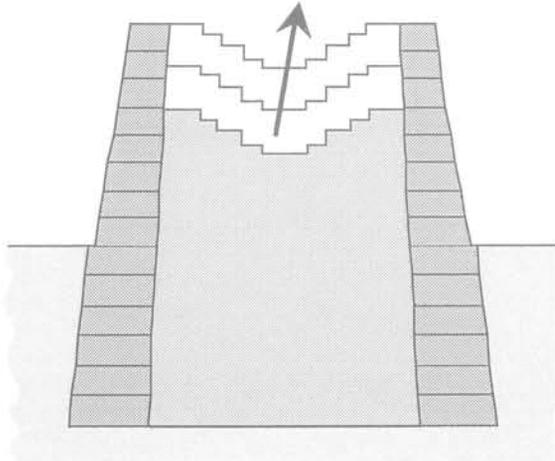


Fig. 9. — Meilleure méthode d'évidement obtenue par les simulations.

Fig. 9. — Best excavation method as obtained after simulations.

Néanmoins, la simplification trop grande des modèles pose quelques problèmes et l'on comprend mal pourquoi le modèle 10 par exemple qui reprend le schéma d'évidement du modèle 9 mais avec plus de précautions (plus d'étapes) donne des résultats moins bons. Le rôle stabilisateur joué par le déconfinement du sol, au cœur du pylône, pourrait être à l'origine de ces différences. Il pourrait également expliquer les différences obtenues entre les modèles 2 et 7 ou 3 et 8. On note, en effet, un soulèvement du sol à la base du pylône d'environ 14 cm au centre (le limon) tandis que les parements se soulèvent d'environ 5 cm à la fin de l'évidement. Il convient donc de tempérer l'interprétation des résultats, d'autant plus qu'entre les meilleurs modèles simulant un déchargement horizontal, la différence entre le modèle 9 et les autres (1, 4 et 10) varie de 9,5 à 13,3 % en moyenne générale, ce qui est assez peu eu égard aux hypothèses simplificatrices utilisées. La différence entre le modèle 9 et les modèles simulant un déchargement de type vertical (modèles 2, 3, 5, 7 et 8) est de 10,5 % pour le modèle 7 peu réalisable en pratique sans dispositif de soutènement et varie de 18,8 % (modèle 8) à 68,5 % (modèle 3), ce qui est nettement plus important.

D'autre part, la contrainte verticale au pied des parements passe d'environ 0,15 MPa avant l'évidement à 0,2 MPa après, soit une augmentation de 30 % due à la redistribution des contraintes.

Des contraintes de traction horizontales apparaissent par ailleurs dans le parement et notamment à leur base où

elles atteignent environ 0,07 MPa. Ce qui peut être à l'origine de ruptures localisées à cet endroit si la roche y est très dégradée (à noter que ce niveau des fondations est situé sous la nappe d'eau).

7. LOCALISATION DES ZONES D'INSTABILITÉ POTENTIELLE

Ayant ainsi déterminé le meilleur processus d'évidement du pylône a priori, il est possible de se pencher sur les types de désordres auxquels on peut s'attendre au moment de la réalisation de cet évidement dans le cas où la qualité des joints et des blocs serait plus médiocre que prévu. Pour cela, des simulations nouvelles ont été menées, avec des caractéristiques mécaniques légèrement modifiées, la méthode d'évidement restant celle du modèle 9.

De ces simulations supplémentaires, nous avons constaté que, globalement, les caractéristiques mécaniques retenues dans le modèle 9 sont les valeurs limites qui permettent au parement de rester en place dans son ensemble malgré des cisaillements significatifs aux joints des parements. En deçà de ces limites, deux phénomènes peuvent être constatés :

- soit les blocs des parements glissent dès le début de l'évidement, ce qui provoque leur chute. Dans ce cas illustré par la figure 10, la raison est à trouver dans la trop faible valeur de l'angle de frottement des joints du parement (joints « savons ») ;

- soit le parement garde une certaine cohésion d'ensemble et chute d'un seul tenant à la fin de l'évidement sous l'effet d'une trop grande déformation des blocs de parements les plus bas, soumis à plus forte charge. Ce cas qu'illustre la figure 11 apparaît notamment quand l'angle de frottement des joints du parement est augmenté (par rapport au modèle 9) et que le module d'élasticité du grès du parement est choisi 100 fois plus faible.

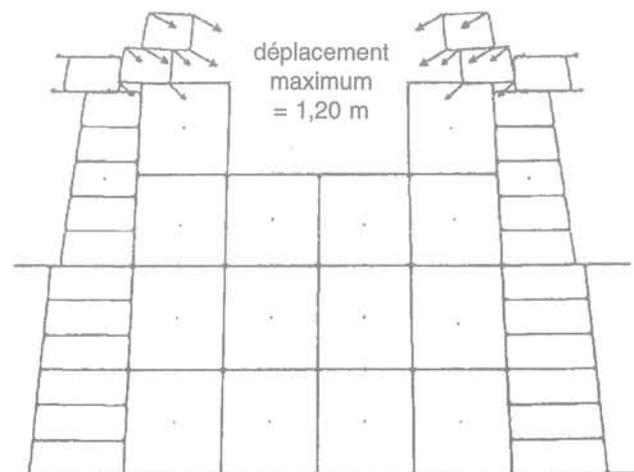


Fig. 10. — Instabilité se produisant au début de l'évidement.

Fig. 10. — Case of instability at the beginning of the excavation.

Si l'on peut s'attendre, en effet, à un glissement des blocs de parement sous l'effet de l'évidement et agir en conséquence en opérant une consolidation de leurs joints par injection de résine ou de ciment par exemple, il convient d'être prudent à la fin de l'évidement et de prévoir un écrasement possible des blocs les plus bas du parement sous l'effet de la charge des blocs supérieurs. En effet, comme le montre la figure 11, quand bien même le glissement des blocs de parement serait réduit (tangente de l'angle de frottement multipliée par 10 environ), si ces blocs sont fortement dégradés (fissurés ou imprégnés d'eau par exemple), ils peuvent s'écraser et se déformer au point de faire tomber l'ensemble des blocs sus-jacents.

8. CAS D'UN PAREMENT FORTEMENT DÉGRADÉ

En réalité, il est peu probable que l'angle de frottement des joints de parements soit aussi faible que celui utilisé dans la plupart des calculs précédents. Les valeurs retenues correspondent en effet à des angles de frottement de l'ordre de 1°. Par contre, un module d'élasticité fortement réduit peut parfaitement simuler une dégradation très nette des blocs de parements notamment s'ils sont fissurés ou en partie éclatés comme cela est le cas à Karnak.

Les résultats illustrés par la figure 11 sont donc à prendre en considération en vue d'assurer la stabilité du pylône au moment où les talatats en seront retirés. Pour les mêmes données, comme le montre la figure 12, le basculement généralisé des parements se produit au moment où l'on retire 4 des 6 blocs restant dans le cœur du pylône, c'est-à-dire à l'avant-dernière étape conduisant à l'évidement total du pylône. A ce moment, on note une nette augmentation de la contrainte normale au point de contact intérieur situé entre la quatrième et la cinquième rangée de blocs de

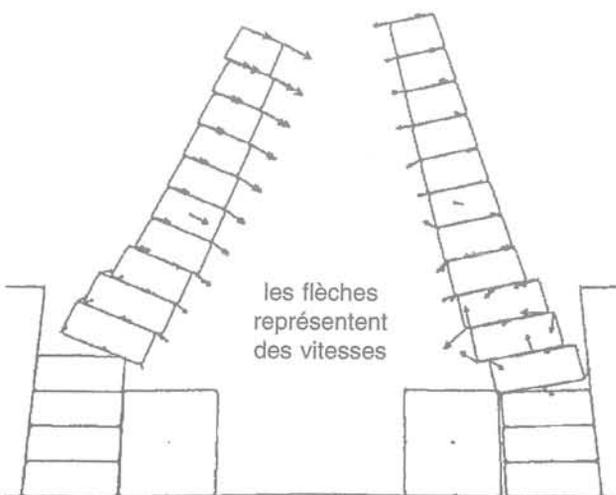


Fig. 11. — Instabilité se produisant vers la fin de l'évidement.

Fig. 11. — Case of instability at the end of the excavation.

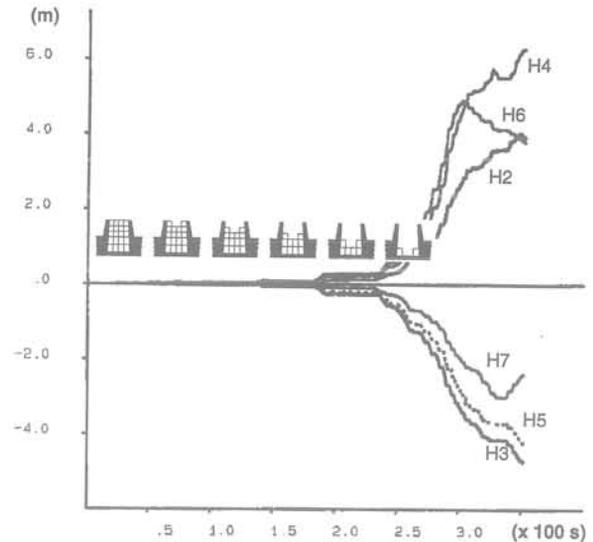


Fig. 12. — Evolution des déplacements aux parements.
Fig. 12. — Displacements of the side blocks.

parement (à partir du bas). Cette contrainte passe de 0,2 à 1,8 MPa environ et traduit une augmentation de la sollicitation à cet endroit due au basculement de la partie supérieure du parement (fig. 13). Ce basculement apparaît nettement déjà à l'étape précédente quand il reste encore 2 blocs au deuxième niveau de remplissage comme l'indique la figure 14. Il provoque, d'autre part, une fermeture des joints entre les blocs les plus bas du parement. La figure 15 indique ce comportement et montre l'évolution de l'effondrement du pylône. La légère dissymétrie apparaissant sur cette figure est uniquement due à des problèmes numériques liés à la résolution des calculs mis en jeu dans UDEC.

Il est donc nécessaire de tenir compte de cette simulation assez réaliste pour prévoir dès que possible un renforcement du pied du parement soit par injection d'un liant dans les blocs fissurés afin de leur assurer une meilleure tenue à la compression, soit par appuis

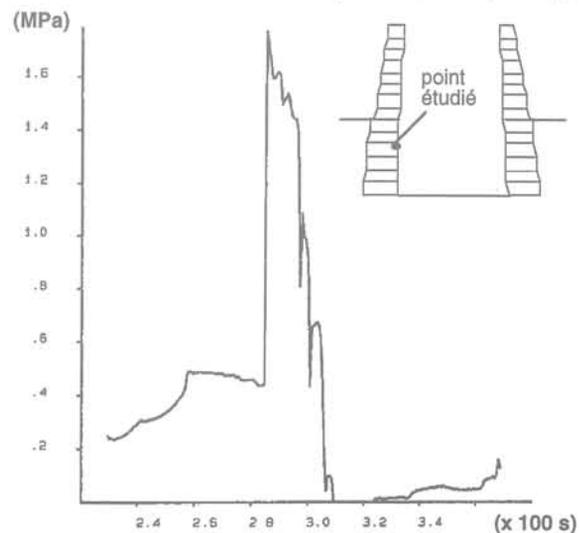


Fig. 13. — Contrainte normale au point E au moment de l'effondrement.

Fig. 13. — Normal stress at E point during the collapsing.

latéraux installés à l'intérieur du pylône afin d'éviter le moindre basculement du parement. Une combinaison de ces deux types de renforcement serait d'ailleurs souhaitable.

9. CONCLUSION

D'un point de vue méthodologique, les points suivants peuvent être soulignés :

— les résultats d'une simulation numérique doivent être confrontés avec des mesures in situ pour être parfaitement jugés. A défaut d'un tel calage, les phénomènes simulés n'ont qu'un caractère qualitatif ;

— les modèles numériques ne sont pas des représentations fidèles de la réalité malgré leur apparence sur l'écran d'un ordinateur. Ils reposent sur des lois de comportement approchées basées sur des expérimentations en laboratoire. Ils font notamment appel à un

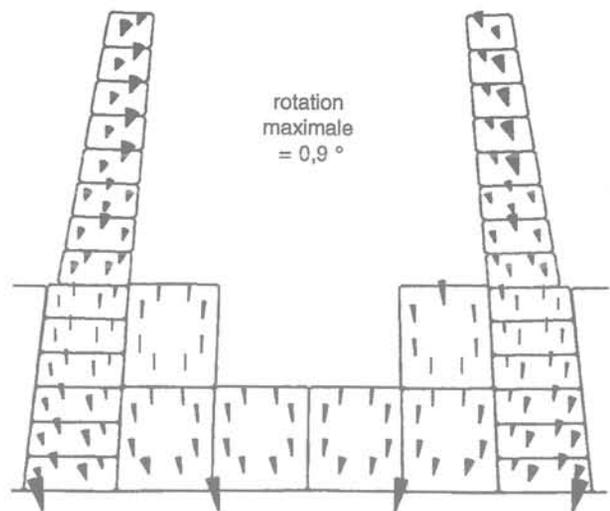


Fig. 14. — Rotation des blocs avant l'effondrement.
Fig. 14. — Block rotation just before the collapsing.

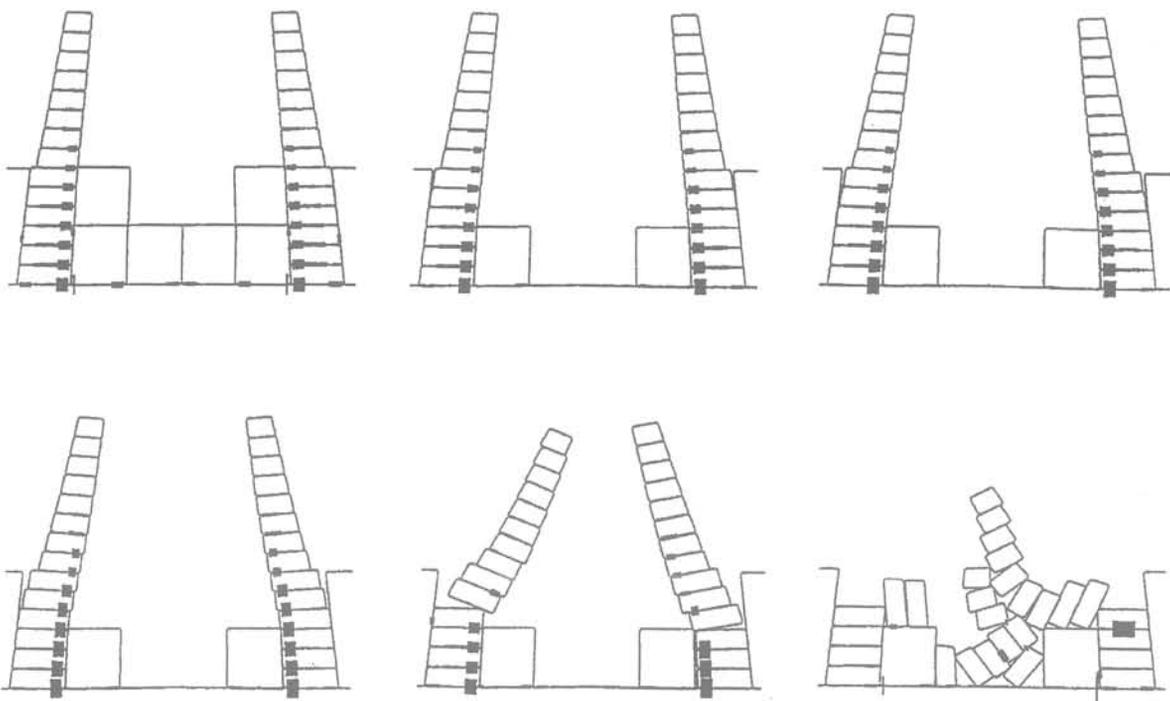


Fig. 15. — Evolution de l'effondrement dans le cas n° 7 avec indication de la fermeture des joints (max = 1 mm).
Fig. 15. — Collapsing in the case n° 7 with joint closure indication (max = 1 mm).

grand nombre d'hypothèses simplificatrices qu'il faut avoir à l'esprit au moment de l'exploitation des résultats qu'ils fournissent. A ce sujet, dans l'étude présentée, les blocs ont été considérés comme très longs ce qui n'est pas conforme à la réalité et augmente, dans les calculs, la stabilité du pylône. On peut donc craindre en réalité une instabilité plus grande que celle prévue théoriquement ;

— les modèles numériques ne résolvent pas tous les problèmes posés et une bonne connaissance du terrain est toujours nécessaire à leur bonne utilisation ;

— ces outils exigent par ailleurs l'expérience d'une longue pratique et la connaissance de leur fondement théorique afin de ne pas tomber dans les pièges qu'ils tendent souvent à leurs utilisateurs.

Mais, il apparaît dans ce travail que même si l'on ne dispose pas de données suffisantes ni de moyens de calage immédiats, la modélisation numérique est néanmoins utile. En revêtant un caractère avant tout phénoménologique, elle peut fournir un support d'analyse pour vérifier les hypothèses, mesurer leurs conséquences et peut également suggérer des mécanismes

plus complexes que ne pouvait le prévoir le bon sens. Dans une telle analyse, la recherche d'un modèle le plus discriminant possible constitue une méthode d'optimisation qui permet d'établir un compromis entre la fonctionnalité et le réalisme de la modélisation.

D'un point de vue opérationnel, cette démarche nous permet de faire les recommandations suivantes :

— la méthode d'évidement préférentielle consisterait à retirer les blocs de remplissage par bancs horizontaux en commençant par le milieu et en s'efforçant d'exploiter un banc inférieur quand il reste encore des blocs supérieurs près des parements, afin d'assurer un déchargement progressif des parements, sujets aux déformations les plus redoutées ;

— mais la connaissance du milieu étudié est insuffisante et il serait souhaitable d'avoir des informations plus précises sur l'état de conservation du pylône, par l'évaluation de la dégradation des parements (nombre et qualité des fissures), de leurs propriétés et de leur comportement mécanique (échantillons et étude en laboratoire, mesure in situ de l'évolution dans le temps des fissures ou de l'inclinaison de ces parements au moyen de fissuromètres ou d'inclinomètres) ;

— un renforcement des joints et des blocs de parements eux-mêmes s'annonce quasiment nécessaire étant donné leur état apparent observé sur le site. Il consisterait à injecter un liant permettant d'assurer une meilleure friction entre les blocs et une meilleure tenue mécanique des blocs fracturés. Néanmoins, ce renforcement peut avoir un caractère provisoire et un renforcement définitif pourrait être installé après l'évidement, un accès intérieur devenant possible ;

— de plus, il est important de suivre le comportement des parements en cours d'évidement au moyen de capteurs de déplacement ou d'inclinomètres et de veiller à ce que des blocs dégradés situés en bas des parements ne soient pas soumis à trop forte charge. Si un basculement du parement est observé, il convient de le stopper au plus vite au moyen d'une structure de type soutènement boisé ou métallique s'appuyant sur certains éléments du remplissage encore en place, un tel soutènement pouvant s'adapter à l'avancement de l'opération d'évidement. Le soutènement provisoire devra, s'il est requis, toujours anticiper une éventuelle déformation, c'est-à-dire être immédiatement en service ;

— enfin, l'étude présentée ne rend compte que du comportement de la partie centrale du pylône. Pour la partie haute, des précautions spéciales sont à étudier, un calcul en trois dimensions est possible, un soutènement approprié ou même un démontage partiel de cette zone peut être envisagé.

REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier vivement l'Organisation des Antiquités Égyptiennes ainsi que le centre franco-égyptien pour l'étude des temples de Karnak qui ont permis d'accéder aux sites historiques et d'y mener relevés et observations.

BIBLIOGRAPHIE

- MARTINET G. (1992), *Grès et mortiers du Temple d'Amon à Karnak (Haute-Egypte). Etude des altérations, aide à la restauration*. Thèse de doctorat, Université de Tours, Laboratoire de Géologie des Systèmes Sédimentaires, Tours.
- HELAL H., ABDALLAH T., BAROUDI H. (1991), *Behaviour of ancient cavities in discontinuous media : the baboon tomb case study, Saqqarah*. International Symposium on Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering, Royal Swazi SPA, Swaziland, 10-12 sept. Tiré à part.
- COSTET J., SANGLERAT G. (1983), *Cours pratiques de mécanique des sols*. Tome 2 : calculs des ouvrages, Ed. Dunod, Paris.
- HART R.D. (1990), *Discontinuum analysis for deep excavations in jointed rock*, International Symposium on Rock at Great Depth, Pau, France, p. 1123-1130. Ed. Maury & Fourmaintraux, A.A. Balkema, Rotterdam.
- SAUNERON S. (1968), *Cahiers de Karnak I et II*, Centre franco-égyptien pour l'étude des temples de Karnak, Louxor.
- STARFIELD A.M., CUNDALL P.A. (1988), *Toward a methodology for rock mechanics modelling*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, n° 25-3, p. 99-106, Ed. Pergamon Press, Londres.

Application de modèles de calcul à l'élargissement d'une autoroute sur sol compressible

Application of calculation models to a widening of a road embankment on soft soil

J.F. COUVREUR, M. VERMAUT

Unité de Génie Civil, Université Catholique de Louvain*

P.A. VERMEER

Département de Géotechnique, Université de Delft**

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 67-79 (octobre 1993)

Résumé

L'élargissement du talus autoroutier près de Rotterdam aux Pays-Bas, réalisé en 1988, a permis de tester une nouvelle méthode d'exécution sur sol compressible, suivant un phasage en éventail (« *gap-méthode* »). Cet article présente les caractéristiques expérimentales, géotechniques et instrumentales de ce remblai, la détermination des paramètres adéquats et la comparaison des valeurs issues de différents calculs classiques ou par éléments finis entre elles et avec les résultats expérimentaux. Enfin l'article met en évidence le précieux avantage de la « *gap-méthode* » par rapport à la méthode classique des couches horizontales.

Abstract

The widening of a road embankment near Rotterdam has been carried out in 1988 to test a new way of staged construction on soft soils, according to a so-called gap-method. This paper gives the geotechnical profile and soil properties. Furthermore, a comparison of data from some different classical calculations, finite element method computations and field measurements is done. Special attention is paid to the material constants as requested for the different analyses. At last this paper brings to the fore the advantage of the new "gap-method" relative to the classical method of staged construction with horizontal soil layers.

* Bâtiment Vinci, place du Levant, 1, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique.

** Civiele Techniek, Stevinweg, 1, 2628 CN Delft, Pays-Bas.

NOTATIONS

c	: cohésion [kN/m ²]
C_c	: indice de compression
C_p, C	: constante de compressibilité primaire
C_s	: constante de compressibilité séculaire (fluage)
C_t	: constante de compressibilité du matériau
C'_t	: constante de gonflement du matériau
e	: indice de vide
G	: module de cisaillement [kN/m ²]
K_0	: pression neutre
p	: charge par unité de surface ; pression moyenne effective [kN/m ²]
p_c	: pression de consolidation [kN/m ²]
S	: tassement primaire [Terzaghi] [m]
S_t	: tassement au temps t (Buisman-Koppejan) [m]
t	: temps depuis le début du chargement [jours]
γ_n	: poids volumique humide du sol [kN/m ³]
ε	: tassement par unité de hauteur d'échantillon
κ, κ^*	: indices de gonflement (Cam-Clay)
λ	: indice de Froehlich
λ, λ^*	: indices de compression (Cam-Clay)
ν	: coefficient de dilatation transversale (Poisson)
σ'_c	: contrainte de consolidation [kN/m ²]
σ'_0	: contrainte initiale [kN/m ²]
Φ	: angle de frottement [degrés]
Ψ	: angle de dilataance [degrés]

1. INTRODUCTION

Confrontés comme de nombreux pays aux problèmes de circulation, les Pays-Bas ont entrepris un vaste programme d'amélioration de l'infrastructure autoroutière qui consiste notamment à élargir les autoroutes existantes. Un tel projet est ardu car, à la recherche d'une méthode d'exécution la moins coûteuse, la plus rapide et la moins perturbatrice de la circulation sur l'autoroute existante, s'ajoute le problème de l'extrême médiocrité du sol (tourbe et argile) pouvant engendrer des tassements considérables. Afin de tester des variantes d'exécution et de comparer aux mesures les résultats issus de différents modèles de calcul, un talus expérimental a été exécuté en 1988 près de Rotterdam, sur le site du « BriCor », sur un sol compressible et suivant une nouvelle méthode d'exécution. Jusqu'à présent, on connaît peu le comportement à la déformation du sol et du talus existant pendant l'exécution des travaux et comment il peut être correctement prédit. La connaissance est encore moindre si l'on désire savoir quelle est la variante préférable et quels en sont les éventuels avantages.

2. LE SITE EXPÉRIMENTAL
DU « BRICOR »

L'élargissement de l'autoroute A-16 reliant Rotterdam à La Haye et Utrecht (fig. 1) a été une opportunité pour réaliser un remblai expérimental, de la même manière

que le Laboratoire des Ponts et Chaussées en avait entrepris à Cubzac-les-Ponts (MAGNAN *et al.*, 1978). Ce remblai fait partie du réaménagement du Van Brienenoordcorridor (abrégé en BriCor) effectué en 1988 par le « Rijkswaterstaat » à l'est de Rotterdam. La cote du terrain naturel est de 1,75 m en dessous du niveau moyen de la mer. Le substratum est constitué de sable un peu graveleux et le niveau phréatique est à hauteur du terrain naturel. La coupe lithographique (fig. 2) présente 3 couches subhorizontales grossières (DEUTEKOM *et al.*, 1992) :

- une mince couche de terre végétale argileuse ;
- une couche de tourbe d'une épaisseur approximative de 5,5 m ;
- une couche d'argile dont l'épaisseur atteint plus de 9 m.

Les propriétés du sol ont été déterminées au moyen de forages et de sondages ; sur les échantillons issus de ces forages, différents essais de laboratoire ont été réalisés : essais de compressibilité, de perméabilité et essais cellulaires. Ils ont permis d'établir une coupe lithographique et de déterminer certains paramètres dont les plus importants dans le cadre de cette étude sont repris au tableau 1. A la vue de ce tableau nous pouvons dire que nous travaillons avec un sol normalement consolidé ; en effet $\sigma'_c \simeq \sigma'_0 + 20$ kN/m². Les paramètres sont décrits au paragraphe 3. Le sable dispose de caractéristiques géotechniques tout à fait habituelles.

La figure 3 présente la disposition et les dimensions du remblai existant et du talus nécessaire à l'élargissement de l'autoroute. La cunette existante est en fait un canal remblayé par du sable lors de la construction de l'assise de l'autoroute originelle. Cette technique d'exécution, anciennement utilisée, est aujourd'hui révolue vu son coût. Une alternative est de « déposer » le talus (surhaussé) sur le sol médiocre et de le laisser tasser pendant et après l'exécution. Dès que la stabilisation est atteinte, la construction de la route elle-même peut avoir lieu. Cette alternative simple n'est concevable qu'à condition de pouvoir prévoir correctement la surhausse nécessaire et l'amplitude des tassements... On adopte également à la figure 3 la modélisation bicouche (tourbe-argile) du problème. On présente les dimensions imposantes du remblai nécessaire à l'élargissement : près de 50 m de largeur et 9 m de hauteur. La longueur est telle que le problème peut être appréhendé par une étude bidimensionnelle. Dans le cadre du talus expérimental du BriCor, les essais suivants ont été réalisés :

- forages et sondages ;
- mesures de pression d'eau ;
- mesures de tassements et de déplacements horizontaux ;
- mesures de contraintes de cisaillement.

Le remblai a été exécuté en 15 phases sur une durée totale de 600 jours à partir du 26 août 1988. A la figure 3, le phasage de la « gap-méthode » a été simplifié en trois étapes. En fin de construction, le remblai a atteint une hauteur de 7,5 m, *en considérant le tassement* durant la phase de construction. *En volume* de terre remblayée, la hauteur totale du talus est alors de 9,2 m. La différence constitue la surhausse.

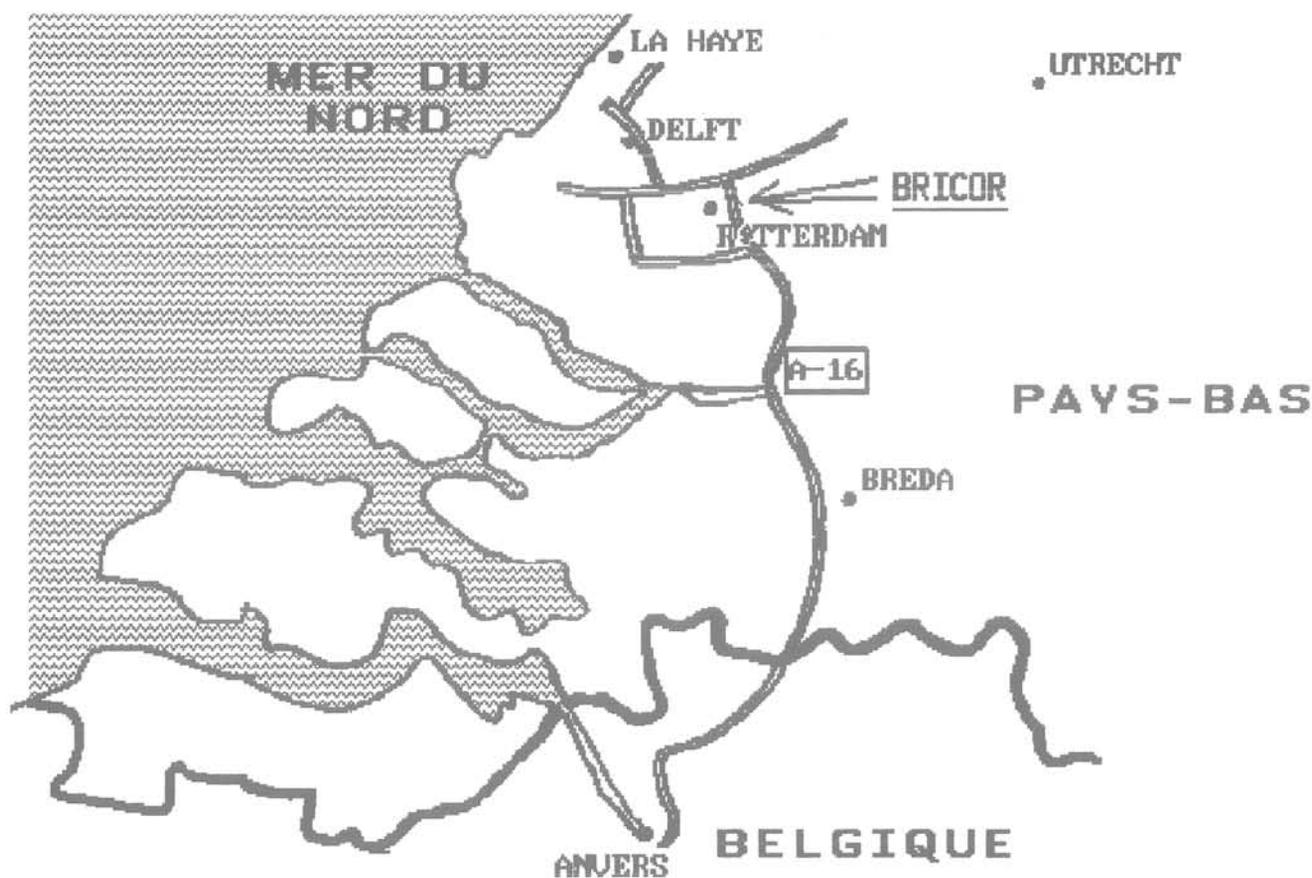


Fig. 1. — Localisation du site expérimental du BriCor.

Fig. 1. — Localization of the BriCor experimental site.

Tableau 1. — Paramètres issus des essais de compressibilité et de perméabilité.

Table 1. — Parameters deduced from compressibility and permeability tests.

Nature du sol	Profondeur moyenne (m)	γ_n (kN/m ³)	σ'_o (kN/m ²)	σ'_c (kN/m ²)	C (-)	C_s (-)
Argile	0,5	11,5	3	31	12	42
Tourbe	2	11,7	7	31	6	37
Argile tourbeuse	5,5	12,3	15	24	7	53
Argile organique	13,5	15,9	27	52	10	123
Argile sableuse	14,7	16,4	59	85	12	86

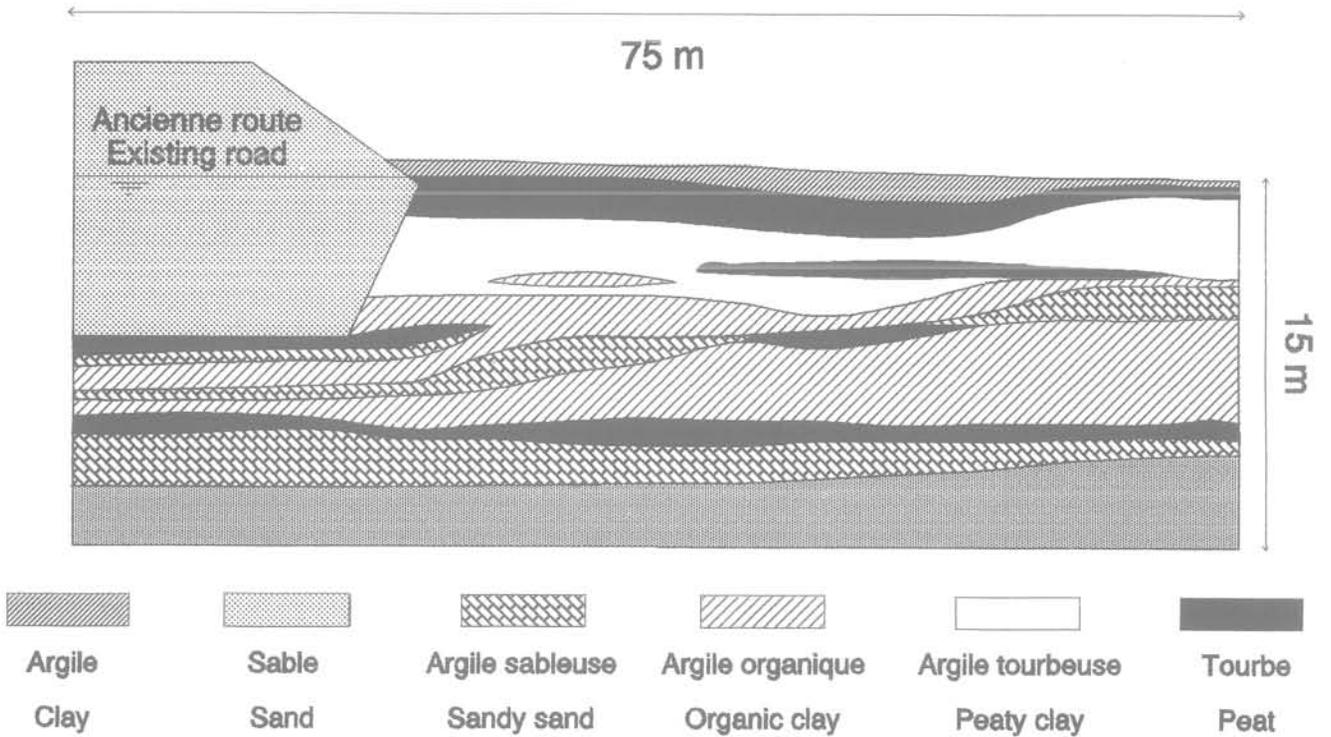


Fig. 2. — Coupe lithographique transversale à hauteur du talus existant (BriCor).
 Fig. 2. — Transverse soil profile cross the existing embankment (BriCor).

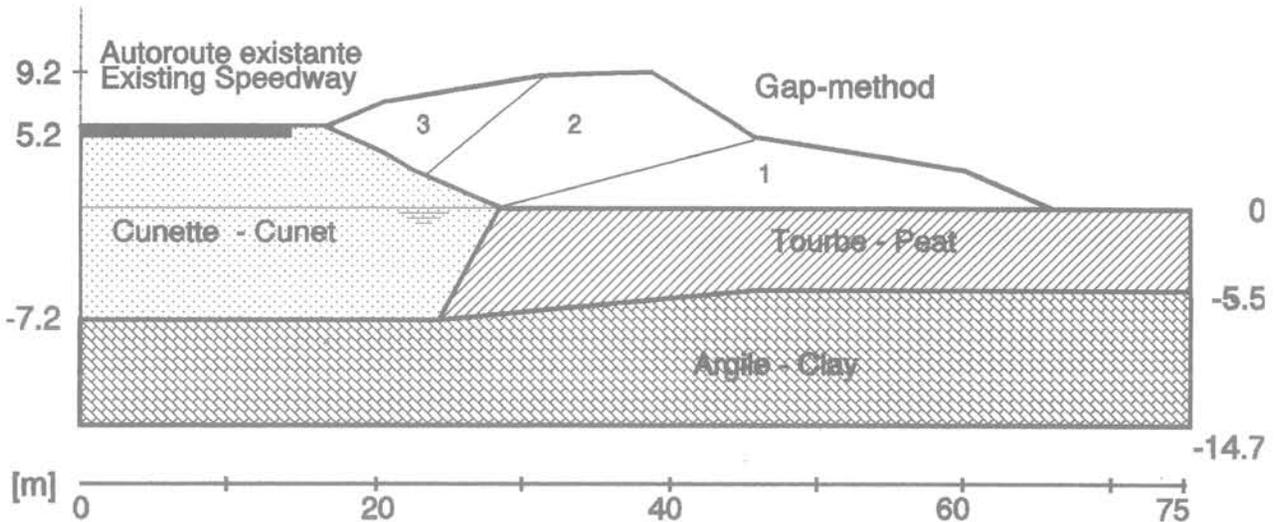


Fig. 3. — Modélisation bicouche du problème.
 Fig. 3. — Problemschematization in two layers.

3. CALCUL UNIDIMENSIONNEL

Grâce aux mesures faites à l'œdomètre, TERZAGHI (1925) a déduit la loi œdométrique qui donne, pour tous types de sol, le tassement primaire S en fonction de la charge :

$$S = \int_0^h \varepsilon dz = \int_0^h C^{-1} \ln[(\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_0] dz$$

avec :

- S : expression du tassement primaire,
- h : hauteur totale des deux couches compressibles,
- σ'_0 : contrainte initiale, augmentant avec la profondeur,
- $\Delta \sigma'$: augmentation de contrainte due à la charge,
- C : constante de compressibilité primaire du matériau.

La loi œdométrique de TERZAGHI fournit donc uniquement le tassement primaire, autrement dit après le

processus de consolidation. Pour pouvoir introduire la notion de fluage, appelé aussi effet séculaire, la loi de BUISMAN-KOPPEJAN (1948) a été utilisée :

$$S_t = \int_0^h \varepsilon dz = \int_0^h C_t^{-1} \ln[(\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_0] dz$$

où C_t est calculé avec la formule :

$$C_t^{-1} = C^{-1} + C_s^{-1} \log(t/t_0)$$

avec :

- S_t : le tassement au temps t ,
- t : le temps depuis le début du chargement,
- t_0 : le temps de référence (généralement $t_0 = 1$ jour),
- C : la constante de compressibilité primaire du matériau (généralement notée C_p dans la littérature),
- C_s : la constante de compressibilité séculaire (fluage) du matériau.

Il peut être utile de remarquer que C_s n'est pas l'indice de gonflement mais une constante de fluage et que la dernière équation présentée n'ait d'application que pour des sols normalement consolidés. La constante C peut aussi être définie par rapport à l'indice de compression C_e , généralement rencontré dans la littérature internationale, et par e l'indice de vide :

$$C = 2,3 (1 + e) / C_e$$

Contrairement à la tradition internationale, pour laquelle C_e est considéré comme une constante, on utilise au Pays-Bas et en Belgique plus couramment C , et donc $(1 + e)/C_e$, comme une constante du matériau. La comparaison entre les mesures et les calculs se fera pour un temps $t = 1\,000$ jours à dater du début de l'exécution des travaux de remblaiement. On constate en effet qu'après ce laps de temps, le processus de consolidation est entièrement écoulé. Cette constatation est aisément compréhensible si l'on songe que le talus a été exécuté lentement, en 600 jours (plus d'un an s'est donc écoulé depuis la fin de sa réalisation...) et que la présence de drains verticaux accélère le processus de consolidation. Il est aussi possible de tenir compte dans ces lois de la contrainte de consolidation σ'_c en y définissant les constantes de compressibilité C'_t et C'_s avant et après σ'_c :

$$S_t = \int_0^h [C_t'^{-1} \ln(\sigma'_c / \sigma'_0) + C_t^{-1} \ln((\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_c)] dz$$

La constance C'_t est appelée constante de gonflement et est obtenue par une formule similaire à C_t . Cette dernière formulation est en fait d'un intérêt limité : le sol considéré étant presque normalement consolidé, dès le début du chargement, les contraintes dans le sol dépassent σ'_c et le calcul des tassements ne fait ainsi appel pratiquement qu'aux constantes C_s et C . Grâce aux essais de compressibilité, on connaît γ_n (le poids volumique humide du sol), C , C_s et σ'_c pour chaque couche de sol (tableau 1). Au moyen d'une moyenne pondérée par l'épaisseur de chaque couche réelle, on peut déterminer les paramètres équivalents pour les deux couches de la modélisation (tableau 2).

Le calcul purement unidimensionnel des contraintes est très simple : à chaque profondeur du sol, la contrainte est égale au chargement constitué par le sol supérieur ; le sol est alors un simple ensemble de colonnes unidimensionnelles indépendantes. Connaissant la « répartition » des contraintes initiales σ'_0 dans le sol ainsi que l'augmentation de contrainte $\Delta \sigma'$ suite au chargement, on peut alors calculer les tassements résultants S_t au moyen de la formule de BUISMAN-KOPPEJAN. À la figure 4, on apprécie le résultat de ce calcul simple pour un problème relativement complexe, surtout près de la cunette dont l'influence ne peut pas être prise en compte et qui engendre un comportement peu unidimensionnel. Ceci explique la mauvaise concordance entre les résultats et les mesures pour les abscisses situées entre 20 et 40 m. Notons que l'abscisse 0 représente l'axe de symétrie de la route et que toutes les mesures de tassement sont enregistrées par rapport au terrain naturel. On peut en conclure qu'un calcul unidimensionnel constitue toujours un outil appréciable dans la pratique de l'ingénieur, même s'il est grossier : il ne met pas en lumière l'influence de la cunette, ni ne fournit une idée des déplacements horizontaux. Facile à appréhender, rapide à utiliser, cette méthode aux paramètres parfaitement connus est utile pour connaître un premier ordre de grandeur... et servir également de référence pour étalonner des modèles plus complexes.

4. CALCUL BIDIMENSIONNEL DES CONTRAINTES

Après avoir développé une réflexion unidimensionnelle, tant pour le calcul des contraintes que pour celui des tassements, il peut être intéressant d'aborder une approche bidimensionnelle de la répartition de contraintes engendrée par le talus. Le calcul des tassements, lui, se

Tableau 2. — Paramètres du sol modélisé.

Table 2. — Modelled soil parameters.

Nature du sol	Profondeur moyenne (m)	γ_n (kN/m ³)	C (-)	C_s (-)	$C_{t=1\,000}$ (-)	σ'_c (kN/m ²)
Tourbe	5,5	12,1	7	47	4	27
Argile	14,7	16,0	10	118	7	56

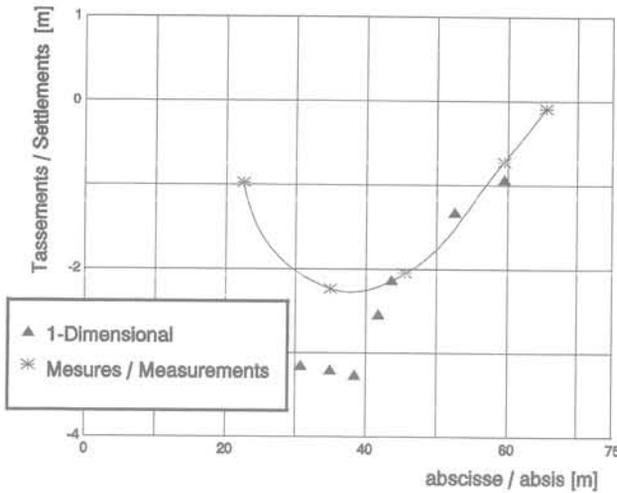


Fig. 4. — Tassements mesurés et calculés classiquement.
Fig. 4. — Settlements: measurements and usual calculations.

fera toujours selon la loi logarithmique de BUISMAN-KOPPEJAN. Les contraintes initiales, avant chargement, sont dues au poids des différentes couches de sol; grâce à la connaissance de leur épaisseur et de leur poids volumique (déjaugé si sous le niveau phréatique) respectifs, on obtient aisément les contraintes initiales en fonction de la profondeur z . La formule de BOUSSINESQ (1885) permet de connaître l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma_z$ à une profondeur z sous une charge ponctuelle P (fig. 5) placée à la surface d'un matériau semi-infini (milieu homogène isotrope linéaire élastique):

$$\Delta\sigma_z = [3P/(2\pi R^2)] \cos^3\theta$$

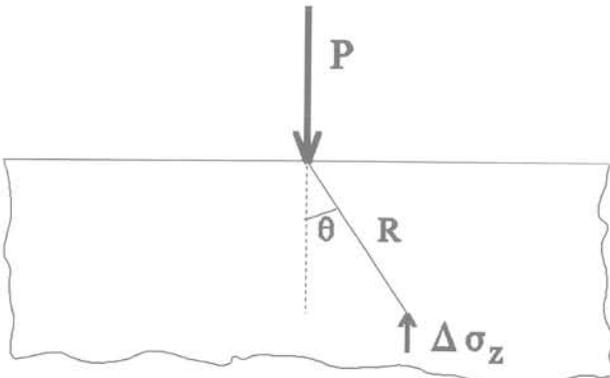


Fig. 5. — Formule de Boussinesq (charge ponctuelle).
Fig. 5. — Formula of Boussinesq (point load).

A partir de cette formule, en appliquant le principe de superposition, on aboutit à une formulation pour une répartition trapézoïdale (fig. 6):

$$\Delta\sigma_z = \rho/\pi[(\alpha + \beta + \gamma) + (\alpha + \gamma)b/a + (\alpha - \gamma)x/a]$$

Comme le sol ne peut généralement pas être considéré comme homogène et isotrope et que le module d'élasticité n'est pas constant mais varie plutôt en fonction

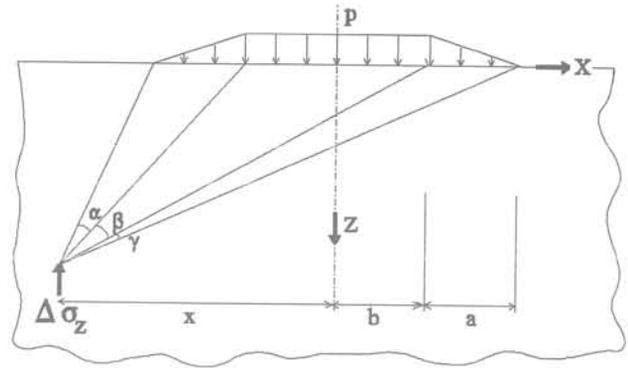


Fig. 6. — Formule de Boussinesq (charge trapézoïdale).
Fig. 6. — Formula of Boussinesq (trapezoid load).

de la contrainte, FROEHLICH (1932) a établi une loi plus générale ne reposant plus que sur l'hypothèse de linéarité de la répartition des contraintes; dans les mêmes conditions qu'à la figure 5:

$$\Delta\sigma_z = [(\lambda/2\pi)(P/R^2)] \cos^\lambda\theta$$

L'indice de FROEHLICH λ peut prendre les valeurs entre 1 et 6; on constate que plus la valeur de λ est grande, plus les contraintes sont concentrées sous la charge. L'expression de FROEHLICH avec $\lambda = 3$ est équivalente à l'équation de BOUSSINESQ. Le principe de superposition reste applicable et mène finalement à la formulation suivante pour une répartition de charge semi-trapézoïdale (fig. 7):

$$\Delta\sigma_z = f_\lambda (\lambda/\pi)p \left[\int_0^{\beta_1} \cos^{\lambda-1}\theta d\theta + \int_{\beta_1}^{\beta_2} (z/a)(\tan\beta_1 \cos^{\lambda-1}\theta - \tan\theta \cos^{\lambda-1}\theta) d\theta \right]$$

$$\text{où } f_\lambda = \int_0^{\pi/2} \cos^\lambda\theta d\theta$$

Dans le cas d'un remblai sur un sol compressible, un plus grand étalement de la répartition des contraintes que dans le cas d'un comportement élastique est prévisible. Cela se concrétise dans la formulation de FROEHLICH par un coefficient λ inférieur à 3 ($\lambda = 3$ correspond à la formulation de BOUSSINESQ). Au moyen d'un programme FORTRAN écrit à cette fin, puis validé au moyen de nombreux benchmarks (COUVREUR et VERMAUT, 1992), il est possible de calculer les tassements dus à un remblai « trapézoïdal » suivant les formulations de la mécanique des sols classique. Comme on le constate à la figure 8, la différence entre les formulations de BOUSSINESQ et de FROEHLICH ($\lambda = 2$) est faible (moins de 10%). La consistance de la relation de FROEHLICH est ainsi mise en évidence mais son intérêt paraît ici limité; par conséquent la for-

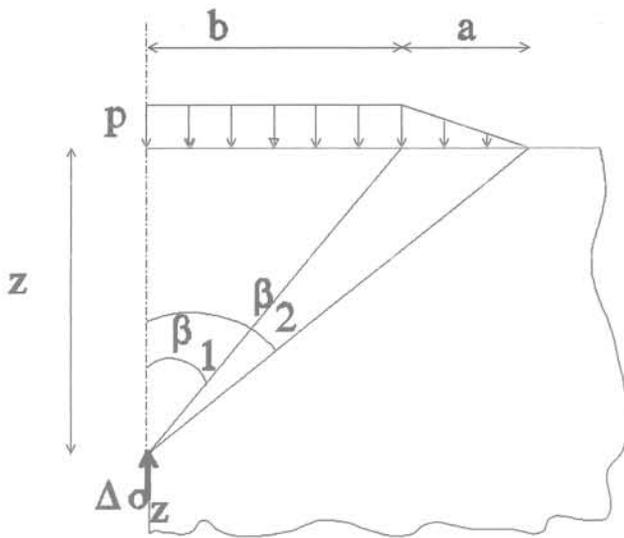


Fig. 7. — Formule de Froehlich (charge semi-trapézoidale).

Fig. 7. — Formula of Froehlich (semitrapezoid load).

mulation — plus simple — de BOUSSINESQ sera dorénavant préférée. Comme nous l'avons déjà souligné auparavant, une discordance entre les mesures et les calculs est observée dans la zone d'influence de la cunette. Ce phénomène met au premier plan les limitations du calcul unidimensionnel.

5. LE MODÈLE NON ASSOCIÉ DE MOHR-COULOMB

Le sol tout comme le matériau rocheux est caractérisé par l'existence d'un seuil au-delà duquel des déformations permanentes (*plastiques*) apparaissent. Le modèle de MOHR-COULOMB (CHEN, 1975 ; SALENCON, 1974) suppose un comportement élastoplastique parfait du sol. Suivant qu'ils respectent ou non le postulat de DRUCKER, ces modèles plastiques sont associés ou non associés. Seuls ces derniers peuvent donner des résultats convaincants dans le domaine de la mécanique des sols. Le modèle non associé de MOHR-COULOMB (VERMEER et DE BORST, 1984), qui approxime le comportement sous un essai triaxial drainé, nécessite la connaissance de 5 paramètres :

- *domaine élastique* : le module de cisaillement G et le coefficient de dilatation transversale (ou coefficient de Poisson) ν ;

- *domaine plastique* : la cohésion c , l'angle de frottement Φ et l'angle de dilataance Ψ' .

Grâce notamment aux essais cellulaires sur les échantillons de sol prélevés, on détermine aisément (par moyenne pondérée) les valeurs de la cohésion c et de l'angle de frottement Φ . Par contre, les coefficients ν et Ψ' sont ardu à mesurer in situ ou en laboratoire. Dès lors, on se base sur des relations semi-empiriques répandues, fonction de l'angle de frottement Φ . Ainsi pour le coefficient de dilatation transversale, et ce afin d'obtenir une valeur réaliste de la pression neutre K_0 dans des calculs élastiques, on combine les relations élastique

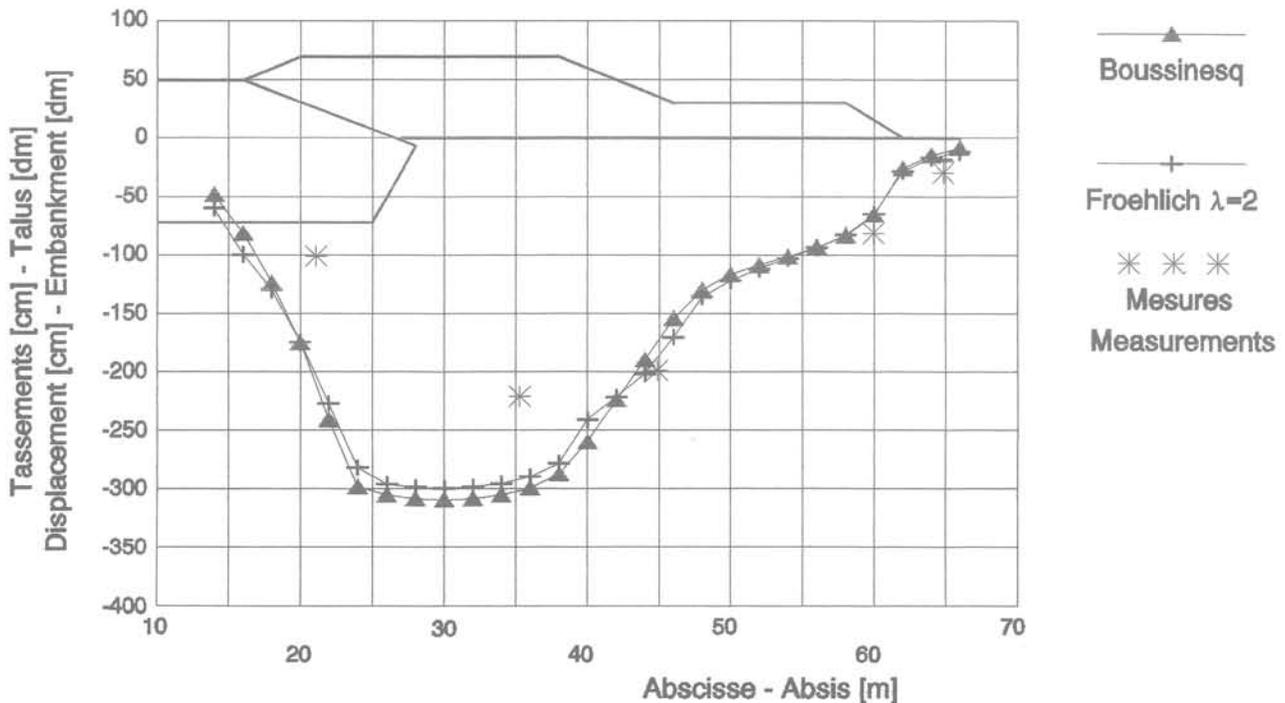


Fig. 8. — Tassements obtenus par la formule de Buisman-Koppejan.
 Fig. 8. — Settlements deduced from the formula of Buisman-Koppejan.

de HOOKE et empirique de JAKY (valable pour une argile normalement consolidée) :

Jaky : $K_0 \approx 1 - \sin\Phi$

Hooke : $K_0 = \nu/(1 - \nu)$

Jaky + Hooke : $\nu = (1 - \sin\Phi)/(2 - \sin\Phi)$

L'angle de dilatance est le paramètre le moins maîtrisé. Pour l'argile et la tourbe, on peut considérer qu'il n'y a pas de dilatance, $\Psi \approx 0^\circ$, tandis que pour du sable quartzitique, on se base sur une relation purement empirique, $\Psi \approx \Phi - 30^\circ$. Enfin le module de cisaillement G se détermine sur base des formules élastiques de HOOKE appliquées à un essai de compressibilité (fig. 9) où $\Delta\sigma$ égale la charge maximale (≈ 9 m de sable du remblai) et $\Delta\varepsilon$ est déterminé suivant la procédure indiquée à la figure 9.

$$\Delta\varepsilon = \Delta\sigma / E_{oed}$$

$$\text{et } E_{oed} = G (1 - 2\nu) / (2 - 2\nu)$$

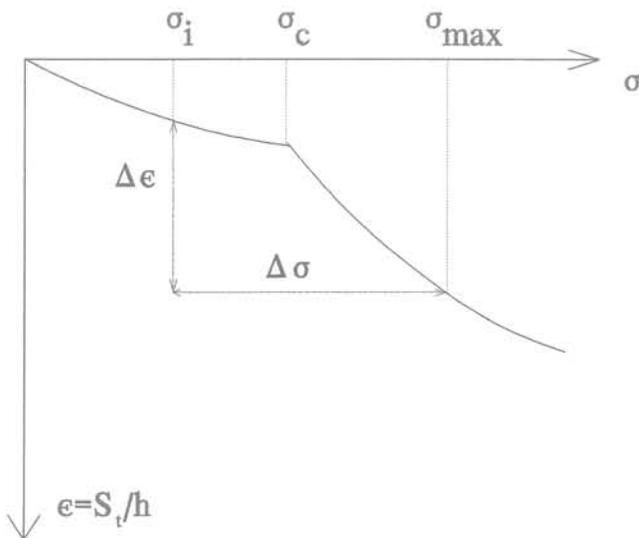


Fig. 9. — Essai de compressibilité.
Fig. 9. — Compressibility test.

Pour la détermination de $\Delta\varepsilon$, il a été fait appel à la formule de BUISMAN-KOPPEJAN implementée dans le programme FORTRAN ; il en est ressorti que la discrétisation des deux couches de sol en un certain nombre de tranches n'avait guère d'influence. Dès lors un calcul manuel simple peut être considéré comme suffisant.

Les 5 paramètres sont repris au tableau 3, pour la modélisation bicouche du sol et pour le sable. La (relativement) faible valeur du G_{sable} est justifiée par le risque d'instabilité numérique qui résulterait d'une trop grande différence avec le G_{tourbe} ou le G_{argile} (plus de 100 fois en principe !).

Contrairement au nouveau remblai, le sable de l'ancienne cunette est devenu avec le temps plus fort et plus rigide ; cela explique la différenciation des valeurs du G_{sable} . Il est prudent de tester ces paramètres pour les couches de sol du BriCor. Cela a été réalisé en simulant un essai de compression œdométrique avec le

Tableau 3. — Synthèse des paramètres du sol (pour M-C).

Table 3. — Synthesis of soil parameters (for M-C).

Nature du sol	c (kN/m ²)	Φ (°)	ν (-)	ψ (°)	G (kN/m ²)
Tourbe	5	23	0,4	0	83
Argile	6	18	0,4	0	142
Sable	2	31	0,3	1	2 100/3 000

modèle de MOHR-COULOMB, sur une colonne de tourbe-argile. La consistance avec la loi logarithmique de BUISMAN-KOPPEJAN est clairement visible à la figure 10, pour des contraintes inférieures au σ_{max} ($= \sigma_0 + \Delta\sigma$) ; d'où l'importance de considérer pour $\Delta\sigma$ le chargement maximal (et non moyen, par exemple).

Grâce au logiciel d'éléments finis PLAXIS développé depuis 1987 à la Technische Universiteit Delft, en collaboration notamment avec l'Institut de Mécanique de l'Université de Grenoble (VERMEER et al., 1991), il est aisé de modéliser le problème et de recueillir différents résultats que nous pourrions comparer aussi bien aux calculs précédents qu'aux mesures. Le réseau déformé issu du calcul sous le modèle de MOHR-COULOMB (fig. 11) confirme l'extrême médiocrité du sol : près de 3 m de tassement ! On constate une déformation notable au niveau de la cunette, tandis que le phénomène de refoulement en pied de talus n'est qu'une conséquence du modèle choisi. Un autre résultat graphique intéressant est la manifestation d'un effet d'arc : le talus « prend appui » d'un côté sur la cunette existante et de l'autre côté sur la risberge (fig. 11 : croix des contraintes principales). Aussi explique-t-on les différences entre la mécanique des sols classique et le modèle de MOHR-COULOMB : elles sont notables essentiellement à proximité de la cunette, où l'effet d'arc est présent et par conséquent conduit à des contraintes moindres avec le calcul par éléments finis. Au lieu de se contenter d'une analyse numérique classique en petits déplacements, il a été nécessaire vu la grandeur des tassements obtenus de travailler en grands déplacements afin de mieux approcher la réalité. Grâce à l'analyse par LAGRANGIEN

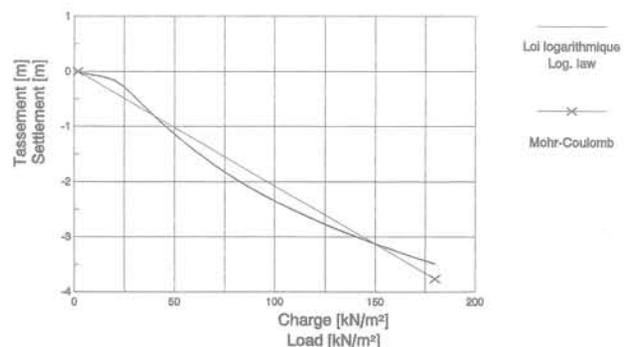


Fig. 10. — Validation des paramètres (pour M-C).
Fig. 10. — Parameters validation (for M-C).

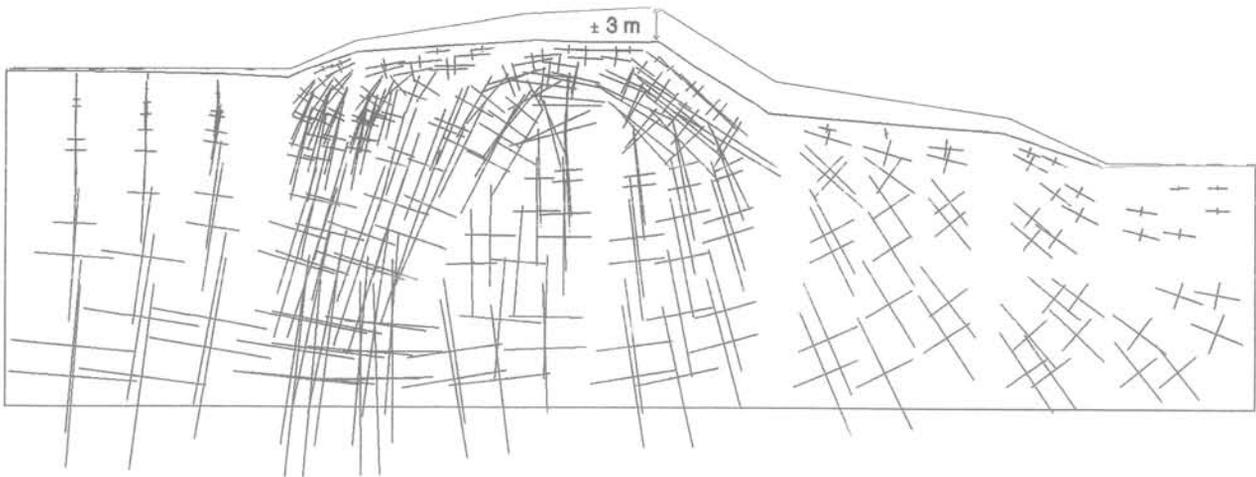


Fig. 11. — Réseau déformé et effet d'arc au stade final.
 Fig. 11. — Deformed mesh and arching effect at last step.

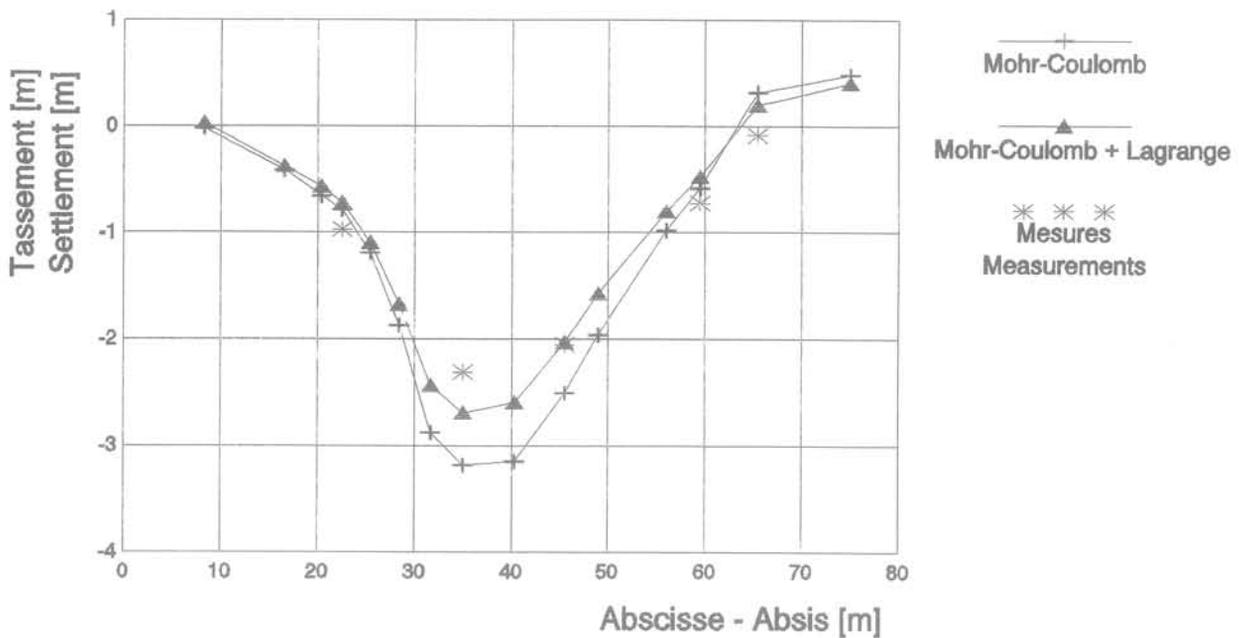


Fig. 12. — Tassements calculés (M-C) et mesurés.
 Fig. 12. — Settlements : measurements and calculations (M-C).

réactualisé, la géométrie du maillage est sans cesse adaptée durant les calculs (VAN LANGEN, 1991). Cela conduit à des valeurs de tassement encore plus proches des mesures (la différence maximale est de moins de 15 %, alors que la confiance dans la précision des paramètres du sol doit être de cet ordre-là), si on ne considère pas le problème déjà mentionné du refoulement. Par contre, les déplacements horizontaux obtenus par ce modèle sont ici peu réalistes. Ce phénomène pourrait être expliqué par le calcul non drainé et par le choix du modèle de sol (fig. 15).

6. LE MODÈLE AVANCÉ DE CAM-CLAY

Après le modèle parfaitement plastique de MOHR-COULOMB, le modèle de CAM-CLAY (SCHOFIELD et WROTH, 1968) permet de tenir compte de l'écroutissement du sol lors de la phase de compression primaire. En effet l'écroutissement joue un rôle important pour les argiles normalement consolidées ou légèrement surconsolidées. Le sable n'étant pas sujet à ce type de phénomène, il reste modélisé par le modèle de MOHR-COULOMB.

L'objectif de cet article n'est pas de développer les relations constitutives des modèles de CAM-CLAY ou de MOHR-COULOMB mais seulement de présenter les différences entre les deux modèles. La différence essentielle se situe au niveau de la modélisation de la compression unidimensionnelle. Alors que le modèle de MOHR-COULOMB donne une relation linéaire entre la déformation et la contrainte (fig. 10), le modèle de CAM-CLAY suit la théorie de la compression logarithmique (fig. 13). Par conséquent, on différencie le comportement relativement rigide rencontré lors de la séquence de chargement/déchargement du comportement plus compressible engendré par des chargements dépassant la contrainte de consolidation. Les deux pentes obtenues lors d'un essai de compression sont définies par l'indice de gonflement κ^* et l'indice de compression λ^* comme représenté à la figure 13. Notons une nouvelle fois qu'on ne retrouve pas en ordonnée de ce diagramme l'indice de vide e , généralement rencontré dans la littérature internationale; on utilise plus souvent aux Pays-Bas et en Belgique la relation déformation — logarithme naturel de la contrainte. Dans la suite de l'article, nous considérons donc κ^* et λ^* comme des constantes du matériau en lieu et place des paramètres $\kappa = \kappa^*(1 + e)$ et $\lambda = \lambda^*(1 + e)$ définis par SCHOFIELD et WROTH. Dans le modèle avancé de CAM-CLAY, les paramètres κ^* et ν définissent le comportement élastique; κ^* peut être relié au module de rigidité tangent qui lui est propor-

tionnel au niveau de contrainte. Ce modèle suppose par conséquent un comportement élastique non-linéaire aussi longtemps que la contrainte de consolidation p_c n'est pas atteinte. Dans le cas particulier de l'analyse du briCor, ceci peut paraître peu pertinent étant donné que nous avons constaté que la contrainte p_c est proche de la contrainte in situ.

On trouve également dans le modèle de CAM-CLAY le paramètre sans dimension M qui ne sera toutefois pas détaillé ci-dessous. Combiné au ratio λ^*/κ^* , le paramètre M détermine la valeur de K_0 (WOOD, 1990), défini comme le coefficient de pression latérale du sol lors d'un essai de compression unidimensionnel pour un sol normalement consolidé. Pour des ratios proches de 5, BRINGREVE et VERMEER (1992) proposent l'approximation $K_0 \approx (1,6 - 0,2M)/(1 + M)$. En combinant cette dernière relation, la relation empirique de JAKY et les angles de frottement donnés au tableau 4, on trouve pour la tourbe $M = 1,3$ et pour l'argile $M = 1,1$.

Pour le modèle plus ou moins connu de CAM-CLAY, seuls 4 paramètres sont nécessaires: ν , κ , λ et M . La version implémentée dans le logiciel PLAXIS combine le modèle de MOHR-COULOMB et le modèle de CAM-CLAY. Ceci justifie le fait que la cohésion et l'angle de frottement doivent également être introduits. Aussi longtemps que le cercle de contrainte de MOHR n'atteint pas l'enveloppe de COULOMB, on suit le modèle de CAM-CLAY; le processus de rupture (fluage inclus) est alors modélisé par MOHR-COULOMB. Une formulation consistante est possible en suivant la théorie de MANDEL (1965).

Ce modèle paraît très prometteur pour modéliser correctement le comportement global réel du sol. Les tassements obtenus — au moyen de l'analyse en grands déplacements — sont aussi proches des mesures (fig. 14). La valeur maximale est ici un peu sous-estimée mais le phénomène de refoulement en pied de talus a disparu. C'était donc bien une conséquence du modèle de MOHR-COULOMB. Mais c'est surtout par l'excellente évaluation des déplacements horizontaux (fig. 15) que se distingue le modèle avancé de CAM-CLAY. On constate d'ailleurs que le comportement du sol diffère sensiblement suivant le modèle utilisé: une déformation moindre, pas de refoulement et des déplacements qui suivent en général une direction verticale. Cela tend à signifier que l'usage du calcul unidimensionnel garde un sens. Enfin on découvre à la figure 16 une conclusion importante de cette étude en comparant les deux méthodes d'exécution. Contrairement à la méthode tra-

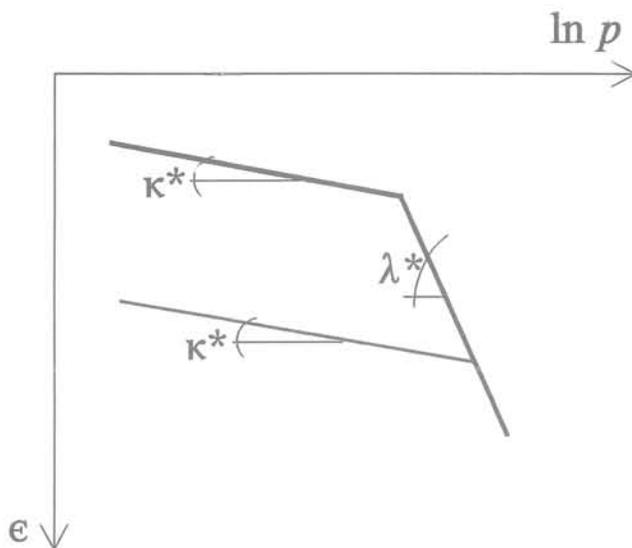


Fig. 13. — Essai de compression.

Fig. 13. — Compression test.

Tableau 4. — Synthèse des paramètres du sol (pour C-C).

Table 4. — Synthesis of soil parameters (for C-C).

Nature du sol	κ^*	ν	M	λ^*	c	Φ
Tourbe	0,04	0,4	1,3	0,20	5	23
Argile	0,03	0,4	1,1	0,15	6	18

($\psi = 0^\circ$; c en kN/m^2).

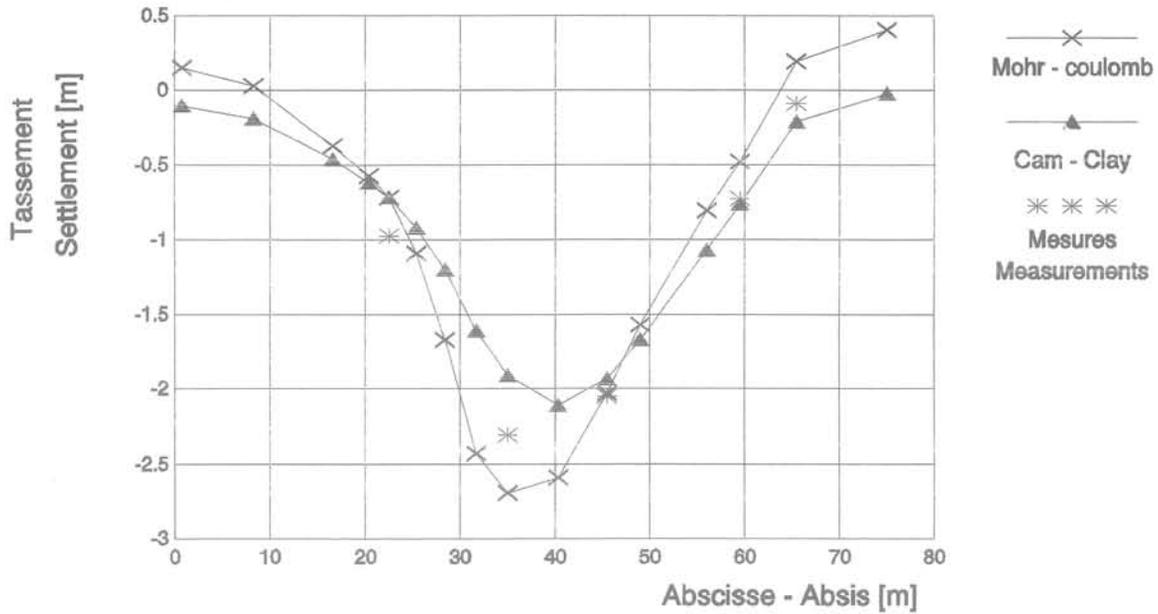


Fig. 14. — Tassements calculés (M-C et A.C-C) et mesurés.
 Fig. 14. — Settlements : measurements and calculations (M-C and A.C-C).

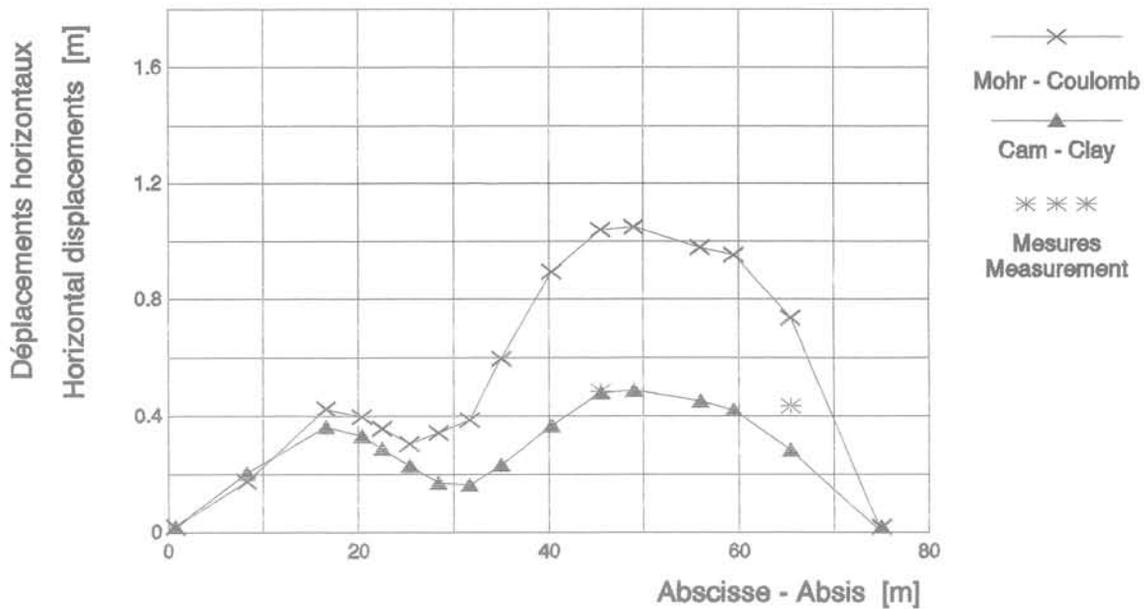


Fig. 15. — Déplacements horizontaux calculés et mesurés.
 Fig. 15. — Horizontal displacements : measurements and calculations.

ditionnelle horizontale où le phasage du remblai se fait de bas en haut, le talus expérimental a suivi un phasage de l'extérieur vers l'intérieur (« gap-méthode », fig. 3). Au niveau de la cunette (où il n'y a pas de mesures disponibles), le calcul sous le modèle avancé de CAM-CLAY (comme celui de MOHR-COULOMB ; on note d'ailleurs à la figure 15 l'indépendance des déplacements horizontaux pour $x < 20$ m par rapport au modèle utilisé) met en évidence les moindres déplacements horizontaux obtenus par la « gap-méthode ». Vu que le profil du sol à hauteur de la cunette n'est pas connu avec précision, il ne faut pas accorder une confiance excessive dans les valeurs des déplacements calculés au

sommet de la cunette, mais la tendance est clairement mise en lumière plusieurs fois au cours de cette étude. L'avantage de la « gap-méthode » n'est pas de réduire les tassements (ils sont identiques) mais de préserver le corps (asphalté...) de l'autoroute existante d'une traction excessive due à des déplacements horizontaux. L'effet d'arc s'y avère d'ailleurs plus important. Il est remarquable de constater que des calculs plus récents (BRINKGREVE, 1992) faits sous ce même modèle quoiqu'avec quelques nouvelles hypothèses, et toujours au moyen du logiciel PLAXIS dont l'implémentation a cependant été améliorée, ont confirmé les conclusions présentées ci-dessus.

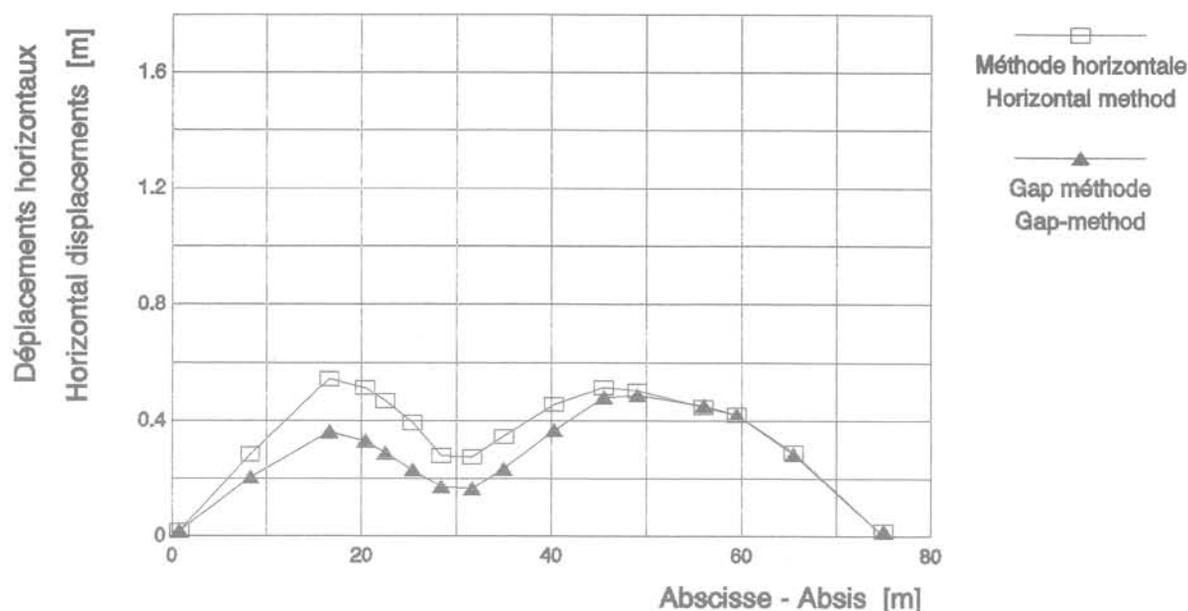


Fig. 16. — Comparaison des deux méthodes d'exécution (A.C-C).

Fig. 16. — Comparison of both staged constructions.

7. CONCLUSION

L'importance pour la pratique de l'ingénieur des méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols a été constatée. Elles sont étonnamment encore actuelles car elles peuvent donner simplement et rapidement un ordre de grandeur du phénomène étudié et servir d'étalonnage pour des modèles plus complexes.

Si des informations plus complètes et précises sont souhaitées, l'usage de modèles plastiques s'impose. Mais cela coûte temps et travail pour déterminer les bons paramètres et d'abord disposer des essais appropriés. Les modèles plastiques permettent de mettre en évidence des phénomènes de second ordre comme l'influence de la cunette existante et le développement d'un effet d'arc, ou encore la découverte de l'avantage de la « gap-méthode ». Celle-ci provoque en effet moins de déplacements horizontaux à hauteur de l'autoroute existante et la préserve donc pendant l'élargissement. Enfin le modèle avancé de CAM-CLAY semble très prometteur pour modéliser au mieux le comportement global réel du sol.

L'intérêt de la recherche et du développement de modèles de sol plus adaptés (tels que le modèle avancé de CAM-CLAY) et de procédures de résolution numérique adéquates (telles que l'analyse par LAGRANGIEN réactualisé), et leur utilité pratique, sont devenus de plus en plus évidents avec l'avancement de cette étude. Celle-ci a d'ailleurs permis d'adapter et d'améliorer ces nouveaux modèles et procédures implémentées dans le programme d'éléments finis PLAXIS, et d'en tester la consistance.

Enfin des études complémentaires seraient appréciables, notamment pour étudier l'influence de certains paramètres, améliorer encore le modèle de CAM-CLAY et analyser le problème en situation non drainée en présence des drains.

REMERCIEMENTS

Cette étude n'aurait jamais pu avoir lieu sans le concours du Prof. ir. E. LOUSBERG de l'Université Catholique de Louvain et du Prof. dr. ir. A. VERRUIJT de la Technische Universiteit Delft, sans les nombreux conseils du Dr. ir. E. VOS du Rijkswaterstaat et sans les données expérimentales fournies par l'ir. J.R. DEUTEKOM de Grondmechanica Delft.

BIBLIOGRAPHIE

- BOUSSINESQ (1885), *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- BRINKGREVE R.B.J. (1992), *Vervolgberkening verbreding Brienoordcorridor*, Technische Universiteit Delft, juin 1992, Delft.
- BRINKGREVE R.B.J., VERMEER P.A. (1992), *On the use of Cam-Clay models*, août 1992, NUMOG IV Symposium, Swansea.
- CHEN W.F. (1975), *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier Scientific Publish. Company, Amsterdam.
- COUVREUR J.-F., VERMAUT M. (1992), *Toepassing van numerieke modellen bij wegverbreding op slappe ondergrond*, Technische Universiteit Delft, Université Catholique de Louvain, Rijkswaterstaat, mai 1992, Delft.
- DEUTEKOM J.R., DEKKER J., JANSE E. (1992), *Proefvak BRICOR — Meetrapport, Eindrapport*, Grondmechanica Delft — Afdeling grondconstructies, février 1992, Delft.
- FROELICH O.K. (1932), *Drukverdeeling in bouwgrond*, De Ingenieur — B. Bouw- en Waterbouwkunde, n° 4, 15 avril 1932, 's-Gravenhage.

- KOPPEJAN A.W. (1948), *A formula combining the Terzaghi load-compression relationship and the Buisman secular effect*, Comptes rendus de la 2^e Conférence de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, vol. 3, Rotterdam.
- MAGNAN J.P., MIEUSSENS C., QUEYROI D. (1978), *Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts*, Revue Française de Géotechnique, n° 5, novembre 1978, Paris.
- MANDEL J. (1965), *Généralisation de la Théorie de W.T. Koiter*, Int. J. Solids Struct., 1, 273-295.
- SALENCON J. (1974), *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*, Eyrolles, Paris.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968), *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.
- TERZAGHI K. (1925), *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Franz Deuticke, Leipzig-Wien.
- VAN LANGEN H. (1991), *Numerical analysis of soil-structure interaction*, thèse présentée à la Technische Universiteit Delft pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.
- VERMEER P.A., DE BORST R. (1984), *Non-associated plasticity for soils, concrete and rocks*, Heron, vol. 29, n° 3, Delft.
- VERMEER P.A. et al. (1991), *PLAXIS — Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity — version 4.0*, A.A. Balkema, Rotterdam — Brookfield.
- WOOD D.M. (1990), *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.