

u/u

CGI MR-GM 16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 44

130 F

3^e TRIMESTRE 1988

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction (Présidents des trois comités) : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou et C. Azam

Comité de Rédaction :

E. Absi — F. Bonnechère — Prof. Descoedres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — G. L'Héritau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1988 (numéros 42 à 45) franco : 450 F

Prix au numéro franco : 130 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

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.

© 1988

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 44
JUILLET 1988

sommaire

Radoucissement sans formation de surface de glissement P. Habib	5
Le piézocône, améliorations apportées à la reconnaissance des sols L. Parez, R. Fauriel	13
Evaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous J.P. Magnan, C. Mahdavi	29
Modèle de comportement des sols non cohérents B. Cambou, K. Jafari	43
Amélioration des sols par inclusions rigides verticales, application à l'édification de remblais sur sols médiocres O. Combarieu	57

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités) et C. Azam

Comité de Rédaction :

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

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1988 (numéros 42 à 45) franco : 450 F

Prix au numéro franco : 130 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

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.

© 1988

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Bernard HIRSCH, Directeur de l'E.N.P.C. et Président du Comité de Direction de la Revue Française de Géotechnique est décédé juste avant la parution du présent fascicule, emporté par une cruelle maladie. Cette disparition brutale, que rien ne laissait prévoir, a douloureusement surpris ses collaborateurs et ses nombreux amis tant sa personnalité était faite d'énergie bienveillante et d'efficacité. Malgré ses nombreuses activités il portait une grande attention à la Revue Française de Géotechnique et il insistait sur la nécessité d'une revue francophone de grande qualité scientifique et technique.

Le Comité de Direction adresse, au nom des lecteurs de la Revue, ses condoléances attristées à la famille de Bernard HIRSCH.

P. HABIB

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités) et C. Azam

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — G. L'Hériteau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1989 (numéros 46 à 49) franco 470 F

Prix au numéro franco : 135 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'École 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.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

Terrassements et couches de forme : établissements des projets	17 au 20 janvier	Angers
Cycle de base en génie civil : Module 1 : Calcul des ouvrages en béton armé	28 février au 2 mars	Paris
Module 2 : Calcul des ouvrages en béton armé	21 au 23 mars	Paris
Techniques de chaussées : évolutions récentes	1 ^{er} et 2 mars	Toulouse
Recyclage et retraitements	7 au 9 mars	Paris
Politique de maintenance d'un parc d'ouvrages d'art	7 au 9 mars	Paris
Le traitement des sols aux liants hydrauliques	7 au 10 mars	Paris
Techniques de fondations : développements récents	14 et 15 mars	Paris
Les bétons à hautes performances	14 au 16 mars	Paris
Protection des eaux souterraines et des sols contre les pollutions	18 au 20 avril	Paris
Les liants hydrocarbonés	18 au 21 avril	Rouen
Géologie de l'ingénieur	24 au 28 avril	Lamalou- les-Bains
Les systèmes de gestion de chaussées	25 au 28 avril	Paris

*Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).*

radoucissement sans formation de surfaces de glissement

stain softening without slip surface

P. HABIB

Laboratoire de mécanique des solides*

Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p. 5-11 (juillet 1988)

Résumé

Il existe quelques matériaux où la présence d'un maximum de la courbe efforts-déformations n'est pas associée à la formation d'une surface de glissement : roches et bétons fragiles, sables lâches saturés, premier maximum de l'acier doux. L'influence de la fissuration des roches est particulièrement examinée.

Abstract

The softening of some materials is not associated with slip surface formation : brittle rocks and concrete, saturated soft sands, first peak of mild steel. Rocks fissures influence is specially examined.

* Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau cedex.

Dans plusieurs articles antérieurs ([1], [2], [3]) la formation de surfaces de glissement et ses conséquences en mécanique des sols et en mécanique des roches a été examinée en liaison avec la présence d'un maximum de la courbe effort-déformation suivi d'un radoucissement, c'est-à-dire d'une décroissance de la résistance jusqu'au palier appelé parfois « résistance résiduelle ».

Si l'on ne connaît pas de cas où la formation d'une surface de glissement au cours d'un essai de compression simple ou triaxiale ne soit pas associée à la présence d'un maximum de résistance, il existe par contre quelques cas où la présence d'un maximum de résistance et du radoucissement qui le suit n'est pas associée à l'apparition d'une surface de glissement. Il est intéressant de chercher à en définir les mécanismes.

1. LES MATÉRIAUX FRAGILES

Il est bien connu que lorsqu'on écrase en compression simple des roches fragiles ou des bétons il apparaît, aux bases des cubes ou des éprouvettes cylindriques, des surfaces coniques qui donnent à la rupture une forme en diabolo (fig. 1). Ces surfaces ont souvent été

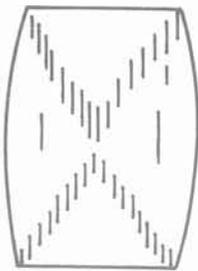


Fig. 1. — Rupture en diabolo et fissuration d'une éprouvette d'un matériau fragile avec frottement par le frottement des faces d'appuis.

Fig. 1. — Diabolo shape failure and fissures in brittle material test piece with confining by friction on the faces in contact with the loading plates.

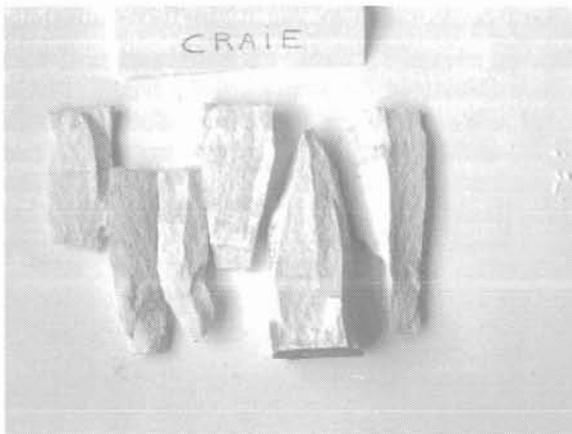


Fig. 2.b : Compression simple anti-frettée d'une craie.
Fig. 2.b : Simple compression without friction on the loading plate : chalk.

prises pour l'équivalent d'une surface de glissement ou d'une bande de cisaillement, alors qu'en fait elles sont liées au frottement des faces d'appui et qu'elles disparaissent lorsqu'on utilise des dispositifs d'anti-frottement efficaces (figures 2.a, 2.b, 2.c, 2.d, 2.e).

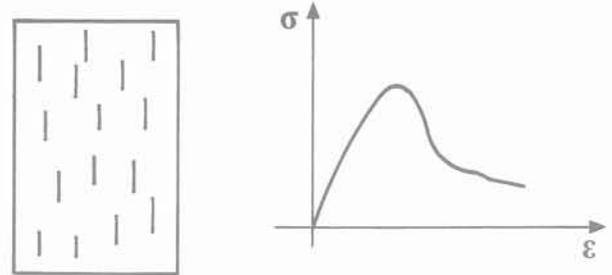
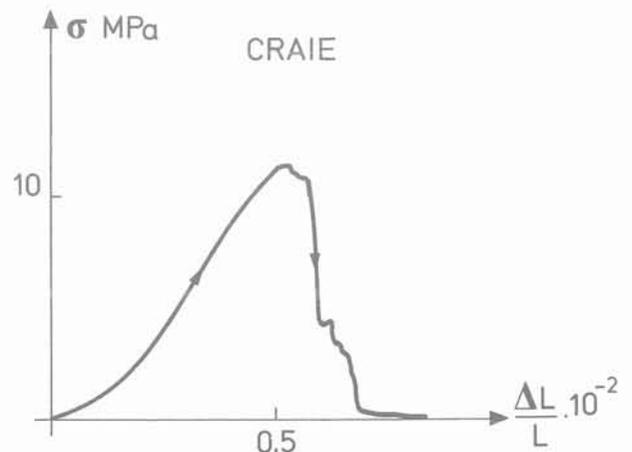


Fig. 2.a — Fissuration d'une éprouvette anti-frettée d'un matériau fragile et courbe de comportement.

Fig. 2.a — Fissures in a brittle material test piece without friction on the loading plates and stress-strain curve associated.

Avec ou sans diabolos, la rupture est précédée d'une série de crissements correspondant à l'apparition de nouvelles fissures dans le matériau, et ces fissures sont très nombreuses si l'on en juge par la quantité d'émissions acoustiques élémentaires (un pulse = une fissure) qui accompagnent le chargement jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette. Ces fissures sont distribuées dans tout le volume et correspondent à des hétérogénéités de la matière ; elles naissent ou s'orientent dans le sens de la contrainte majeure ; elles peuvent naître ou se produire dans un joint de grains ou être intracrystallines, ou apparaître au sommet haut et bas d'un trou circulaire, ou au milieu d'un agrégat, ou en se branchant sur une fissure existante (fig. 3). Elles divisent la matière en colonnettes plus ou moins régulières et sont de plus en plus nombreuses lorsque le chargement augmente. Il n'y a pas de localisation particulière des fissures dans l'éprouvette quand le champ de contrainte est homogène. La courbe effort-déformation en



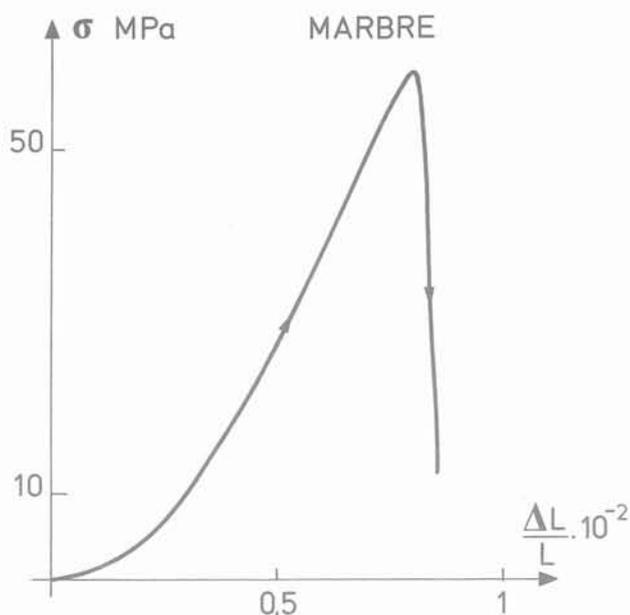
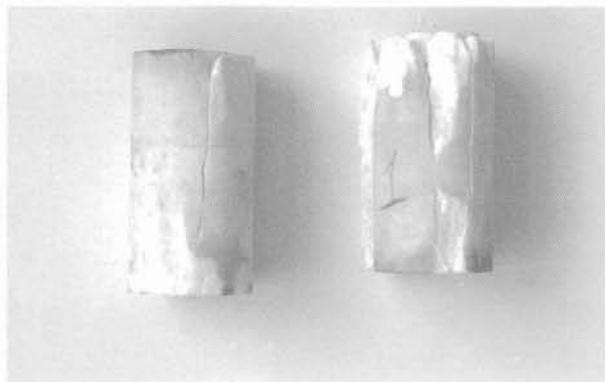


Fig. 2.c : Compression simple anti-frettée d'un marbre.
 Fig. 2.c : Simple compression without friction on the loading plate : marble.

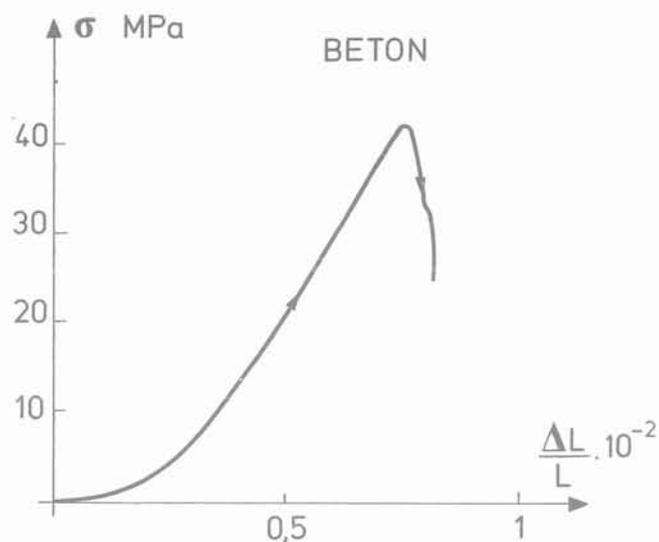


Fig. 2.d : Compression simple anti-frettée d'un béton.
 Fig. 2.d : Simple compression without friction on the loading plate : concrete.

compression simple (fig.2) présente néanmoins un maximum de résistance, suivi d'un radoucissement au cours d'un essai à déformation commandée, et il n'y a pas formation d'une surface de glissement ou d'une bande de cisaillement.

Il est bien évident que le critère caractérisant l'apparition des premières fissures, ou celui qui caractérise la généralisation des fissures avant la rupture en colonnettes, n'a aucune raison d'être en relation avec le critère caractérisant la rupture en cisaillement avec apparition

d'une surface de glissement dont on peut penser qu'il est du type MOHR-COULOMB, même si la courbe intrinsèque n'est pas une droite. On a parlé parfois de rupture en extension pour caractériser de tels modes de destruction. Il y a évidemment là un abus de langage. En effet, l'extension en soi n'a aucune raison d'engendrer une rupture avec séparation. Le gonflement transversal élastique d'une éprouvette de caoutchouc en compression simple, dû à l'effet de POISSON, ni la déformation de contraction transversale dans l'étrétement

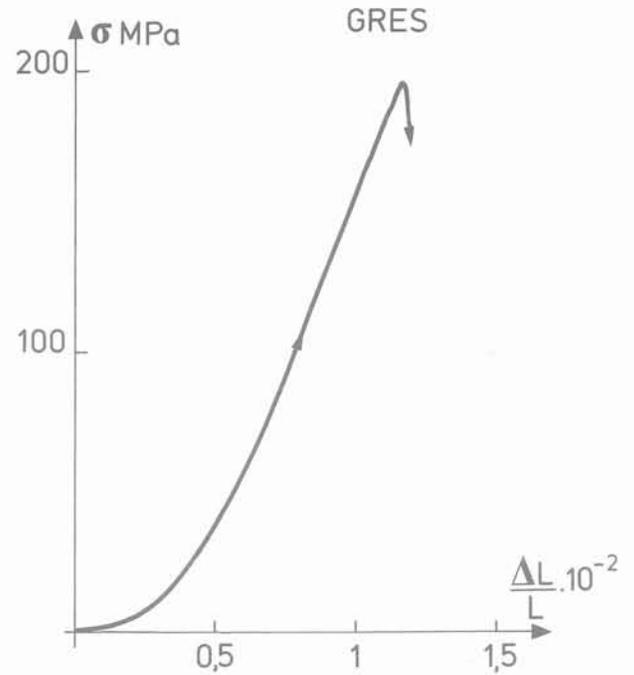
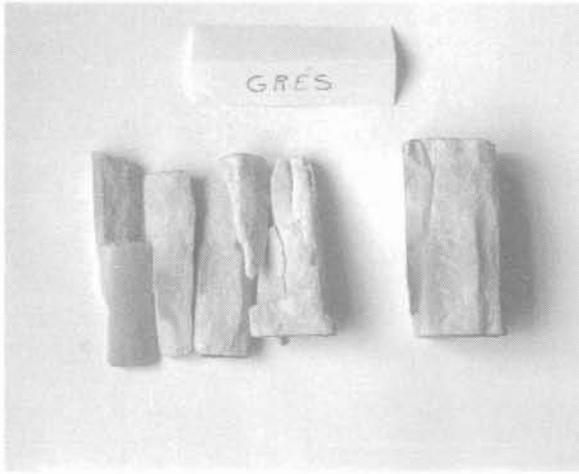


Fig. 2.e : Compression simple anti-frettée d'un grès.
Fig. 2.e : Simple compression without friction on the loading plate : sandstone.

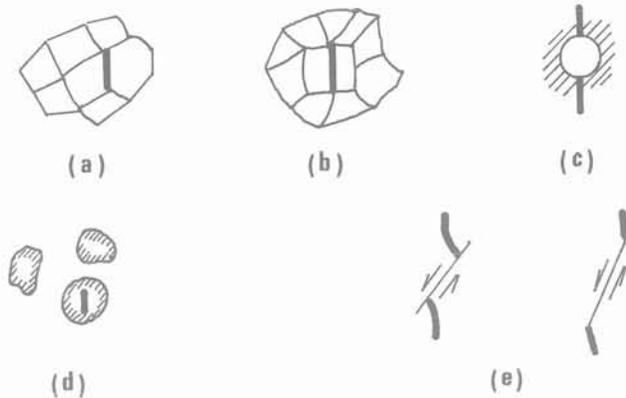


Fig. 3. — Différents types de fissuration :
a : joint de grain
b : intracristalline
c : au voisinage d'un trou
d : au centre d'une inclusion
e : à partir d'une fissure existante.
Fig. 3. — Different kinds of fissures :
a : between grains,
b : inside of a single cristal,
c : near a hole,
d : inside of an aggregate,
e : starting from an existing fissure.

plastique d'un fil, qui correspondent l'un à une élévation l'autre à un acourcissement transversal ne provoquent de rupture avec séparation. D'une façon générale, les critères de rupture sont exprimés en contraintes, et les rares tentatives (L'HERMITTE, BRICE, etc.) pour exprimer les critères en déformation sont restées sans lendemain, car beaucoup trop artificielles.

Mais, dans la rupture en colonnettes des matériaux fragiles, il existe bien des tractions : les craquements que l'on entend à la naissance des fissures, puis l'ouverture de ces fissures montrent bien que la matière a cédé en certains points sous l'effet d'une traction qui se libère par l'ouverture de la fissure. Les endroits où existaient ces tensions sont évidemment associés aux hétérogénéités de la roche ou du béton, hétérogénéités que l'on peut imaginer d'ailleurs aussi bien comme des hétérogénéités physiques (grains différents ou différemment orientés) que comme un champ des contraintes résiduelle hétérogène dans un corps homogène.

Plaçons-nous donc juste avant l'apparition des premières fissures. Si l'on coupe fictivement l'éprouvette par un plan parallèle à la contrainte de compression simple, c'est-à-dire par un plan passant par certaines futures fissures, la force normale totale sur la coupure doit être nulle ; s'il existe localement des tractions, il faut qu'existent ailleurs des compressions. En définitive, la contrainte normale à ce plan doit ressembler au dessin de la figure 4 (a), mais comme la définition microscopique du milieu nous échappe, pour le moment, il n'est pas possible de raisonner autrement que qualitativement. A l'hétérogénéité visible de la matière, se superpose donc un champ de contraintes normales aux facettes parallèles à la contrainte majeure qui est hétérogène. Il est tout à fait vraisemblable que les contraintes tangentielles sur les mêmes facettes soient aussi hétérogènes et, d'une façon générale, que le champ des contraintes sur toutes les facettes soit hétérogène. Lorsque le chargement augmente, la courbe de la figure 4 (a) se déforme par affinité (sauf pour la partie due à des contraintes résiduelles) tant qu'on reste dans le domaine élastique. La naissance d'une fissure provoque localement l'annulation de la contrainte normale de traction (fig. 4(b)) avec redistribution des contraintes à son voisinage immédiat, ce qui permet un

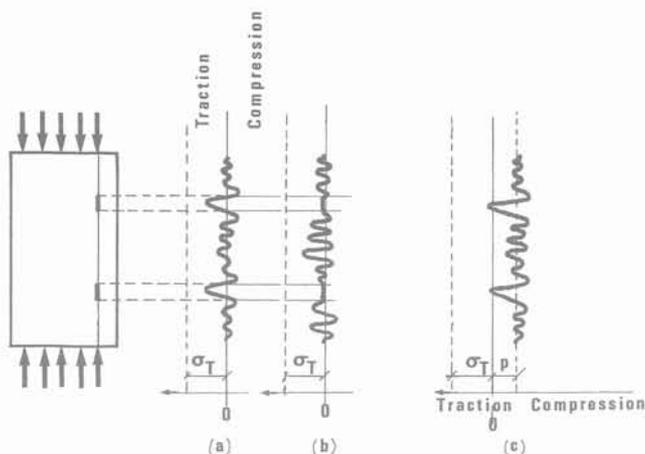


Fig. 4. — Distribution des contraintes normales sur une facette parallèle à la contrainte majeure avant et après l'apparition des premières fissures.

a et b : Compression simple,
c : Essai avec pression de confinement p.

Fig. 4. — Normal stress distribution on a plane parallel to the maximum stress before and after the birth of the first fissures

a and b : Simple compression,
c : Test with a confining pressure p.

certain nivellement des pointes extrêmes de traction. Si maintenant on superpose à la sollicitation de compression simple une certaine pression $\sigma_2 = \sigma_3$ de confinement (essai de type triaxial) le mécanisme est clair. En première approximation, on peut dire que cette pression fait apparaître une contrainte normale moyenne sur la facette envisagée plus haut, à laquelle se superposent les fluctuations des contraintes normales précédentes. L'effet de la pression de confinement est donc de diminuer les pointes de traction, ce qui retarde l'apparition des fissures. Plus le confinement est élevé, plus les fissures sont empêchées de se former. Il existe un niveau de contrainte de confinement tel que toutes les fissures sont « pincées » et ne peuvent plus apparaître ou, tout au moins, ne plus apparaître avant que d'autres mécanismes de destruction n'apparaissent et en particulier le glissement ou la distorsion : c'est le phénomène de la transition fragile-ductile.

On remarquera que la division d'une éprouvette d'un matériau homogène en colonnettes verticales n'altère ni son module d'élasticité ni sa résistance, tant que les colonnettes ne flambent pas. Un modèle ainsi constitué doit faire intervenir une hétérogénéité de résistance (ou de déformabilité) des colonnettes élémentaires, de façon que les plus faibles d'entre elles cassent les premières, pour expliquer quelques particularités de la rupture fragile, comme l'effet d'échelle ou la dispersion des résultats. Le fait que la rupture généralisée ne se produise pas dès la première rupture élémentaire montre que le modèle « en série » (la chaîne qui casse dès la défaillance de son maillon le plus faible) ne convient pas. Le modèle de colonnettes fragiles « en parallèle » avec des résistances différentes permet d'expliquer la non linéarité du comportement et la dégradation du module d'élasticité (fig. 5), mais il est bien clair que ce modèle représente mal le radoucissement et qu'un modèle plus compliqué, par exemple avec des

colonnettes de résistances, de longueurs et d'élasticités inégales, c'est-à-dire inégalement résistantes et inégalement chargées, serait préférable. De toutes façons, les modèles à colonnettes en parallèle ne peuvent pas représenter, après le maximum de la force, une résistance résiduelle différente de zéro comme cela se produit au cours d'un essai triaxial, ne serait-ce qu'à cause des frottements entre les particules issues de la destruction totale de l'éprouvette.

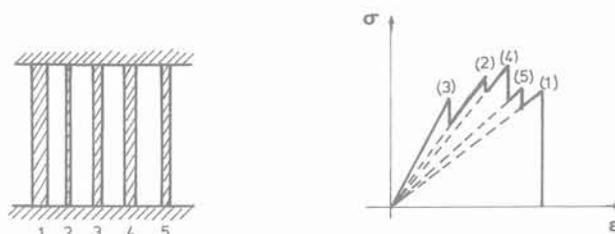


Fig. 5. — Modèle des colonnettes de résistances inégales en parallèle (en déplacement commandé).

Fig. 5. — Model with columns different strengths (in parallel) (strain controlled test).

Si la division en colonnettes verticales ne modifie pas, ou modifie peu, la déformabilité longitudinale, elle augmente par contre beaucoup la déformabilité transversale. Il est bien connu que l'apparition des premières fissures dans la direction de σ_1 se traduit par une nette augmentation de la vitesse de déformation transversale ϵ_3 . Ce phénomène permet de comprendre la généralisation de la rupture et l'absence de localisation.

Lorsqu'un certain volume élémentaire commence à entrer en rupture, il se produit un gonflement transversal qui tend à se transmettre aux volumes adjacents situés en-dessous et au-dessus de lui ; ceux-ci imposent donc au volume qui vient d'entrer en rupture une sorte de frettage qui le renforce, mais, réciproquement, ils subissent une traction transversale (ou une diminution de la contrainte apportée par le confinement) qui les affaiblit et les fait entrer à leur tour en rupture. Ce phénomène est à rapprocher de celui qui a été décrit par TEMPLIER et FINE [6] : un pilier chargé en compression simple constitué dans sa moitié inférieure par une roche dure et raide, dans sa moitié supérieure par une roche déformable beaucoup moins résistante, périclite par rupture en traction horizontale dans la roche la plus dure, traction engendrée par la déformation transversale de la roche la plus faible. On peut dire aussi que ce phénomène est l'inverse de celui du frettage par le frottement des faces d'appui d'une éprouvette qui empêche la rupture de se produire dans les cônes d'extrémité (fig. 1). Un phénomène analogue est celui du « boudinage », rupture en traction d'une inclusion linéaire raide dans une matrice minérale plus molle comprimée perpendiculairement à l'axe de l'inclusion.

Enfin, pour les volumes qui sont latéralement adjacents au domaine qui entre en ruine, la propagation de la rupture suit un mécanisme très simple ; la diminution de la résistance du domaine qui se radoucit provoque une redistribution des contraintes dans l'éprouvette, ce qui engendre la surcharge des domaines intacts latéraux jusqu'à leur ruine. En somme, la généralisation de la rupture provient du fait que le début de la rupture par

fissuration correspond à une rupture dans un élément de volume et non sur un élément de surface, comme cela se produit dans le cas de la rupture par glissement.

2. LES SOLS EFFONDREABLES

Les milieux pulvérulents dont la densité relative est de l'ordre de $D_r = 20\%$, lorsqu'ils sont saturés, peuvent présenter un phénomène d'effondrement au cours du chargement. Il s'agit d'une deuxième famille de matériaux qui présentent du radoucissement et une rupture généralisée, c'est-à-dire sans localisation.

Dans ce cas, le mécanisme de la rupture généralisée et du radoucissement est simple. La désorganisation de la structure lâche du sable provoque un transfert des contraintes intergranulaires vers la pression interstitielle. Du fait de l'hétérogénéité de la composition de la structure, il existe probablement un point où cette désorganisation est la plus grande et où la pression interstitielle est maximale et atteint la pression de confinement; la pression interstitielle se transmet alors par continuité dans tout l'échantillon et la résistance intergranulaire s'effondre partout; en effet, si la contrainte totale $\sigma_3 = \bar{\sigma}_3 + u$ est constante et que u croît jusqu'à atteindre σ_3 , alors $\bar{\sigma}_3$ tend vers zéro, cependant que $\bar{\sigma}_1 = \bar{j}\sigma_3$ tend aussi vers zéro: il y a radoucissement et la déformation est homogène.

Les circonstances où la densité relative est très faible créent une situation de fatigue statique. Le Professeur SEED a réalisé ainsi une expérience particulièrement élégante. Un sable lâche saturé est placé dans un état de contraintes triaxiales tel que le rapport des contraintes principales corresponde à un état déviatorique nettement inférieur à la rupture. Si, en conditions non drainées, on exerce une sollicitation déviatorique brève, comme un choc, il s'initie un fluage de l'échantillon, d'autant plus rapide que le rapport des contraintes principales est proche de la rupture, fluage qui après un délai plus ou moins long (fonction de la vitesse de fluage) aboutit à une perte complète de résistance avec augmentation de la pression interstitielle. Le phénomène peut être arrêté en permettant le drainage de l'éprouvette. Mais, si on reste en conditions non drainées, la rupture est générale et se produit sans formation de surface de glissement.

On peut avoir quelque chose d'analogue avec de la neige poudreuse, le fluide interstitiel étant de l'air et non de l'eau: c'est un des mécanismes des avalanches de neige où le solide se transforme partout en fluide sans qu'il y ait de déformation localisée.

3. L'ACIER

Sur la courbe de comportement d'un essai de traction d'un acier doux, on distingue classiquement deux maximums de résistance (fig. 6). Le premier qui a l'allure d'un petit pic se situe juste avant le palier plastique et le second se situe après la fin de l'écroutissage. La



Fig. 6. — Comportement de l'acier doux en traction.
Fig. 6. — Mild steel traction test.

formation des lignes de LUDERS (ou de HARTMANN, ou de PIOBERT) est associée au premier pic de la courbe de comportement. Mais, les lignes de LUDERS ne sont pas des lignes de glissement; ce sont simplement des zones où une déformation d'allongement s'est localisée et ces zones s'élargissent par une croissance issue de leur bordure, croissance qui les mène à envahir toute l'éprouvette. On observe des phénomènes analogues dans l'étirement de certains films en matière plastique. Pour les aciers, ce n'est qu'ultérieurement, lorsqu'on franchit le deuxième maximum, que peuvent apparaître des surfaces de glissement nettement identifiées. Il est certain que les deux maximums des courbes de comportement sont très nettement différents. Le premier correspond à un petit pic sur la courbe de comportement et le travail correspondant à l'aire excédentaire est certainement insignifiant, alors que le second donne une courbe de comportement comparable au radoucissement d'autres matériaux. Quoiqu'il en soit, la formation d'une surface de glissement n'est ici associée qu'à l'un de ces maximums.

4. CONCLUSION

Le cas de l'acier doux avec deux maximums extrêmement différenciés est évidemment tout à fait particulier. Dans les deux autres exemples par contre, le danger de ruine est diffus dans l'ensemble du volume de la matrice et l'endommagement est réparti dans le matériau, de sorte que le radoucissement peut se produire partout. Dans le cas des roches, les points où les ruptures par traction vont se produire sont inscrits dans la structure hétérogène même si nous ne savons pas déterminer ces emplacements avec précision: il y a des défauts un peu partout, de sorte que les irréversibilités que constituent la création ou l'extension des fissures se produisent dans tout le volume, et comme il ne s'agit pas d'une rupture en cisaillement il n'y a pas de localisation. C'est un peu la même chose pour les sables très lâches: la rupture locale engendre une pression interstitielle qui s'étend à tout l'échantillon et du même coup l'effondrement est général. Pour les lignes de LUDERS, on peut dire que le premier pic de résistance n'est pas non plus associé à une rupture en cisaillement et ceci est peut-être un dénominateur commun à ces différents cas.

BIBLIOGRAPHIE

- HABIB P. (1984), *Les surfaces de glissement en mécanique des sols*. R.F.G., n° 27.
- HABIB P. (1985), *Effet d'échelle et surface de glissement*. R.F.G., n° 31.
- HABIB P. (1986), *Conditions de formations des surfaces de glissement*, R.F.G., n° 34.
- L'HERMITTE R., communication personnelle.
- BRICE L.P. (1954), *Etude des conditions de formation des fissures de glissement et de décohésion dans les solides*. Travaux (juin 1954).
- TEMPLIER A. et FINE J. (1969), *L'effet de la forme et de l'hétérogénéité des échantillons sur leur résistance en compression*. Revue de l'Industrie Minière, vol. 51, n° 4, avril 1969.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux structures Routes, ouvrages d'art

Les barrages en terre	4 au 7 octobre	Troyes
Organisation d'un grand chantier : deux viaducs de 1 km pour la Savoie olympique	11 au 13 octobre	Albertville
Enduits superficiels	11 au 13 octobre	Lyon
Renforcement et aménagement des traversées d'agglomération	18 au 20 octobre	Paris
Entretien, réparation et renforcement des ouvrages en béton	18 au 20 octobre 6 au 8 décembre	Paris
Entretien des routes	24 au 27 octobre	Paris
Battage dans les sols	25 au 27 octobre	Paris
Les matériaux nouveaux pour la précontrainte et le renforcement d'ouvrages d'art	25 et 26 octobre	Paris
Météorologie routière : prévisions et informations	15 au 17 novembre	Paris
Géotechnique des tunnels	15 au 17 novembre	Paris
Géotextiles - géomembranes	22 au 24 novembre	Paris
Infrastructures et sécurité	22 au 24 novembre	Paris
Vivre avec les carrières souterraines	29 novembre au 1 ^{er} décembre	Région ouest de Paris
Géotechnique routière tropicale	29 novembre au 1 ^{er} décembre	Paris
Effet des actions dynamiques sur les ouvrages du génie civil (séismes, vent, choc de bateau...)	29 novembre au 2 décembre	Paris
Hydrogéologie	6 au 8 décembre	Paris
Couches de roulement : choix et évolution des techniques	13 au 15 décembre	Paris
Journées d'études :		
Nouvelles approches en mécanique des sols	18 et 19 octobre	Paris
Production de granulats et automatisation des carrières	29 novembre	Aix-en-Pro- vence
Conception et construction des grands ouvrages	7 et 8 décembre	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS. Tél. : 16 (1) 42.60.34.13. (Christine Rose).

le piézocône améliorations apportées à la reconnaissance des sols

the piezocone
improvement in the soil investigation

L. PAREZ

Président d'Honneur du C.F.M.S.*

R. FAURIEL

Ingénieur à SOL ESSAIS**

Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p. 13-27 (juillet 1988)

Résumé

Lorsqu'un capteur de pression est incorporé dans un pénétromètre statique électrique, cet ensemble est appelé piézocône.

Les auteurs donnent l'état des connaissances de cet essai relativement récent. Ils décrivent les précautions à prendre pour faire des mesures fiables de la pression interstitielle générée par la pénétration du cône. Ils montrent l'intérêt du piézocône pour obtenir des profils stratigraphiques précis, pour connaître la résistance au cisaillement des argiles, pour apprécier le potentiel de liquéfaction au séisme de couches sableuses, et pour faire des prédictions de temps de consolidation de couches compressibles chargées in situ (courbe K_h en fonction de t_{50}).

Abstract

When a pressure transducer is incorporated into standard electric friction cone, this device is called a piezocone.

The authors give the state of the art of that relatively recent test. They describe the care to obtain trusted values of the pore pressure generated by the penetration of the cone.

They show the ability to have accurate soil classification from piezocone data, to obtain undrained shear strength in clayed layers, to estimate liquefaction potential of sandy layers and to forecast the consolidation time after an in situ loading (curve K_h versus t_{50}).

* 4, place de Mexico, 75116 Paris.

** 35, rue de la Molle, 13100 Aix-en-Provence.

1. GÉNÉRALITÉS

L'installation d'un capteur de pression dans une pointe de pénétromètre statique a été un grand progrès dans les essais in situ : elle a permis de mesurer, à tout moment de la pénétration, la valeur de la pression interstitielle générée par l'enfoncement du pénétromètre.

Les premières mesures de ce genre ont été publiées par JANBU et SENNESET en 1974 à Stockholm au cours du Symposium Européen ESOPT. Des

recherches étaient en cours dans le même temps à SOL ESSAIS. La figure 1 montre un diagramme d'essai réalisé à Bayonne en début décembre 1974. Ces premiers résultats ont été publiés par L. PAREZ, M. BACHELIER et B. SECHET au Congrès Européen de Vienne en 1976. Depuis cette date, et en particulier à partir de 1981, de nombreuses publications sont apparues en provenance des pays suivants : Norvège, Suède, Hollande, Italie, Canada, États-Unis, Afrique du Sud, Japon. Rapidement, un accord est intervenu entre anglophones et francophones pour baptiser l'appareil : « piézocône ».

N° 2578

date : 5.12.74

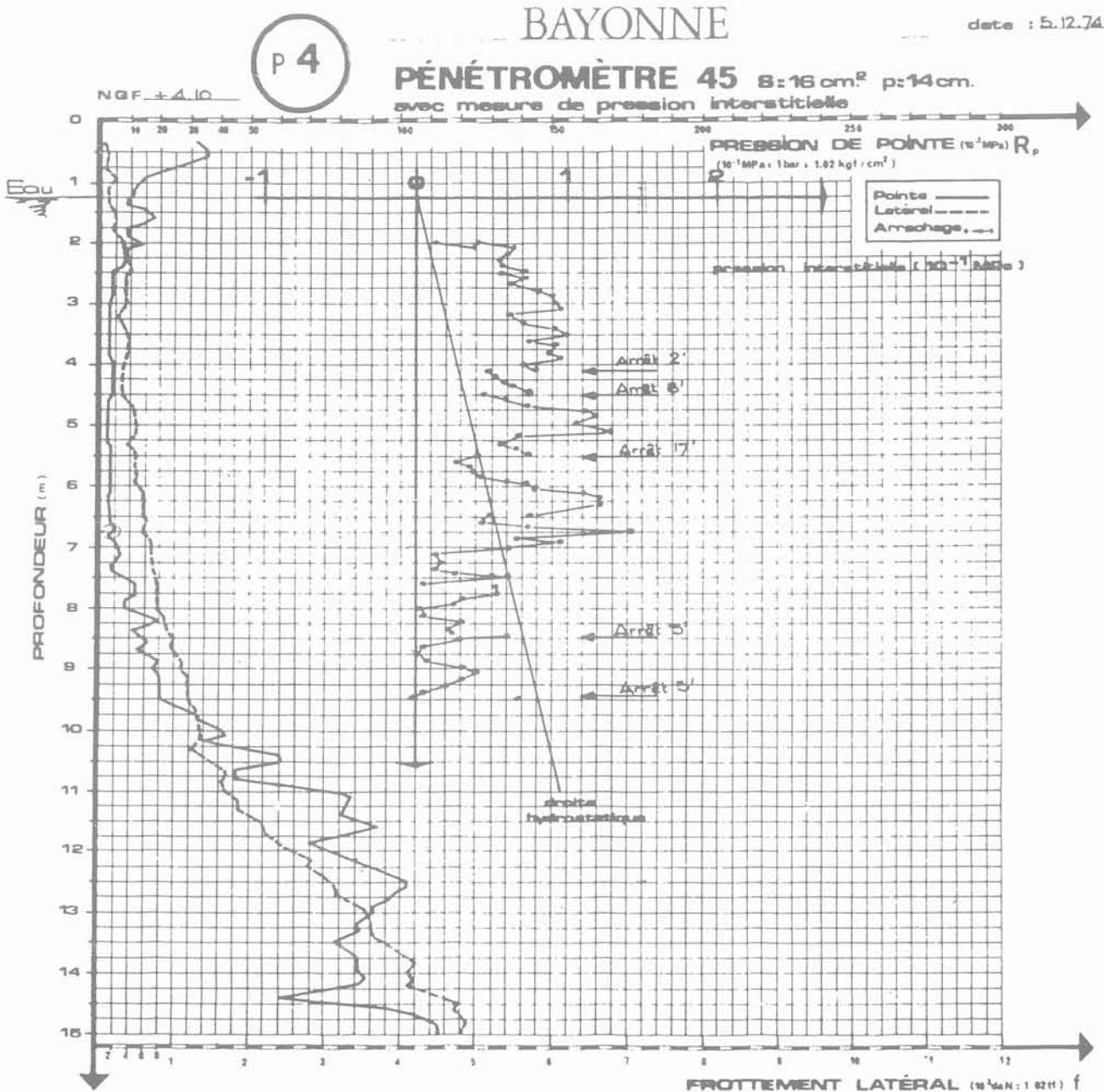


Fig. 1. — Graphique de piézocône de 1974.
Fig. 1. — Piezocone graph (1974).

La figure 2 montre la coupe du piézocône SOL ES-SAIS. (diamètre 36 mm ou 45 mm).

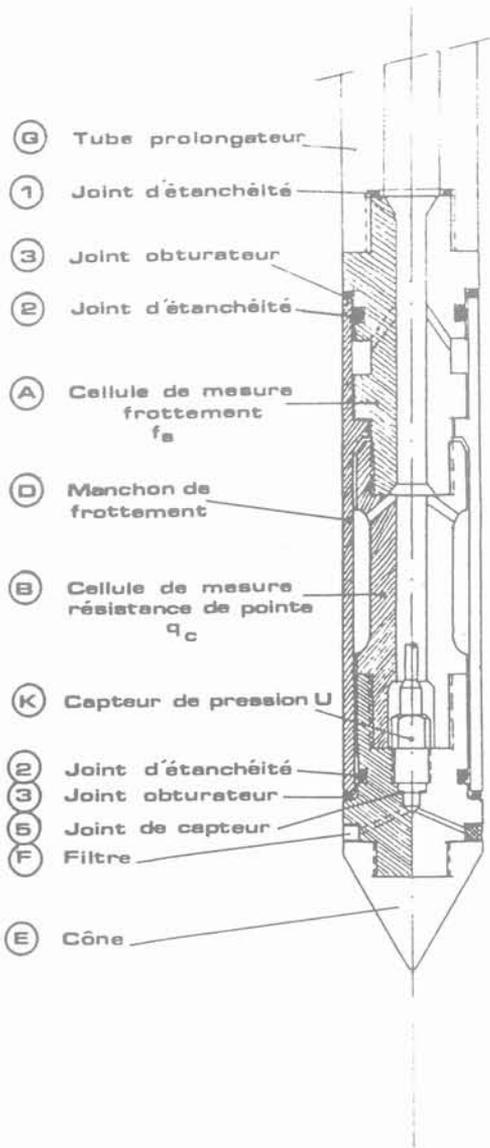


Fig. 2. — Piézocône PAREZ.
Fig. 2. — PAREZ Piezocone.

La figure 3 montre les courbes obtenues avec un piézocône comportant un manchon de frottement : q_c , u , f_s , F_R , $\Delta u/q_c$.

2. MESURE DE U

Dans les sols saturés, l'introduction de la pointe d'un pénétromètre statique provoque un cisaillement qui s'accompagne d'une variation Δu de la pression interstitielle : $\Delta u > 0$ dans les sols contractants et $\Delta u < 0$ dans les sols dilatants.

Les valeurs obtenues pour Δu sont influencées par un certain nombre de facteurs dont les uns sont liés au sol (compacité — teneur en fines — perméabilité — rapport de surconsolidation, etc.) et les autres dépendent de l'appareil ; ce sont, principalement :

- la position du filtre de prise de pression,
- la vitesse de pénétration,
- la vitesse de réponse du capteur et de son système de mesure,
- la qualité de la saturation de la chambre de mesure (y compris le filtre).

2.1. Position du filtre de prise de pression

La figure 4, due à ROBERTSON, montre les différentes positions des bagues-filtres servant à la prise de pression. Les croquis n° 1 et 2 ne correspondent pas à la recommandation européenne car l'angle du cône n'est pas de 60°.

Des mesures comparatives de Δu ont été faites dans des sites argileux à peu près homogènes aux USA et au Canada (fig. 5).

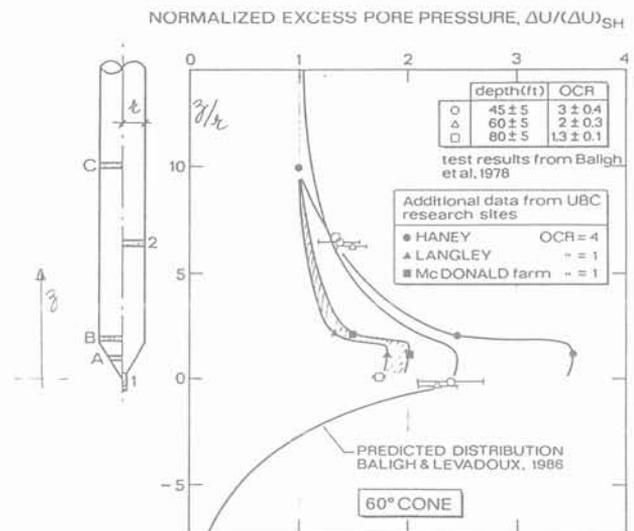


Fig. 5. — Comparaison entre pressions interstitielles mesurées et calculées.

Fig. 5. — Comparison between measured and predicted pore pressures.

Pour les argiles normalement consolidées les valeurs de Δu mesurées en A sont environ 35 % plus fortes que celles mesurées en B (faisceau de gauche), ce rapport passe à 44 % pour une argile assez surconsolidée (OCR = 4 — courbe de droite).

De même, au Japon, SUGAWARA et CHIKARAISHI (fig. 6) ont trouvé une augmentation de 40 % entre les valeurs mesurées aux mêmes points (qu'ils appellent B et C) sans indiquer de rapport de surconsolidation pour leur site argileux.

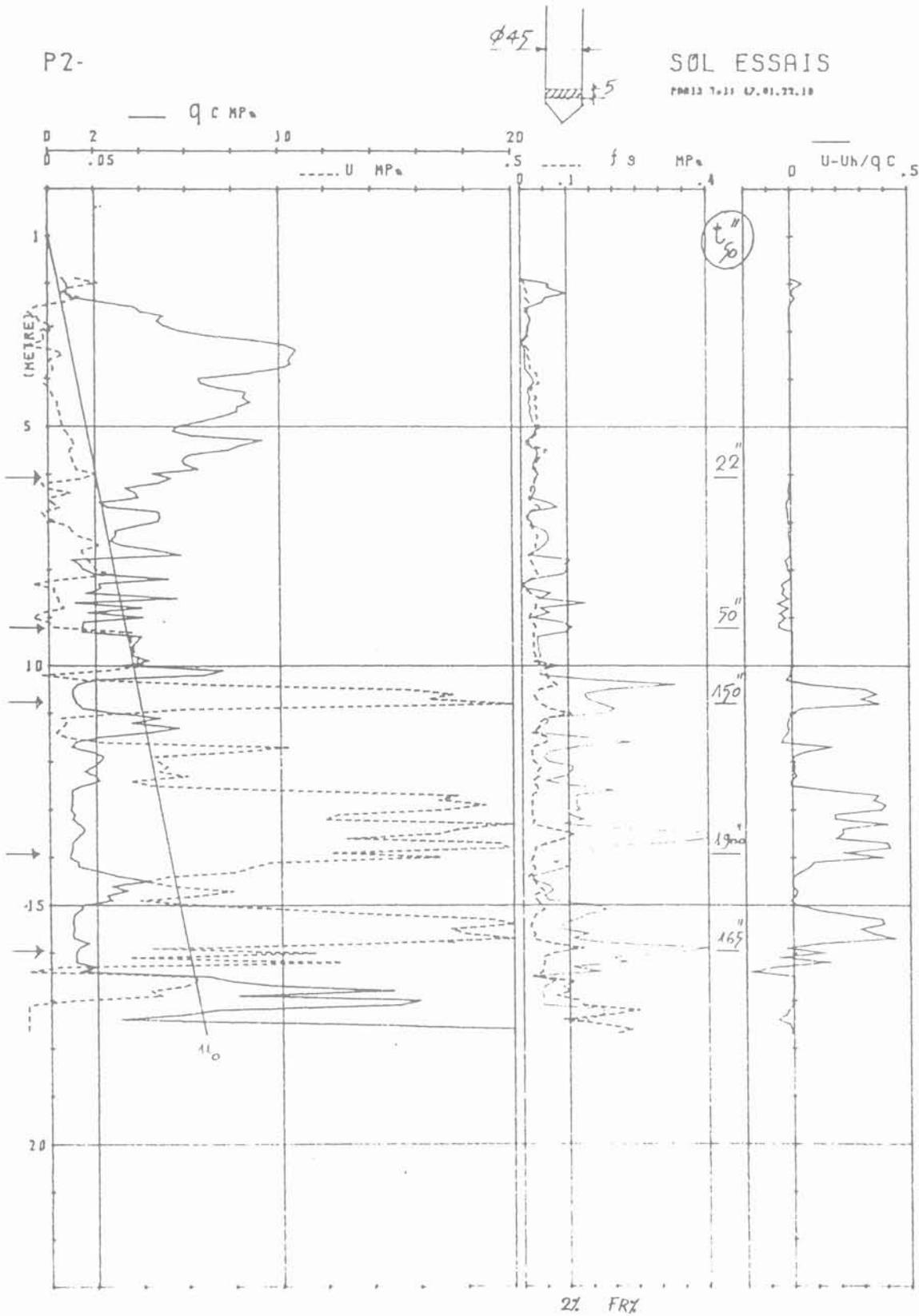


Fig. 3. — Exemple d'un graphique actuel.
Fig. 3. — Example of a current graphic.

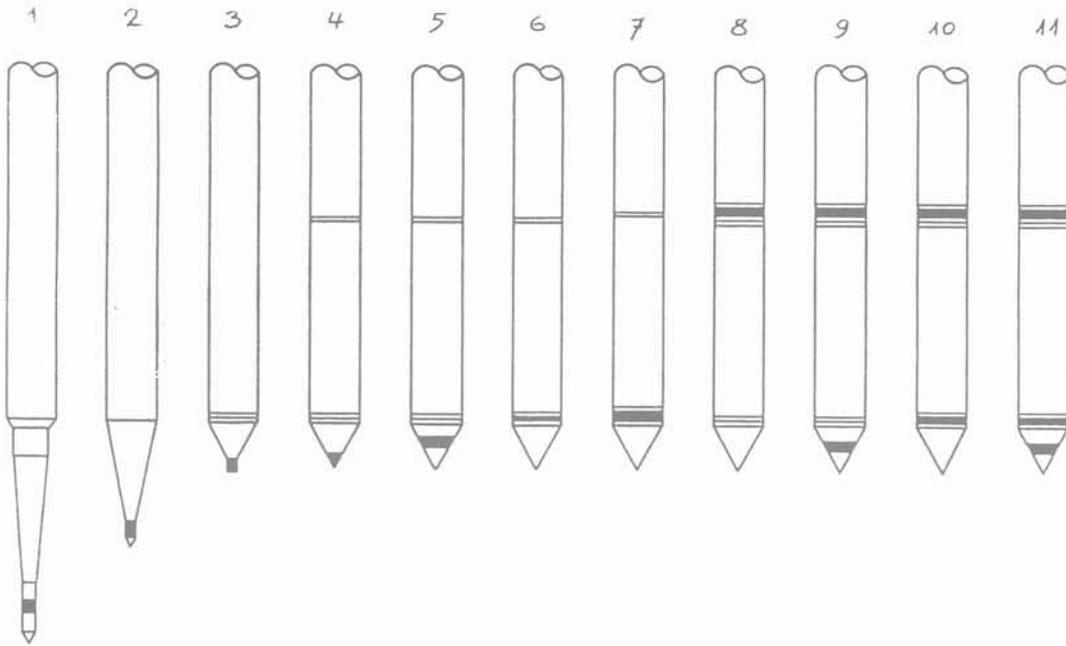


Fig. 4. — Différents piézocônes montrant différentes positions de prise de pression (selon Robertson).

Fig. 4. — Examples of piezocones with various pore pressure element locations (after Robertson).

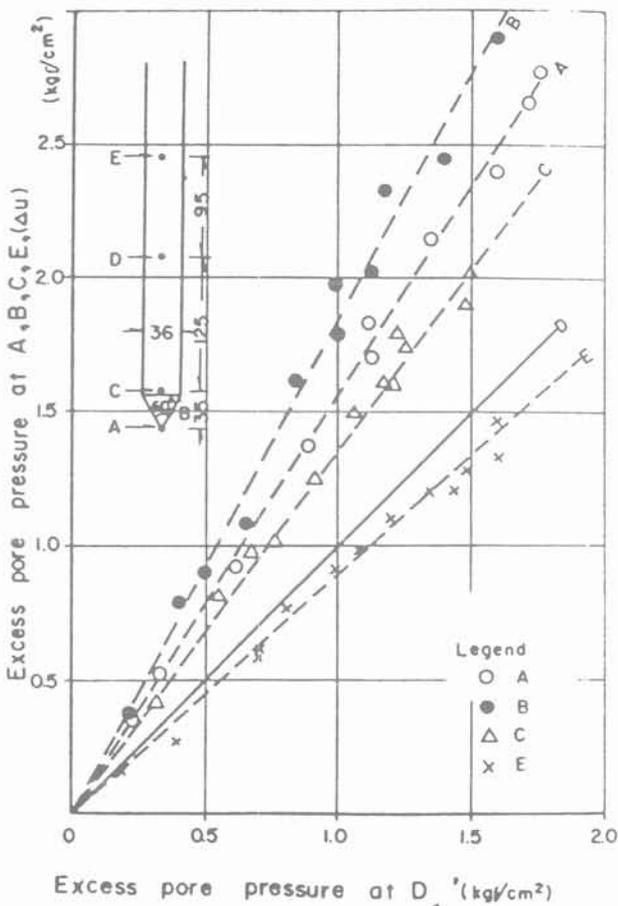


Fig. 6. — Pression interstitielle en différents points rapportée à celle au point D.

Fig. 6. — Pore pressure at different locations and at D.

Nous avons fait une comparaison récente dans un site d'alluvions modernes limono-argileuses et nous n'avons pas trouvé de différence nettement sensible entre les mesures avec prise de pression sur le cône ou prise de pression juste au-dessus du cône. Seuls les t_{50} varient d'une façon importante.

Dans les couches sableuses compactes, un filtre situé au-dessus du cône permet de mesurer des Δu négatifs : si le filtre se trouve sur le cône, dans cette zone où les contraintes normales sont très fortes souvent la dilatance ne peut se produire, et alors on n'enregistre pas de Δu négatif.

La tendance actuelle est de positionner la bague-filtre de prise de pression juste au-dessus du cône, elle est ainsi moins sujette aux destructions, elle permet de mesurer une large gamme de surpressions interstitielles (depuis les négatives jusqu'aux fortement positives), elle est au meilleur endroit pour appliquer la correction de q_c dont nous parlerons plus loin. Evidemment, cette position ne permet pas d'obtenir les valeurs maximales de U mais elle permet la mesure des Δu faibles ou négatives dans les limons et sables fins et des fortes valeurs positives dans les argiles.

2.2. Vitesse de pénétration

Le standard européen pour le pénétromètre statique est de 2 cm/seconde pour la vitesse de fonçage, avec une tolérance de $\pm 0,5$ cm/s. On admet généralement qu'à cette vitesse on est en condition drainée dans le sable (pas totalement, nous le verrons plus loin) et en condition non drainée dans l'argile.

CANOU, avec le minipiézocône du Sermès, a montré, dans un sable assez perméable, l'influence de la vitesse

de fonçage sur la pression interstitielle générée au fonçage, (fig. 7) aussi nous avons demandé à la Commission de Standardisation internationale de réduire la fourchette de tolérance de vitesse, pour le piézocône, à $\pm 0,2$ cm/s.

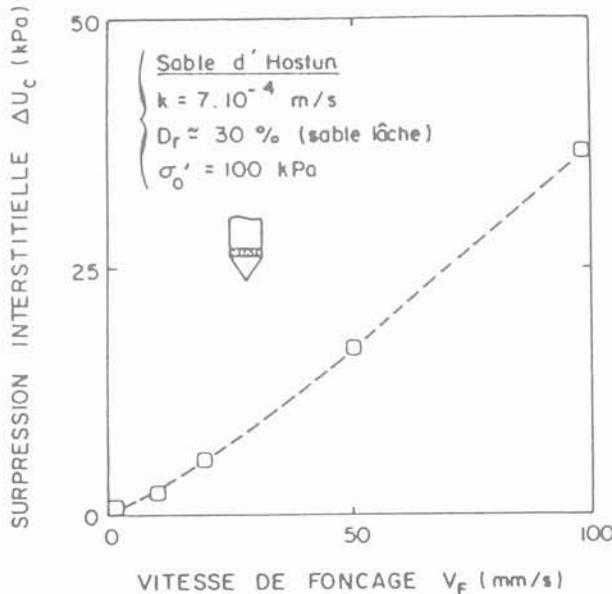


Fig. 7. — Influence de la vitesse de fonçage sur la surpression interstitielle.

Fig. 7. — Rate of pushing and excess of pore pressure.

2.3. Vitesse de réponse du capteur

L'ensemble du système de mesure de la pression interstitielle comprend :

- la bague-filtre,
- les canaux et la chambre de mesure,
- le capteur de pression,
- la chaîne de lecture et d'enregistrement.

L'utilisation des micro-ordinateurs avec carte de saisie ultra-rapide a permis une précision bien plus grande que l'emploi des tables traçantes dont l'inertie peut camoufler les pointes des valeurs de u et q_c . De plus on obtient automatiquement le calcul de $\Delta u/q_c$ ou mieux de $\Delta u/(q_c - \sigma_{vo})$.

Les premiers capteurs de pression utilisés étaient des capteurs à corde vibrante dont la membrane était assez déformable ce qui offrait l'inconvénient de donner un retard à la réponse et d'écrêter les valeurs maximales dans les sols peu perméables.

Les capteurs utilisés maintenant sont basés sur l'utilisation de membranes piézorésistives très peu déformables et pourtant très précises. Ils sont compensés pour les variations de température.

Reste le problème de la déformabilité du volume du liquide qui transmet la pression de l'extérieur du piézocône à la membrane. Supposons que ce liquide soit de l'eau (parfaitement désaérée, bien entendu) sa

compressibilité sous un accroissement de pression Δp (en kPa, entre 0 et 1.000 kPa) est de l'ordre de $\Delta v/v = 5.10^{-7} \Delta p$. Si le volume de liquide est de 300 mm³ sa variation sous un accroissement de pression de 100 kPa sera $\Delta v = 15.10^{-3}$ mm³. La surface latérale extérieure du filtre étant d'environ 500 mm², l'épaisseur de la lame d'eau qui doit y pénétrer est de l'ordre de 3.10^{-5} mm = 3.10^{-8} m.

Si le sol au contact de la bague est de l'argile avec une perméabilité de l'ordre de 3.10^{-10} m/s, le gradient étant très fort, il faudra entre 0,3 et 1 seconde pour que le capteur traduise en totalité cette variation $\Delta u = 100$ kPa.

Si le volume de la chambre de mesure est le triple, comme sur certains appareils, le temps sera de 3 secondes et l'appareil aura pénétré de 6 centimètres, dans une couche peut-être différente...

On voit donc tout l'intérêt qu'il y a à miniaturiser au maximum la chambre de mesure, y compris la bague poreuse dont le diamètre extérieur doit rester néanmoins égal au diamètre de base du cône.

2.4. Qualité de la saturation de la chambre de mesure

La saturation du piézocône consiste à éliminer toutes les bulles d'air présentes dans les éléments filtrants (pierres poreuses) et la chambre de mesure où aboutit le capteur de pression interstitielle.

On conçoit aisément l'importance de cette opération puisque la présence d'air, fortement compressible, nuirait grandement à la qualité des mesures, anéantissant du même coup les efforts consentis sur le plan de la miniaturisation de la chambre de mesure ainsi que sur celui de la valeur du capteur proprement dit.

Afin de saturer convenablement le piézocône SOL ESSAIS, nous avons dans un premier temps suivi la méthode préconisée par la Société FUGRO.

Cette technique impose de placer la pointe du piézocône dans une petite cellule en plexiglas à l'intérieur de laquelle on fait le vide durant une quarantaine de minutes puis que l'on remplit progressivement d'eau désaérée (figure 8).

Lorsque cette opération était terminée, au bout d'une heure trente environ, nous pensions que la saturation du piézocône était correcte.

Malheureusement, lors des premiers essais « in situ » réalisés, nous avons observé un phénomène caractérisant nettement un défaut de saturation.

En effet, lors des arrêts de pénétration destinés à enregistrer la dissipation de surpression interstitielle, le maximum de celle-ci était obtenu seulement quelques minutes après l'arrêt dans les sols argileux.

Ce retard, pour lequel le capteur ne pouvait être mis en cause, nous a conduit à mettre en place une série d'expérimentations destinées à déterminer un mode de saturation plus efficace.

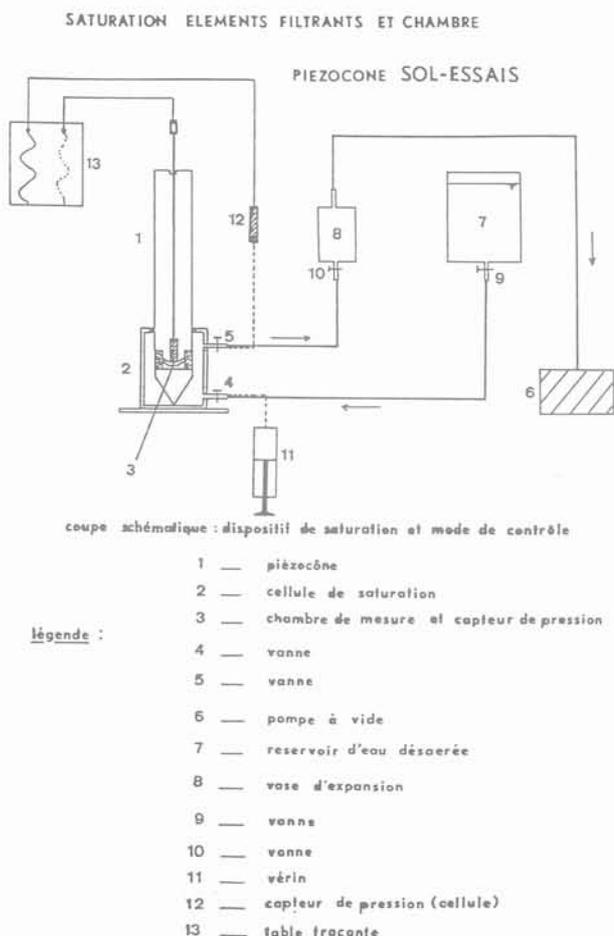


Fig. 8. — Dispositif de saturation et mode de contrôle.
 Fig. 8. — Saturation device and testing method.

Pour cela, nous avons équipé la cellule en plexiglas avec un système permettant d'appliquer des variations de pression à l'intérieur de celle-ci (remplie d'eau bien évidemment).

Nous avons également installé un capteur de pression interstitielle sur cette cellule afin de mesurer les variations de pression appliquées.

Enfin, nous avons enregistré, en parallèle, sur une table traçante les courbes représentant ces sollicitations et les réponses du piézocône, placé dans la cellule (figure 8, en pointillés).

La figure 9-A illustre le type de graphiques obtenus dans le cas où le piézocône est saturé avec la méthode décrite auparavant.

On remarque une assez bonne concordance entre les sollicitations (capteur cellule) et les réponses du piézocône, autant en ce qui concerne les retards de réponse que les amplitudes de pression : cela tendrait donc à démontrer que ce mode de saturation est efficace.

Cependant, lorsque nous avons testé le piézocône sans l'avoir saturé au préalable nous avons également noté une parfaite similitude des deux courbes.

Il fallait donc tenter de limiter les échanges d'eau entre la chambre de mesure et le milieu environnant qui atténuent les effets néfastes d'une mauvaise saturation lorsqu'ils sont très importants (ce qui était bien le cas lors de nos expérimentations) mais qui sont très réduits dans les sols.

Afin de simuler au mieux ce comportement « in situ », nous avons disposé une membrane en caoutchouc sur la pierre poreuse du piézocône, empêchant ainsi tout transfert d'eau entre l'intérieur et l'extérieur de la chambre de mesure (cas extrême).

Dans ce cas, l'absence de saturation apparaît nettement (figure 9-B). Le déphasage entre les sollicitations appliquées et les réponses du piézocône est très important et illustre bien le danger d'une mauvaise saturation dans le cadre des mesures de pression interstitielle.

Après nous être assurés que la méthode de saturation initialement adoptée ne convenait pas (figure 9-C), bien que meilleure qu'une absence totale de saturation, nous avons développé une série d'expérimentations nous permettant de définir un mode de saturation « optimal », associant une excellente qualité de mesures à des contraintes économiques réduites (matériels et temps de saturation peu importants).

Ce mode opératoire consiste à saturer séparément l'élément filtrant (en faisant bouillir les pierres poreuses, par exemple), et la chambre de mesure du piézocône au moyen de la cellule en plexiglas. La durée totale de ces opérations, simultanées, est de l'ordre de 2 heures.

On assemble ensuite les deux parties dans un bac d'eau désaérée avant de réaliser les essais « in situ ».

Lors du test de cette technique de saturation au moyen de l'expérimentation précédemment décrite, nous avons obtenu d'excellentes concordances entre les sollicitations appliquées et les réponses du piézocône (figure 9-D).

On remarque notamment que le délai de réponse ne dépasse pas 5 centièmes de seconde et que les amplitudes de pression ne diffèrent que de 2,5 kPa, ce qui compte tenu des imprécisions liées au type d'enregistrement (analogique et graphique) est parfaitement convenable.

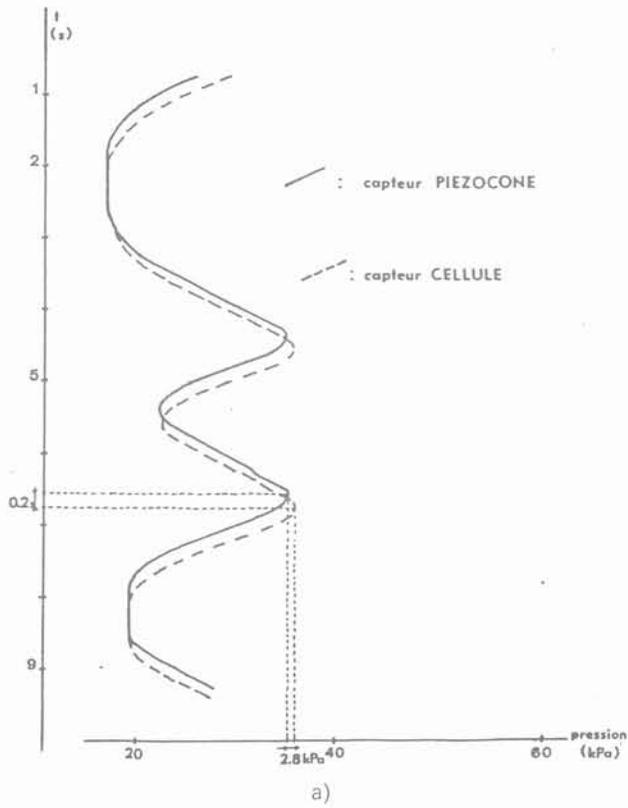
Nous terminerons en rappelant que, lors de cette expérimentation, notre but n'était pas de définir quantitativement et de façon très précise la qualité de la saturation selon le mode opératoire utilisé, mais de définir celui-ci dans le respect de critères économiques et techniques simples.

Dans cette optique, nous considérons avoir atteint l'objectif fixé, ainsi que l'ont d'ailleurs confirmé les essais réalisés « in situ » par la suite.

Au problème de la parfaite saturation préalable s'ajoute celui du risque de désaturation pendant la mise en place de l'appareil jusque sous le niveau de la nappe.

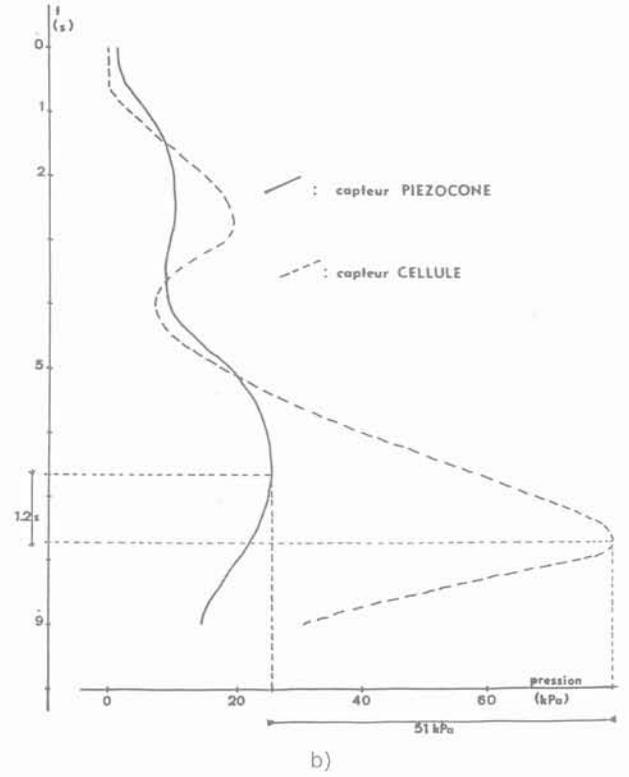
On peut lire sur le texte de FRANKLIN et COOPER publié à Stockholm en 1981 que l'élément poreux qu'ils utilisent est très fin et « suffisamment perméable pour donner une réponse rapide de la cellule de

PIEZOCONE SOL-ESSAIS

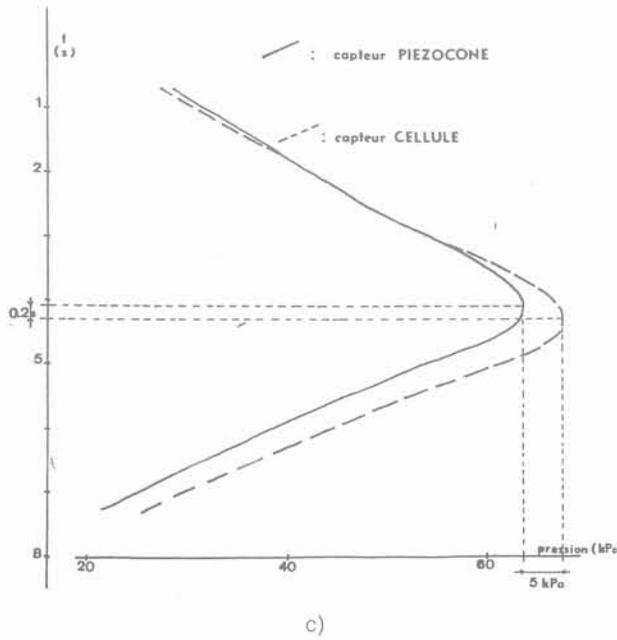


a) SATURATION ELEMENTS FILTRANTS ET CHAMBRE
PIEZOCONE SOL-ESSAIS

PIEZOCONE SOL-ESSAIS

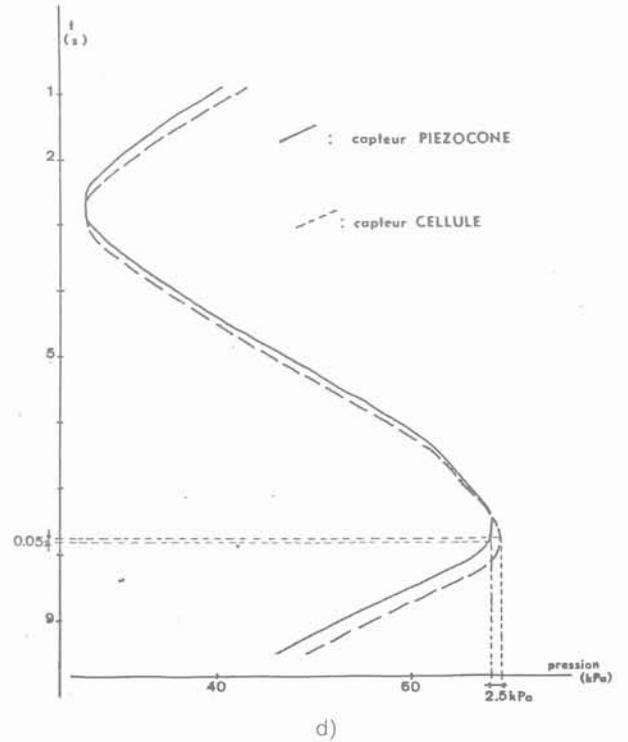


b) SATURATION ELEMENTS FILTRANTS ET CHAMBRE
PIEZOCONE SOL-ESSAIS



c)

Fig. 9. — A à D Mise en charge de la cellule et réponse du piézocône.



d)

Fig. 9. — A at D Loading of the cell and piezocone answer.

pression et pour offrir une résistance suffisante à l'entrée de l'air durant les courtes périodes où le cône est exposé à l'air». Ainsi, de trop nombreux expérimentateurs prennent le risque de désaturation partielle de l'élément poreux en commençant la pénétration, sans précaution particulière, depuis la surface du sol alors que la nappe se trouve à plusieurs mètres de profondeur. La hauteur d'ascension capillaire n'est pas toujours suffisante, et, comme l'indique ROBERTSON, des argiles raides surconsolidées peuvent donner de la suction. Il en est de même pour les sables au-dessus de la densité critique. La seule méthode satisfaisante consiste à faire un avant-trou jusqu'à quelques décimètres sous la nappe et à y descendre le piézocône protégé par une capote remplie d'eau désaérée, capote qui se rompt dès le début de la pénétration.

3. CORRECTION DE q_c : (fig. 10)

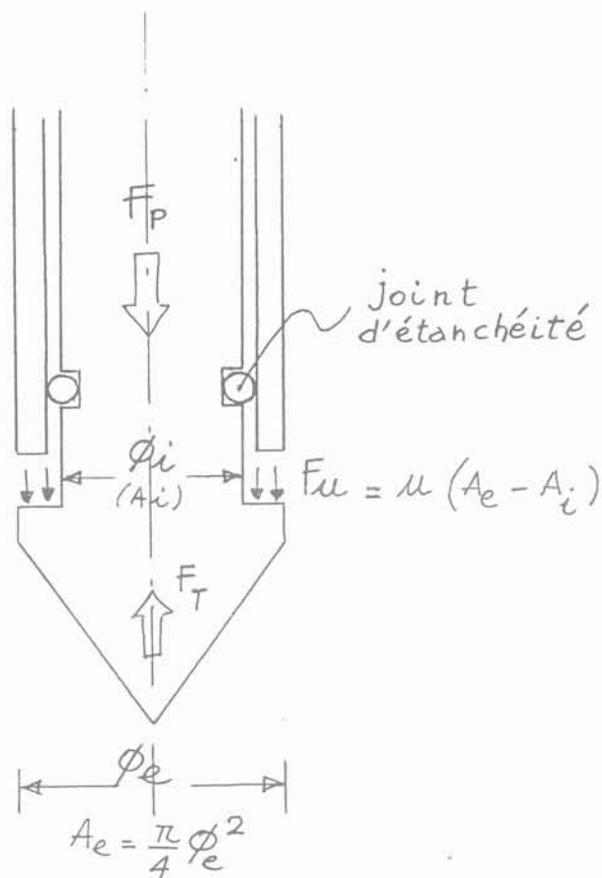


Fig. 10. — Correction à appliquer à q_c .
Fig. 10. — Correction on tip resistance.

Sous la nappe, l'effort vrai ou total sous le cône F_T est égal à l'effort de pointe mesuré F_p augmenté de l'effort F_u dû à l'action de la pression interstitielle u sur la section annulaire de l'appareil :

$$F_T = F_p + F_u \text{ avec } F_u = u(A_e - A_i)$$

en divisant par A_e (surface de base du cône)

$$q_T = q_c + u \left(1 - \frac{A_i}{A_e} \right) = q_c + u(1 - a)$$

Cette correction proposée par BALIGH en 1981 et reprise par CAMPANELLA, peut être importante dans les argiles molles où q_c est faible et U relativement fort.

Le coefficient $1 - a$ vaut 0,23 pour le piézocône SOL ESSAIS de 45 mm de diamètre et 0,31 pour celui de 36 mm. On voit ici l'intérêt de la mesure de U avec une bague située au-dessus du cône, c'est-à-dire dans la zone où il faut faire la correction.

Lorsque les deux extrémités du manchon de frottement sont identiques, la correction à faire ne devrait porter que sur la différence des pressions interstitielles régnant aux extrémités du manchon, mais cette correction n'est jamais faite.

4. CLASSIFICATION DES SOLS PROFIL STRATIGRAPHIQUE

Le piézocône donne, en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, deux courbes : q_c (corrigé en q_T) et u . On obtient une troisième courbe, en divisant Δu (variation de u par rapport à la pression hydrostatique vierge) par q_c ou q_T ou, mieux encore, par :

$$q_T - \sigma_{vo} \text{ soit } B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_{vo}}$$

(σ_{vo} étant la contrainte verticale totale due au poids des terres situées au-dessus de la profondeur de mesure).

La comparaison de ces courbes et, en particulier, l'examen de la troisième indique la nature des couches successives d'une façon encore plus nette que ne le faisait le Friction Ratio (voir la figure 3).

Les sables compacts ont un q_c important et un Δu faible ou négatif donc $\Delta u/q_c$ est pratiquement nul.

A l'inverse, les argiles ont un q_c faible et un Δu fort d'où un $\Delta u/q_c$ qui va de 0,4 à 0,8 ou plus si l'argile est molle.

SENNESET et JANBU ont donné, en 1984, un diagramme que nous avons complété et modifié pour tenir compte des valeurs négatives de Δu (fig. 11) ; il permet d'avoir rapidement une bonne idée de la nature des couches rencontrées en tenant compte aussi des temps de dissipation de Δu que nous étudierons plus loin. Mais c'est seulement un guide qui ne prend pas en compte les sols surconsolidés ou très sensibles ou cimentés, et qui ne dispense pas de réaliser, sur chaque chantier, un forage carotté.

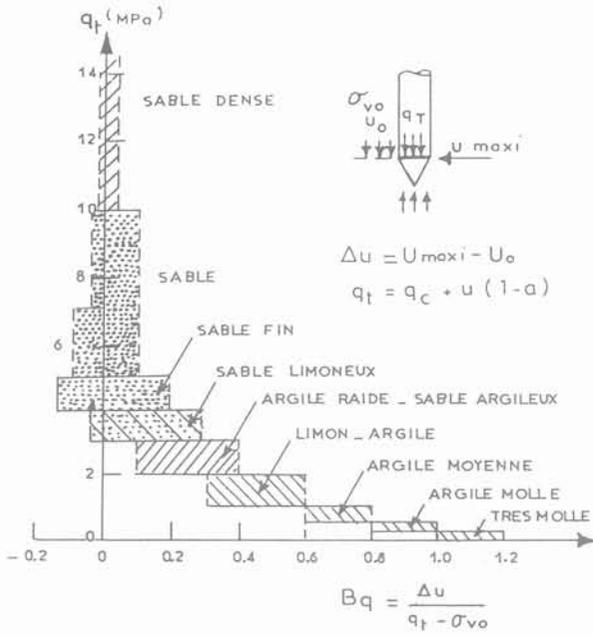


Fig. 11. — Classification des sols à partir du piézocône.
 Fig. 11. — Soil classification chart from piezocone data.

5. RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

5.1. Non drainée

Dans les sols argileux, la difficulté provient du fait que C_u dépend du type d'essai et de la vitesse de déformation. On a ainsi bien du mal à rapprocher les résultats d'expérimentateurs différents. Pour les Nordiques, les Canadiens et les chercheurs des Etats-Unis C_u est obtenu au scissomètre.

Avec le piézocône on peut parler de résistance de pointe effective $q_{TE} = q_T - u$ et on peut donc écrire :

$$C_u = \frac{q_T - u}{N_{KE}}$$

avec N_{KE} = facteur semi-empirique que SENNESET a donné en 1982 pour $N_{KE} = 9 \pm 3$

D'autre part, dans une couche d'argile homogène, la relation empirique $\Delta u = N_{\Delta u} \times C_u$ est assez bien vérifiée et $N_{\Delta u}$ est à peu près constant si les indices de plasticité et de liquidité restent constants.

L'emploi d'un sondage au scissomètre combiné avec des essais au piézocône semble le moyen idéal pour obtenir les variations naturelles d'une couche d'argile.

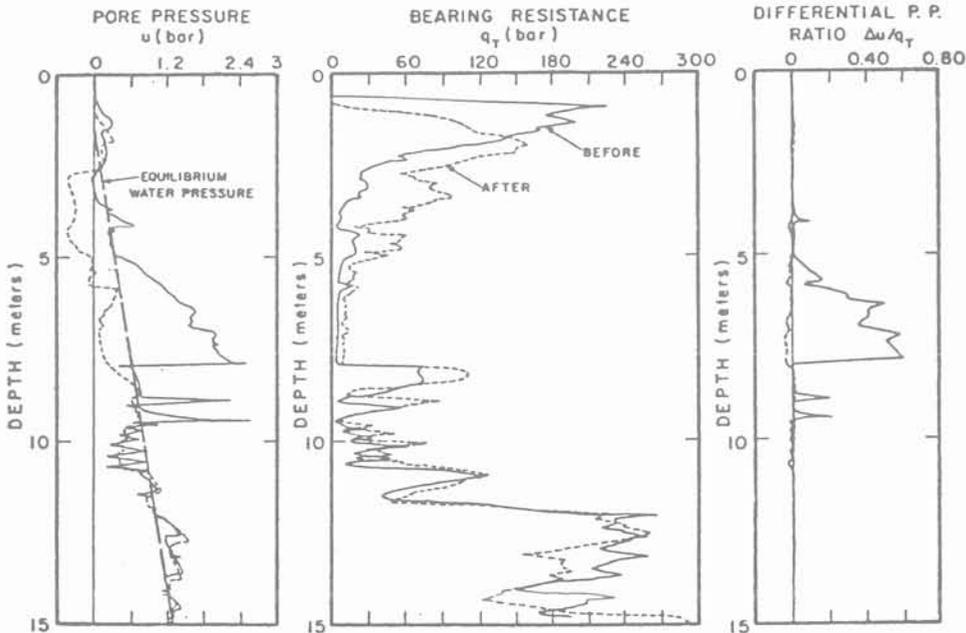


Fig. 12. — Courbes de piézocône avant et après compactage dynamique.
 Fig. 12. — Piezocone logging before and after dynamic compaction.

5.2. Drainée

Il n'est pas possible à l'heure actuelle de déterminer les paramètres de cisaillement en contraintes effectives (C' et φ') à partir des résultats de la pénétration d'un piézocône. Les quelques tentatives n'ont pas abouti jusqu'ici.

6. RÉSISTANCE A LA LIQUÉFACTION

La figure 12 due à CAMPANELLA et al. montre les trois courbes d'essais au piézocône (u , q_T et $\Delta u/q_T$) exécutés avant et après la réalisation d'un compactage dynamique sur un site qui comportait 5 m de remblai hydraulique sableux sur 3 m de remblai hydraulique limoneux.

Avant traitement, la variation de pression interstitielle était largement positive dans la couche limoneuse alors que, après compactage dynamique, la pression interstitielle induite par la pénétration du piézocône était nettement inférieure à la pression hydrostatique. Dans la partie sableuse, elle est même devenue inférieure à la pression atmosphérique.

Du point de vue de la résistance à la liquéfaction on voit un important changement de caractéristique : le limon qui était contractant devient dilatant bien que sa résistance sous la pointe du pénétromètre (q_c) n'ait pas augmenté beaucoup.

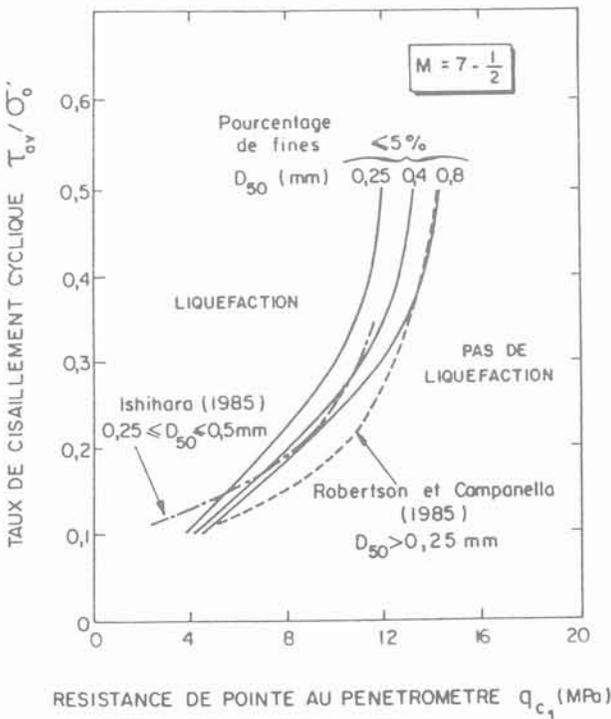


Fig. 13. — Evaluation des courbes frontières de la liquéfaction à partir du pénétromètre.
 Fig. 13. — Correlation of liquefaction characteristics with CPT data.

Le Professeur SEED, en 1983 au Symposium de Paris, a montré l'intérêt du pénétromètre statique pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction au séisme d'un site (figure 13). Il est certain que le piézocône apporte encore un plus dans ce domaine et un groupe de recherche travaille actuellement sur ce problème.

7. CONSOLIDATION ET PERMÉABILITÉ

Si l'on arrête la pénétration d'un piézocône (pour reprise de course des vérins de fonçage ou pour arrêt volontaire) la pression interstitielle tend à revenir plus ou moins vite à sa valeur originelle u_o .

Chacun a eu l'idée d'enregistrer ce retour à zéro de Δu : la figure 14 montre les courbes que nous avons produites à Vienne en 1976. L'annulation d'un Δu

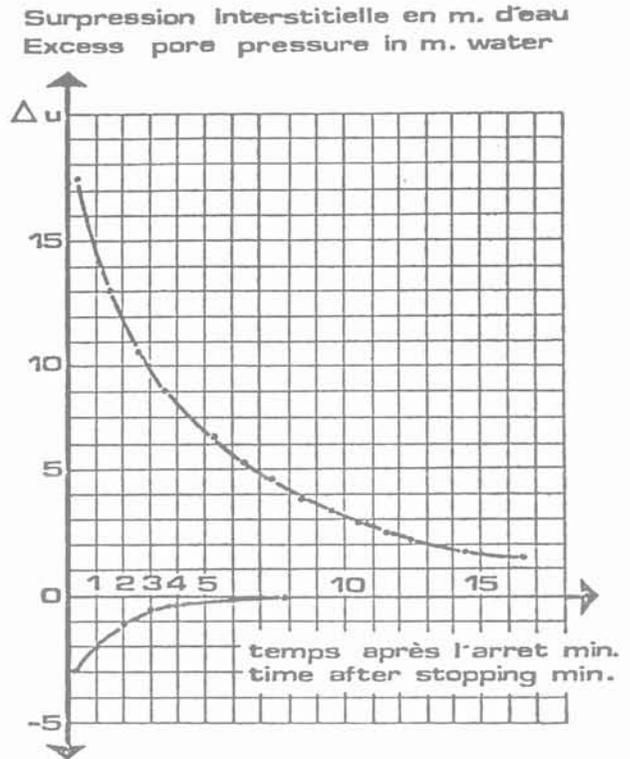


Fig. 14. — Dissipation de surpression interstitielle (1974).
 Fig. 14. — Excess Pore Pressure dissipation (1974).

négatif est bien plus rapide que celle d'un Δu positif. La figure 15 due à JONES montre un Δu qui continue à croître deux à trois minutes après l'arrêt du fonçage : ceci est un indice très net d'une saturation incomplète de l'appareil.

La figure 16 montre un essai réalisé en chambre de calibration à l'I.M.G. de Grenoble : on y voit le tracé du t_{50} , temps nécessaire à la diminution de moitié de Δu . On a maintenant pris l'habitude de tracer ces courbes de relaxation de Δu en log t.

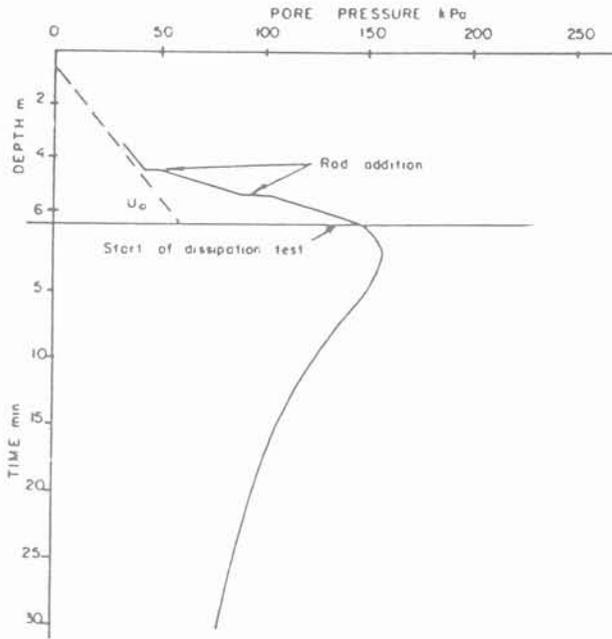


Fig. 15. — Essai de dissipation selon Jones et al. (1981).

Fig. 15. — Dissipation test after Jones and al. (1981).

Sur la figure 3 les petites flèches (à gauche) indiquent les profondeurs où des arrêts de fonçage assez longs ont été faits afin d'obtenir les valeurs de t_{50} indiquées dans la colonne de droite. Ces valeurs indiquent les conditions de drainage et de perméabilité du sol. Elles sont différentes selon la position de la bague-filtre.

Lors d'un arrêt pour relaxation de Δu faut-il ou non bloquer les tiges ? Différents expérimentateurs (DE RUITER, CAMPANELLA) aboutissent à la conclusion suivante :

- si la prise de pression se trouve sur le cône, il est nécessaire de bloquer les tiges sinon il se produit, dès l'arrêt du fonçage dans les argiles, une chute brutale de la pression interstitielle, concomitante avec la baisse de q_c ;

- si la prise de pression se trouve au-dessus du cône, ce phénomène ne se produit pas d'une façon sensible, il n'est donc pas nécessaire de bloquer les tiges, ce qui est une simplification.

Nous ne retiendrons ici que les résultats pour la bague située juste au-dessus du cône.

Divers auteurs ont cherché à estimer le coefficient de consolidation du sol à partir de la vitesse de dissipation de Δu , à l'aide d'approches théoriques par expansion de cavités.

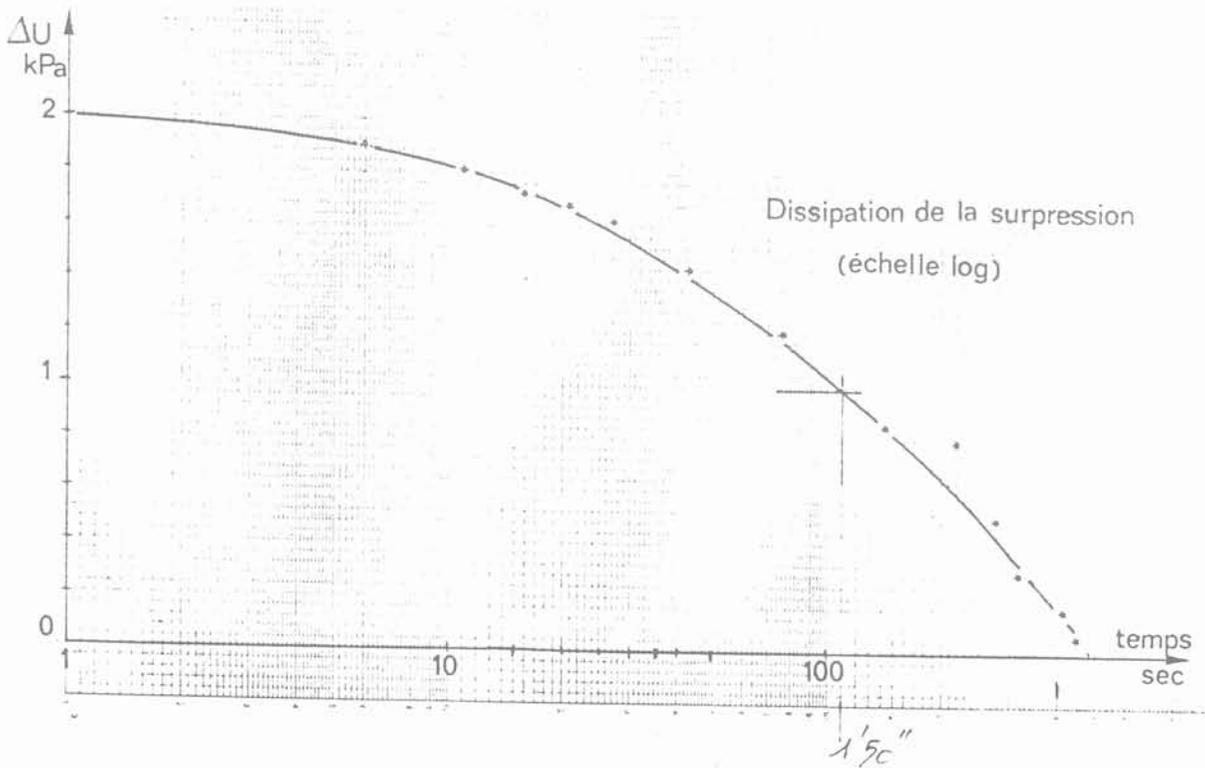


Fig. 16. — Courbe de dissipation en log t.
Fig. 16. — Dissipation graph in log t.

Différents phénomènes viennent compliquer ces approches. Ce sont en particulier :

- l'effet du remaniement du sol contre le pénétromètre ;
- l'importance relative de la consolidation horizontale et de la verticale ;
- la répartition mal connue de la pression interstitielle et des contraintes totales depuis l'extrémité de la pointe du cône jusqu'à la partie cylindrique ;
- la position du filtre sous ou au-dessus du cône.

Une approche simplifiée a été donnée par TORS-
TENSSON en 1975 résumée sur la figure 17, c'est le

Mais ce coefficient de consolidation, est-ce C_v ou C_h ? BALIGH indique qu'au début de la consolidation c'est C_h qui contrôle la dissipation. Quand C_v passe de C_h à $0,1 C_h$ le facteur temps à 50 % de dissipation (T_{50}) augmente de 36 %. C'est donc l'erreur qu'on fait sur C_h si on néglige l'anisotropie. A 36 % près ce n'est déjà pas si mal !

Reste le remaniement contre le pénétromètre. TAVENAS et al. ont trouvé dans de nombreux essais en place sur des argiles canadiennes que la vitesse de dissipation de Δu est principalement gouvernée par les caractéristiques de consolidation de l'argile intacte à distance de la sonde. Ainsi C_h doit être fonction de la perméabilité k_h et du module de déformabilité M de l'argile intacte.

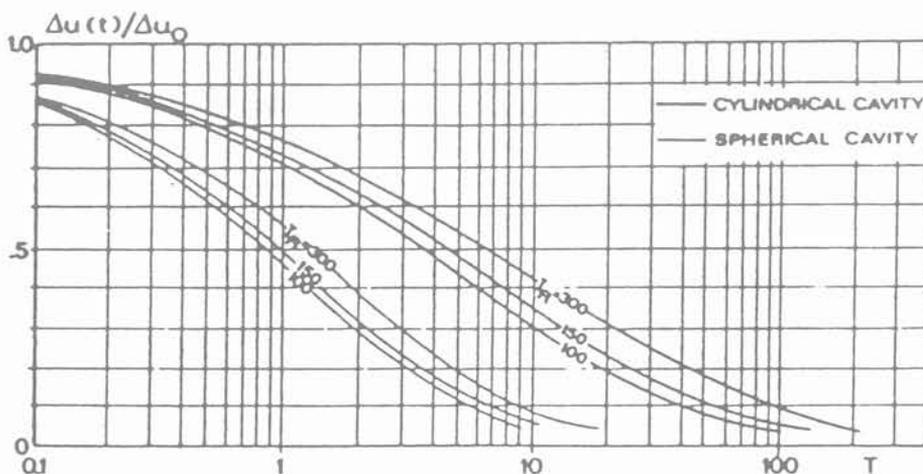


Fig. 17. — Dissipation de la pression interstitielle en fonction du facteur temps (Torstensson 1975).
Fig. 17. — Pore Pressure decay vs. time factor (Torstensson 1975).

faisceau de courbes de droite (cavité cylindrique) qui donne le meilleur résultat pour un piézocône à bague au-dessus du cône. On obtient le facteur temps T pour le degré de consolidation choisi (par exemple 50 %) en fonction de l'indice de rigidité du sol :

$$I_R = \frac{G_u}{C_u}$$

La valeur de t_{50} , obtenue sur la courbe de dissipation de Δu permet d'obtenir le coefficient de consolidation par :

$$C = \frac{T}{t} \times r^2$$

où r est le rayon du piézocône.

CAMPANELLA et al. ont montré que le choix de 50 % de dissipation était très bon tout au moins pour les limons argileux qu'ils ont étudiés.

Pour être bien certain de tout cela, il semble nécessaire de rassembler un maximum de corrélations entre les mesures au piézocône et celles faites au laboratoire, ou mieux, pour les sols suffisamment perméables, celles provenant d'essais de pompage accompagnés de mesures de piézométrie.

Presque tous les auteurs font l'impasse aux sables en disant « la pénétration à 2 cm/seconde est suffisamment lente pour qu'on considère qu'il y a drainage total ». Mais on s'aperçoit avec les chaînes de mesure modernes à saisie très rapide que Δu n'est pas nul mais souvent négatif si on prend les mesures au-dessus du cône et il est courant de trouver $t_{50} = 2$ à 4 secondes pour les sables les plus propres.

Pratiquement t_{50} est voisin de zéro seulement dans les sables et graviers.

J'ai mis sur un graphique (figure 18), en fonction de t_{50} (en secondes) les valeurs du coefficient de perméabilité horizontale k_h en mètre par seconde pour les résultats que je possède. On voit que c'est prometteur, pour les sols normalement consolidés.

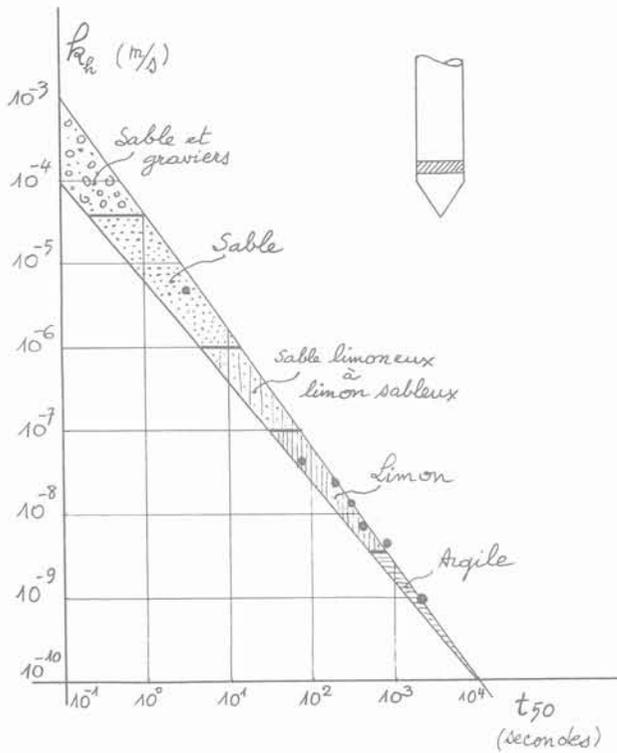


Fig. 18. — Perméabilité horizontale en fonction du t_{50} .
Fig. 18. — Horizontal permeability vs. t_{50} .

Il est donc possible avec le piézocône (en combinaison avec quelques essais de laboratoire) de mieux approcher les problèmes de consolidation dans le temps de couches argileuses surchargées et de juger de l'intérêt économique d'un maillage de drains verticaux.

CONCLUSIONS

L'enthousiasme de beaucoup de chercheurs montre les potentialités du piézocône.

En plus de l'intérêt des mesures faites au pénétromètre statique :

- courbes continues ;
- mesures indépendantes de l'opérateur ;
- essai peu coûteux et reproductible ;

le piézocône apporte, dans les reconnaissances de sol, les avantages suivants :

— obtention en continu de deux paramètres : q_c et u qui sont fonction des principales propriétés des couches de sol (avec sur certains appareils, la mesure du frottement sur manchon) ;

— ces paramètres permettent d'indiquer la stratigraphie avec une précision bien supérieure à celle des forages carottés et, en particulier, de détecter les minces couches (de sable ou d'argile molle) et d'aider à la

recherche des surfaces de rupture ;

— ces mesures apportent au pénétromètre statique la possibilité d'une analyse en contraintes effectives. Elles doivent aider, dans les années qui viennent, à la prédiction du potentiel de liquéfaction ;

— les essais de dissipation de la pression interstitielle ouvrent la voie à une obtention rapide de profils de perméabilité.

Pour que les résultats des recherches soient comparables entre eux, il est nécessaire que les appareils et les méthodes d'essai soient standardisés (comme l'a été le pénétromètre statique) particulièrement pour les points suivants :

- position, hauteur, épaisseur et perméabilité du filtre ;
- raideur de la membrane du capteur de pression ;
- échelle de mesure et précision du capteur ;
- méthode de saturation du filtre et de la chambre de mesure ;
- méthode de mise en place de l'appareil sous la nappe.

BIBLIOGRAPHIE

1. BALIGH M.M., LEVADOUX J.N. (1980), *Pore Pressure Dissipation after cone penetration*. Research Report MITSG 80-13 CAMBRIDGE. Mas.
2. BALIGH M.M., AZZOUZ A.S., WISSA A.E.E., MARTIN R.T., MORRISON M.J. (1981), *The Piezocone Penetrometer*. A.S.C.E. Geotechnical Division, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St Louis p. 247-263.
3. CAMPANELLA R.G., GILLESPIE D., ROBERTSON P.K. (1982), *Pore Pressures during cone penetration testing*. ESOPT 2 Amsterdam, vol. 2, p. 507-512.
4. CANOU J. (1987), *Application d'un essai au mini-piezocône à l'étude de la liquéfaction des sables*. Rapport interne CERMES, ENPC, PARIS.
5. JANBU N., SENNESET K. (1974), *Effective stress interpretation of in situ Static Penetration Tests*. Proc. ESOPT STOCKHOLM, vol. 2.2, p. 181-193.
6. JONES G.A., VAN ZYL D.J.A. (1981), *The piezometric Probe — a useful Investigation Tool*. Proc. 10th Int. Conf. S.M.F.E. Stockholm 7/19, p. 489-496.
7. PAREZ L., BACHELIER M., SECHET B. (1976), *Pression interstitielle développée au fonçage des pénétromètres*. Proc. 6^e E.C.S.M.F.E. VIENNE (III/1.35), 533-538.
8. PAREZ L., BACHELIER M. (1981), *C_{vt} , K_h , σ_{cu} déterminés par pénétration statique*. Proc. 10th Int. Conf. S.M.F.E. Stockholm 7/32, p. 553-556.
9. SEED H.B., DE ALBA P. (1986), *Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands*. Specialty Conference Use of in situ Tests in Geotechnical Engineering A.S.C.E. Geotechnical Special Publication, n° 6, p. 281-302.

10. SENNESET K., JANBU N., SVANØ G. (1982), *Strength and deformation parameters from cone penetration Tests*. ESOPT 2 Amsterdam, vol. 2, p. 863-870.
11. SENNESET K., JANBU N. (1984), *Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests*. A.S.T.M. STP 883 Symposium San Diego.
12. SUGAWARA N., CHIKARAISHI M. (1982), *An estimation of ϕ' by using the pore pressure cone penetrometer*. Proc. ESOPT 2 AMSTERDAM, vol. 2, p. 883-888.
13. TAVENAS F., LEROUÉIL S., ROY M. (1982), *The piezocone test in clay : use and limitations*. ESOPT 2 Amsterdam, vol. 2, p. 889-894.
14. TORSTENSSON B.A. (1975), *Pore Pressure Sounding Instrument*. Proc. A.S.C.E. Specialty Conf. Measurement of Soil Properties, North Carolina State Univ. Raleigh, vol. II, p.48-54.

NOUVEAU

Le premier livre
en France consacré
aux ouvrages
souterrains
depuis 20 ans

320 F



**A. Bouvard-Lecoanet
G. Colombet
F. Esteulle**

OUVRAGES SOUTERRAINS

conception, réalisation,
entretien

1988
312 pages — format 17 × 24

La conception puis l'exécution d'un ouvrage souterrain nécessite de la part de l'ingénieur des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des matériaux, des différentes méthodes de construction et des aspects économiques qui s'y rattachent. L'ingénieur doit également intégrer des exigences fonctionnelles liées à la destination de l'ouvrage (tunnels de circulation, galeries hydrauliques, usines souterraines, cavités de stockage...) avec des conditions naturelles souvent difficiles à paramétrer. Or ces dernières jouent, un rôle déterminant qui n'est jamais parfaitement prévisible, d'où l'indispensable interaction entre l'expérience et les supports théoriques. Ce livre présente la synthèse des problèmes qui se posent aussi bien au projeteur qu'à l'entre-

preneur ou au Maître d'Ouvrage. Il fait une large place aux très importants développements réalisés ces dernières années tant dans le domaine des procédés d'excavation que dans celui des approches théoriques et des moyens de calcul, et tente de réconcilier les résultats de ces derniers avec les conclusions de l'empirisme et de l'expérience acquise sur le terrain.

Sommaire

Reconnaitances/Classification des massifs rocheux et prédimensionnement des ouvrages souterrains/Calcul des ouvrages souterrains/Puits et galeries en charge/Creusement/soutènements/Construction/Auscultation/Estimation des coûts/Entretien et réparation des tunnels.

Bon de commande à adresser aux
Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées,
28 rue des Saints-Pères, 75007 Paris

Titres	Prix	Q	Total
Ouvrages souterrains.....	320		
Aide-mémoire d'hydraulique souterraine...	290		
Dynamique des sols.....	260		
Remblais et fondations sur sols compressibles.....	270		
Le renforcement des sols : terres armées et autres techniques.....	650		
Renforcement en place des sols et des roches.....	430		
Total général			

Voici mon adresse professionnelle personnelle

Nom.....

Société.....

Adresse

Code postal..... Ville

Pays

ci-joint mon règlement

à l'ordre de Anciens ENPC Formation Permanente
(la facture justificative sera jointe à la livraison)

évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous

estimation of the risk of failure on a project of embankment on soft soils

J.-P. MAGNAN

Chef de la Division de Géotechnique-Mécanique des Sols 1*

C. MAHDAVI

Docteur-Ingénieur*

Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p. 43-55 (juillet 1988)

Résumé

Les variations des propriétés des sols le long des tracés sont une source d'incertitude et donc de risque pour la stabilité des ouvrages. Cet article décrit la procédure utilisée pour évaluer ce risque sur un tracé de remblai sur sols mous. L'analyse des risques de rupture est réalisée en deux temps. On analyse d'abord les variations des valeurs des propriétés des sols servant au calcul, en utilisant des corrélations et la technique d'interpolation statistique par krigeage développée en géostatistique. Puis on étudie, par la méthode de Monte Carlo, la distribution des coefficients de sécurité calculés dans l'hypothèse de la rupture circulaire de blocs de longueur finie. Cette procédure permet de déterminer la position et la longueur des zones de plus grand risque le long du tracé.

Abstract

The spatial variations of soil properties along a project line are a source of uncertainty, thus of risk, with respect to the stability of structures. This paper describes a procedure for estimating this risk in the case of an embankment on soft soils. The variations of the soil characteristics used for the design are first analyzed, using correlations and the technique of kriging developed in geostatistics. The Monte Carlo method is then used for determining the distribution of the safety factors for circular failure of blocks of limited length. By using this procedure, the location and length of the zones of highest risk can be estimated.

* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58 boulevard Lefebvre 75732 Paris Cédex 15.

1. INTRODUCTION

L'analyse de la stabilité des remblais sur sols mous pose peu de problèmes méthodologiques à l'heure actuelle (MAGNAN et al., 1984. LEROUEIL et al., 1985). L'utilisation des cohésions non drainées mesurées au scissomètre, corrigées en fonction de la plasticité du sol selon la procédure popularisée par BJERRUM (1972), dans des calculs en rupture circulaire, permet de fixer avec précision les hauteurs de remblais que l'on peut mettre en place sans risque de rupture. Dans la pratique française, des coefficients de sécurité de 1,5 sont normalement utilisés, sans que ce choix s'appuie sur une évaluation de probabilité de rupture ; on sait seulement qu'il permet d'éviter les ruptures si les études géotechniques sont bien menées, tandis que des valeurs plus faibles avaient été utilisées dans les cas où des désordres ou des ruptures s'étaient produits.

L'idée de caractériser les risques de rupture des remblais sur sols mous par une probabilité de rupture, et non par un coefficient de sécurité à seuil empirique, est apparue au cours des années 1970, à une époque où différents chercheurs ont tenté d'harmoniser les valeurs des coefficients de sécurité de la mécanique des sols en comparant les probabilités de ruine associées. MAGNAN et BAGHERY (1982) ont passé en revue seize articles consacrés à l'analyse probabiliste de la stabilité des remblais et des pentes au cours de cette décennie et testé sur l'un des remblais du site expérimental de Cubzac-les-Ponts la méthode décrite par ALONSO (1976). Dix autres publications ont été analysées par MAHDAVI (1985). Ces études ont montré (BAGHERY, 1980 ; BAGHERY et MAGNAN, 1983) que la réalisation matérielle de calculs probabilistes était

possible, à condition de disposer de nombreuses données sur les propriétés des sols, mais que les résultats en termes de probabilités de rupture dépendaient beaucoup (trop) des hypothèses arbitraires qu'il faut faire sur les distributions de probabilités des coefficients de sécurité calculés. De plus, l'approche probabiliste était à l'évidence incapable de corriger les effets des erreurs systématiques dans l'estimation des paramètres de calcul, comme celle qui a motivé la correction de BJERRUM en fonction de la plasticité. Tous ces faits nous ont conduits à renoncer provisoirement à appliquer cette méthode d'analyse à d'autres exemples.

L'étude présentée ici a été entreprise peu après la fin des travaux précédents, pour évaluer la possibilité de réaliser des études de risques le long de tracés de remblais sur sols mous. Les ingénieurs chargés de préparer les projets de routes disposent en général d'informations peu denses sur les propriétés des sols le long du tracé à étudier. Quelques dizaines de mètres sont une distance minimale entre les sondages et il leur faut imaginer les propriétés des sols entre les points de mesure. Il existe donc un risque que la portance du sol soit plus faible entre les sondages. Nous avons tenté d'évaluer ce risque en utilisant les outils de la géostatistique. La méthode d'analyse a été appliquée aux données recueillies lors de l'étude géotechnique de l'un des tracés de l'autoroute A 64 dans la basse vallée de l'Adour.

2. PROCÉDURE DE CALCUL

L'analyse probabiliste des ouvrages comporte en pratique deux phases successives de traitement statistique

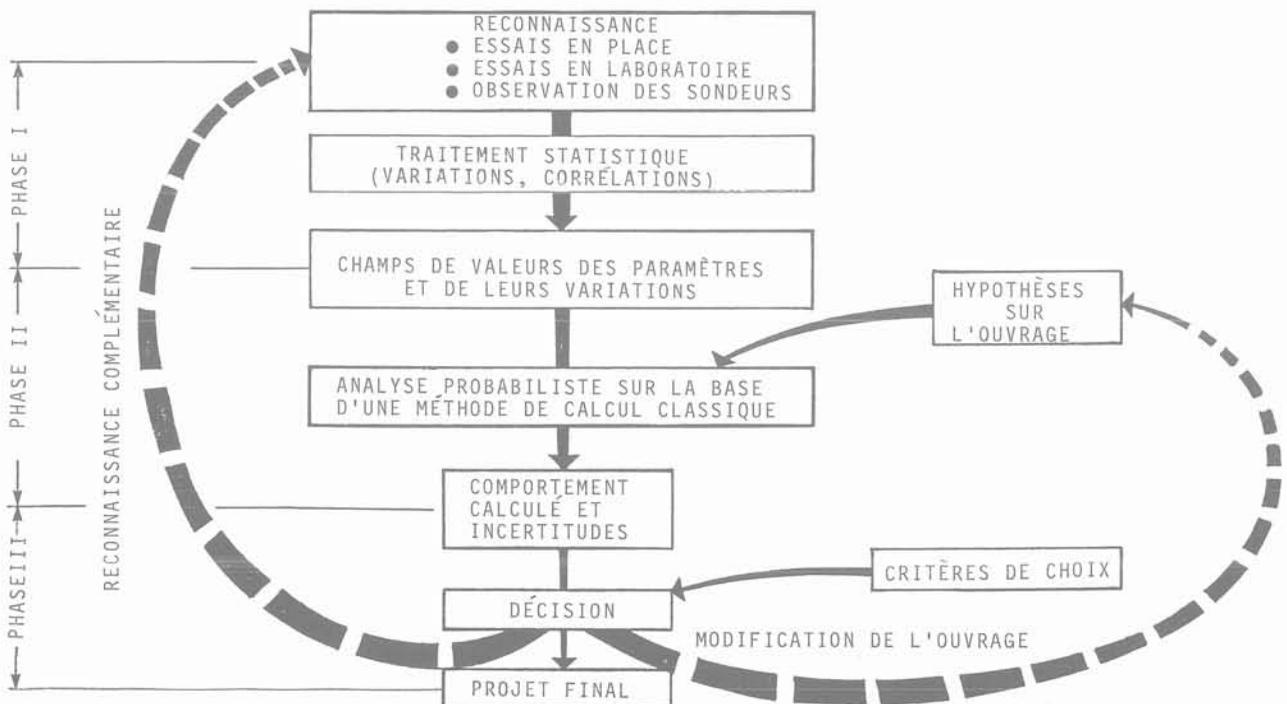


Fig. 1. — Phases du dimensionnement probabiliste d'un ouvrage.

Fig. 1. — Stages of probabilistic design of a structure.

des données puis de calcul probabiliste, suivies d'une phase d'examen des résultats et de décision (fig. 1). Le choix de l'interface entre les deux phases d'analyse, c'est-à-dire de la forme des données géotechniques qui serviront au calcul de l'ouvrage, a une importance primordiale pour la réussite de l'étude. Le champ des valeurs moyennes estimées de chaque propriété dans le massif de sol et le champ des erreurs d'estimation de ces mêmes propriétés en chaque point semblent constituer une bonne base de travail, dans l'état actuel de nos techniques d'analyse.

2.1. Analyse statistique des variations spatiales des propriétés des sols (Phase 1)

La procédure adoptée pour l'analyse des variations spatiales des propriétés des sols dans un massif est analogue dans son principe à la démarche de l'ingénieur qui cherche à tirer le meilleur parti possible des informations disponibles pour un projet : après la réalisation des sondages, essais en place et essais de laboratoire (fig. 2), cet ingénieur essaie de diviser le massif en ensembles homogènes du point de vue :

- de la nature du sol (qui définit ses principes de comportement),
- de ses propriétés physiques et mécaniques,
- de son état.

Lorsqu'il dispose d'un nombre insuffisant de valeurs de certains des paramètres, il peut utiliser des corrélations pour compléter sa description du milieu naturel. C'est souvent le cas dans les projets courants, où l'on a tendance à multiplier les essais en place rapides au détriment des essais mécaniques plus lents et onéreux et où la densité globale des essais reste faible (MAGNAN et al., 1980, conseillent par exemple des densités d'essais en place et de sondages de l'ordre de trente au kilomètre, dans le cas des tracés, et de vingt pour

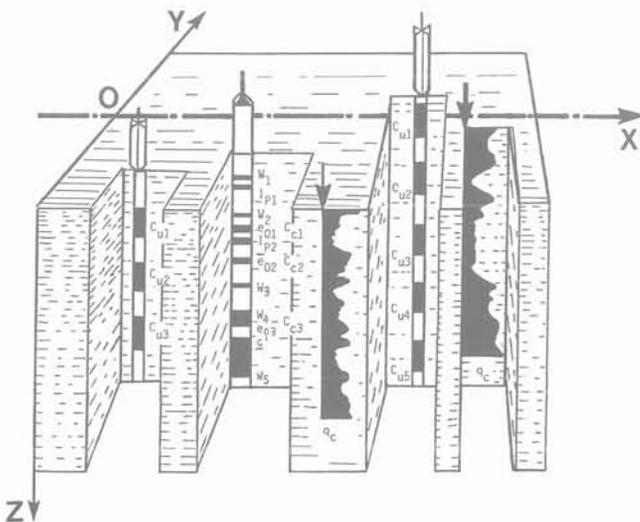


Fig. 2. — Résultats bruts de la reconnaissance géotechnique d'un site.

Fig. 2. — Untreated results of the geotechnical reconnaissance of a site.

vingt-cinq hectares, dans le cas de zones de sols compressibles). L'ingénieur attribue ensuite des valeurs aux paramètres de calcul dans chacun de ces ensembles homogènes.

La procédure que nous avons adoptée comporte les étapes suivantes :

1. Etablissement de cartes des valeurs mesurées de chaque paramètre ;
2. Définition de couches homogènes du point de vue de la géotechnique ;
3. Etude des corrélations entre paramètres à l'intérieur de chaque couche ;
4. Etablissement de la carte des points où au moins un paramètre a été mesuré ;
5. Calcul en chacun de ces points de la valeur des paramètres non mesurés, en utilisant les corrélations ;
6. Etablissement, pour chaque paramètre, d'une carte des valeurs mesurées ou estimées et d'une carte des incertitudes sur ces valeurs (dues aux erreurs de mesure ou à l'utilisation des corrélations) ;
7. Etude de la distribution des incertitudes et de l'influence de la donnée d'informations complémentaires dans les zones où l'incertitude est maximale (ce qui permet d'orienter le choix de reconnaissances complémentaires éventuelles) ;
8. Compte tenu de la méthode d'analyse probabiliste à utiliser, génération des champs de valeurs de calcul des paramètres géotechniques du sol pour des coupes transversales ou longitudinales quelconques.

Sans entrer ici dans le détail des procédures de calcul, on peut indiquer que les corrélations entre paramètres servent uniquement à calculer les valeurs manquantes des paramètres de calcul et l'incertitude associée, et que toutes les méthodes d'analyse conduisant à un résultat explicite (de la forme $Y = f[X_i]$) peuvent être utilisées. Lorsque l'on ne dispose pas de données assez nombreuses pour établir des corrélations locales sur le site du projet, on peut naturellement utiliser des corrélations établies sur d'autres sites, mais l'erreur d'estimation s'en trouve généralement augmentée.

Pour l'interpolation des valeurs mesurées ou estimées par corrélations et le calcul des paramètres géotechniques aux points nécessaires pour le calcul, on utilise les procédures de krigeage développées en géostatistique, l'incertitude sur les valeurs estimées (et éventuellement les erreurs de mesure) étant introduites dans les termes diagonaux des matrices à inverser (voir, par exemple, GUILLAUME, 1977, ou MAGNAN, 1982).

La représentation graphique des champs de valeurs moyennes estimées et des incertitudes (variances ou écarts types) est généralement complexe : pour les paramètres définis dans un espace bidimensionnel (coupe transversale ou longitudinale de l'ouvrage), on peut adopter la représentation de la figure 3, à condition de représenter de façon continue les variations selon une direction et de façon discontinue les variations selon d'autre direction. On peut également donner des tableaux de valeurs aux points servant au calcul, ce qui est moins expressif.

2.2 Analyse probabiliste de la stabilité d'un remblai sur sol mou (Phase 2)

La procédure de calcul des ouvrages, sur la base d'un champ de valeurs probables des paramètres de calcul en chaque point de l'espace et de leur incertitude, est conditionnée par le schéma de calcul déterministe que l'on choisit. Elle est de ce fait différente d'un type d'ouvrage à l'autre et, pour un ouvrage donné, d'une méthode de calcul à l'autre, même si le mode de raisonnement est le même dans tous les cas.

Pour le problème que nous avons étudié, celui de l'incertitude sur la stabilité d'un remblai de très grande longueur construit sur des sols mous, nous avons adopté un schéma de calcul très simple : rupture par rotation d'un cylindre de sol limité par deux surfaces planes. Ce choix, a priori un peu simpliste, a été fait pour plusieurs raisons :

- un des objectifs principaux de notre travail était de chercher à quantifier le risque que l'on prend quand on dimensionne un remblai de très grande longueur sur la base de données géotechniques mesurées seulement en certains points du tracé. La longueur de la zone de rupture dans les remblais sur sols mous peut être plus ou moins grande, mais elle est toujours limitée, ce qui rendait nécessaire d'abandonner le modèle de calcul classique « en rupture circulaire » pour un modèle de calcul où le volume de sol et de remblai concerné par le glissement est limité ;

- comme on ne connaît pas a priori la longueur de la zone de rupture, qui dépend de la longueur sur laquelle la résistance du sol est plus faible et de l'incertitude sur les valeurs estimées de cette résistance, et comme on ne peut faire le calcul de stabilité qu'en testant l'équilibre de cylindres d'axes et de diamètres variés, on savait par avance qu'il faudrait réaliser un très grand nombre de calculs sur ordinateur. Il a paru de ce fait préférable d'adopter un schéma de calcul simple pour limiter le coût des calculs ;

- la structure spatiale des données géotechniques disponibles sur le site où l'on souhaitait appliquer la méthodologie développée ici a conduit d'autre part à admettre que la résistance du sol variait en profondeur par couches d'épaisseur constante, qu'elle ne dépendait pas de la distance horizontale à l'axe du remblai et qu'elle restait constante par tronçons de 50 m le long de l'axe du remblai. Ces hypothèses rendaient particulièrement intéressant le choix de surfaces de rupture cylindriques à extrémités planes, car elles permettent de séparer dans le calcul les paramètres géométriques, supposés connus sans incertitude, et les paramètres de résistance du sol, sur lesquels porte l'incertitude.

La démarche adoptée a donc consisté à :

- calculer les coefficients géométriques de toutes les surfaces de rupture envisageables, que l'on stocke dans la mémoire de l'ordinateur,
- analyser l'incertitude sur la stabilité en utilisant la méthode de Monte Carlo : génération d'un grand nombre de valeurs de la résistance du sol dans chaque

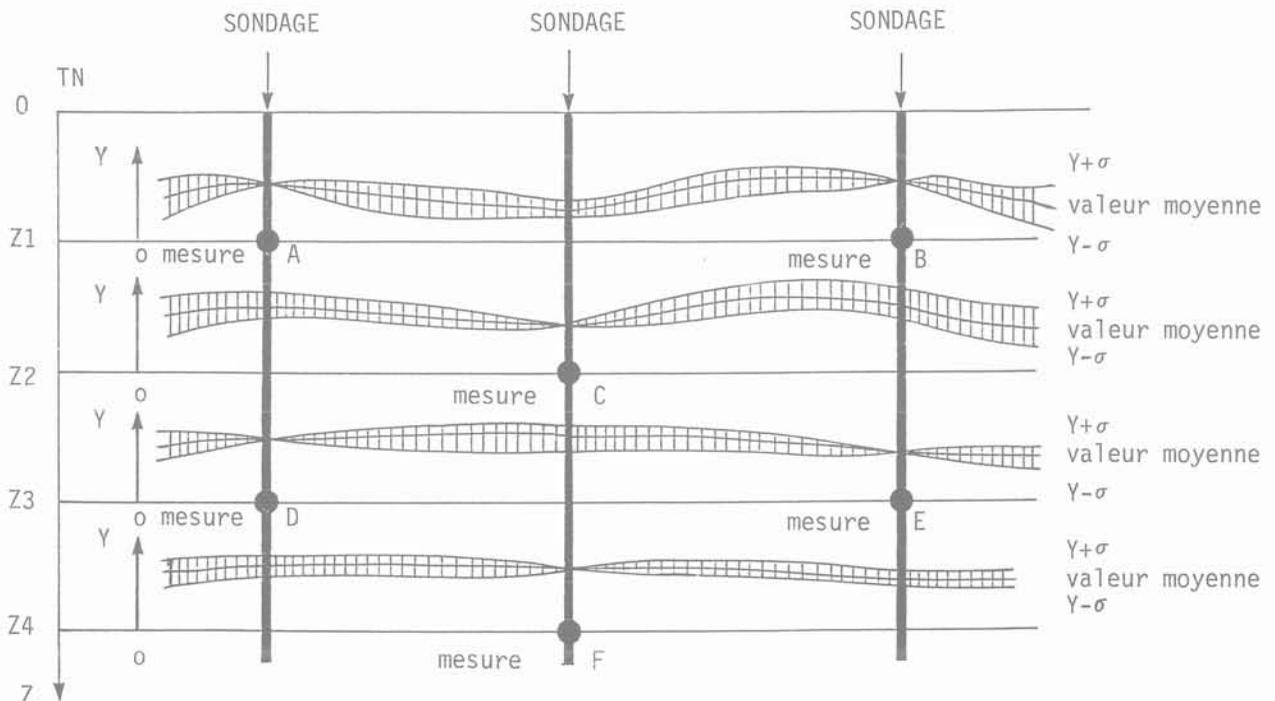


Fig. 3. — Représentation des variations spatiales estimées des propriétés d'un sol (on a supposé que les valeurs mesurées étaient exactes, sans erreur de mesure).

Fig. 3. — Representation of the estimated spatial variations of the properties of a soil (the measured values were assumed to be exact, without measurement errors).

volume élémentaire (couche d'épaisseur connue, de longueur connue et de largeur infinie), calcul de stabilité pour chaque ensemble de valeurs de la résistance, analyse statistique des valeurs calculées du coefficient de sécurité.

2.3. Procédure de décision (Phase 3)

Une fois que l'on a calculé l'incertitude sur les résultats des calculs de dimensionnement de l'ouvrage, il faut décider si l'on accepte le risque estimé, si l'on veut diminuer ce risque en diminuant le niveau de sollicitation du sol (d'où un nouveau calcul, avec une nouvelle géométrie du remblai) ou si l'on veut limiter le risque en diminuant l'incertitude sur les propriétés géotechniques des sols (d'où des essais en place ou sondages supplémentaires et la reprise des phases 1 et 2 de l'étude).

Ce processus de décision, que l'on peut formaliser en termes de la théorie de la décision, n'a pas été abordé dans cette étude.

3. ANALYSE DES DONNÉES

Les méthodes utilisées pour l'analyse des résultats des essais en place et en laboratoire sont simples et laissent une place à l'intervention de l'ingénieur à certains stades de la procédure, notamment pour la définition des couches « homogènes » à l'intérieur desquelles on établira des corrélations. Ce mélange de calculs automatiques et d'interventions humaines a été voulu dès le lancement de cette étude ; il est rendu possible par la structure du système d'analyse développé à cette fin, qui s'appuie sur des logiciels existants et représente sur écran graphique les distributions des valeurs mesurées ou estimées des paramètres à chacune des étapes de l'analyse.

Le logiciel BLUEPACK-3D, développé par le Centre de Géostatistique et de Morphologie Mathématique de l'École Nationale Supérieure des Mines de Paris, a été utilisé pour effectuer l'interpolation statistique par krigeage des données mesurées lors de la reconnaissance. La version dont disposait le L.C.P.C. à l'époque ne permettait pas d'effectuer des analyses par cokrigeage, en analysant simultanément les variations de deux paramètres, de sorte que nous avons développé en préalable au krigeage une procédure d'analyse des corrélations entre les paramètres mesurés du sol, afin de compléter par des valeurs déduites des corrélations le champ des valeurs mesurées des paramètres utilisés pour le calcul de la stabilité du remblai.

Les procédures informatiques d'analyse des données comportent quatre étapes :

— on constitue d'abord le fichier des données expérimentales, qui comprend les informations suivantes :

- le nombre de sondages,
- l'abscisse de chaque sondage par rapport à l'origine du tracé,
- le nombre de points de mesures,
- les cotes des points de mesure et la valeur de la caractéristique mesurée,

- la position de l'axe et la profondeur maximale de chaque sondage ;

— on lance ensuite l'exécution du programme P1, qui a pour rôle la visualisation des sondages et l'établissement de la carte de la reconnaissance géotechnique. Ce programme offre différentes options d'échelles verticales et horizontales. Il permet également de définir de façon interactive les limites des couches qui seront considérées comme homogènes pour la suite de l'analyse ;

— le programme P2 étudie d'abord les corrélations entre les valeurs des paramètres, à l'intérieur des couches définies à l'étape précédente, puis il génère les valeurs manquantes des paramètres de calcul en se servant des données disponibles et des corrélations obtenues. Ensuite, il établit la carte des valeurs mesurées ou estimées par les corrélations. Ce programme a été établi pour analyser les corrélations de deux paramètres, compte tenu de l'application envisagée : la cohésion non drainée et la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique (en fait, on a utilisé la valeur moyenne des résistances de pointe sur une hauteur de 8 cm, correspondant à la hauteur du moulinet du scissomètre). Il pourrait être facilement étendu au cas

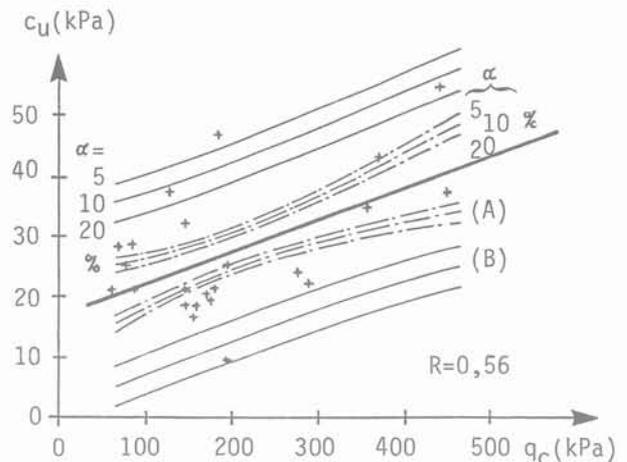


Fig. 4. — Exemple de corrélation dans une couche : (A) — intervalles de confiance de $E[c_u](q_c)$ et (B) — intervalles de génération des valeurs de c_u pour différentes valeurs de α .

Fig. 4. — Example of correlation within a layer : (A) — confidence intervals of $E[c_u](q_c)$ and (B) — intervals used for generating c_u values for various values of α

des relations de plusieurs paramètres. La technique d'analyse statistique utilisée est la régression linéaire simple, telle que décrite dans tous les ouvrages de référence sur les statistiques (BENJAMIN et CORNELL, 1970 ; LEBART et FÉNELON, 1973). Le calcul fournit la relation linéaire entre les deux paramètres analysés, le coefficient de corrélation, la variance des résidus et l'intervalle de confiance de l'espérance de la cohésion non drainée $E[c_u]$ pour une valeur donnée q_c de la résistance de pointe (fig. 4). Pour la génération des valeurs de la cohésion non drainée, on a déterminé la valeur de la résistance de pointe aux points considérés, puis on a utilisé la relation linéaire pour déterminer l'espérance de la cohésion non drainée, puis on a estimé l'intervalle de confiance de cette valeur pour un

niveau de confiance donné, comme indiqué sur la figure 5. Ce sont ces intervalles de confiance qui ont été utilisés pour décrire les erreurs d'estimation des valeurs de la cohésion non drainée déduites des corrélations ;

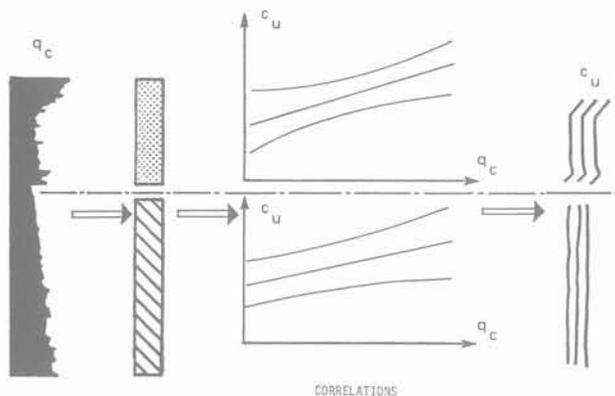


Fig. 5. — Procédure de génération d'un profil de cohésion non drainée c_u à partir d'un profil de résistance de pointe q_c .

Fig. 5. — Procedure used for generating an undrained shear strength profile (c_u) from a cone resistance profile q_c .

— le programme P3 est « BLUEPACK », qui est utilisé pour générer de façon systématique les profils de calcul manquants à partir des valeurs mesurées ou estimées par corrélations. La génération des valeurs de la cohésion non drainée s'effectue par krigeage ponctuel, en évaluant simultanément l'incertitude correspondant à l'estimation. Les incertitudes sont représentées en fin de calcul sous forme de cartes. Les bases théoriques de la géostatistique et du krigeage ont été décrites, par exemple, par GUILLAUME (1977), JOURNEL (1977) et DELFINER (1979). La procédure d'interpolation par krigeage comporte trois étapes principales :

- étude de la structure spatiale des variations des données et choix d'un modèle de variogramme adéquat,
- calcul des variances de l'erreur à partir de ce modèle,
- inversion du système matriciel et calcul des valeurs estimées en chaque point. Ces valeurs de la cohésion non drainée et des écarts types correspondants sont stockées dans un fichier de résultats, qui constitue l'interface de la phase d'analyse des données avec la phase d'analyse probabiliste.

4. MÉTHODE D'ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN REMBLAI DE GRANDE LONGUEUR

L'analyse des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous a été effectuée par la méthode de Monte Carlo, qui nécessite une méthode de calcul déterministe pour chacun des calculs élémentaires. La méthode de calcul déterministe utilisée pour l'analyse de la stabilité du remblai est une extension de la méthode de calcul

des remblais sur sols mous à court terme, en rupture circulaire. La stabilité est analysée à court terme, en contraintes totales. Dans le sol, la résistance au cisaillement est égale à la cohésion non drainée (sans correction de plasticité, donc avec un biais qui interdit en définitive de calculer des probabilités de rupture absolues). Comme indiqué précédemment, on a choisi d'étudier la stabilité de cylindres de sol et de remblai limités par deux surfaces planes verticales (fig. 6). Ce

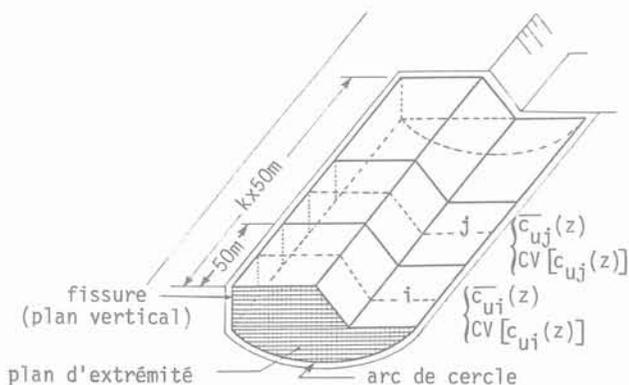


Fig. 6. — Schéma de calcul de la stabilité du remblai.

Fig. 6. — Failure mechanism for the stability analysis of the fill.

choix est fidèle à l'expérience de la construction des remblais sur sols mous, qui ont toujours des ruptures d'extension limitée. Dans le remblai, on admet le cylindre se prolonge par une fissure verticale, sur laquelle la résistance au cisaillement est nulle, ce qui simplifie les calculs. Le paramètre utilisé pour caractériser la stabilité du remblai est le coefficient de sécurité classique qui, dans le cas de la rupture circulaire, est le rapport du moment résistant du massif au moment moteur. Ce coefficient de sécurité est fonction de la géométrie, du poids volumique, des paramètres de résistance du massif de sol et des forces extérieures (ici, les forces de pesanteur. Le calcul et l'étude de la variation des charges appliquées au remblai n'entrent pas dans le cadre de cette étude).

Chacun de ces paramètres est affecté d'une incertitude liée au processus de mesure utilisé pour le déterminer. Les études antérieures sur la variabilité de ces paramètres ont montré que la cohésion non drainée est le paramètre qui possède la plus grande variabilité naturelle et donc la plus grande influence sur les risques de rupture. Nous avons décidé pour cette raison de considérer tous les autres paramètres de calcul comme déterministes.

S'agissant d'une étude exploratoire, nous n'avons pas cherché à mettre au point une procédure de calcul générale et la description de la résistance au cisaillement du sol est adaptée aux données disponibles sur l'un des tracés de l'autoroute A 64 dans la basse vallée de l'Adour. Pour cette étude géotechnique, la maille de reconnaissance avait une structure multiple de 50 m le long de l'axe du tracé, de sorte que l'on ne dispose pas d'informations sur la variabilité des cohésions non drainées sur de plus faibles distances. Nous avons donc admis que la cohésion non drainée était constante à

chaque profondeur sur chaque section de 50 m de longueur et que les cylindres dont la rupture serait étudiée auraient des longueurs multiples de 50 m. Pour chaque section de 50 m, on dispose de la valeur moyenne et du coefficient de variation de la cohésion non drainée à différentes profondeurs dans le sol. Ces valeurs ont été obtenues dans la section située au milieu de chaque tronçon, par krigeage des valeurs mesurées dans les sondages de reconnaissance géotechnique et des valeurs générées par corrélations, comme indiqué précédemment. On admit que la distance d'autocorrélation suivant l'axe du remblai était inférieure à 50 m. De cette façon, les valeurs obtenues par krigeage dans deux sections successives sont indépendantes. L'analyse de la stabilité s'effectuant à trois dimensions, on tient compte de la participation au moment résistant de la résistance mobilisée sur les extrémités de la surface de rupture potentielle.

Compte tenu du très grand nombre de calculs à réaliser, le calcul de stabilité a été structuré de façon particulière, afin d'éviter de recalculer de nombreuses fois les coefficients géométriques des valeurs de la cohésion non drainée : pour une géométrie donnée de la surface de rupture, on considère le moment résistant comme une fonction linéaire de toutes les valeurs de la cohésion non drainée sur la surface de rupture. Les coefficients de cette fonction linéaire dépendent uniquement de la géométrie et sont calculés une seule fois avant le début des séries de calculs de la méthode de Monte Carlo. Cette méthode d'analyse limite beaucoup la durée des calculs, mais elle demande des capacités de stockage en mémoire très importantes.

Pour l'analyse probabiliste par la méthode de Monte Carlo, on procède de la façon suivante :

— on se donne une loi de distribution du paramètre aléatoire (c_u). Pour l'exemple présenté plus loin, une loi bêta a été utilisée ;

— on génère des ensembles de valeurs aléatoires du paramètres de calcul, conformément à la loi de distribution choisie ;

— on calcule, pour chaque ensemble de valeurs de la cohésion non drainée dans les différentes sous-couches du sol, le coefficient de sécurité F ;

— on analyse la distribution des valeurs minimales de F dans les différents calculs réalisés.

Toutes ces opérations sont réalisées par le programme P4, qui gère les opérations élémentaires d'un grand nombre de sous-programmes. Le programme P5 analyse les résultats des calculs réalisés par le programme P4 et les représente graphiquement, sur l'écran et sur table traçante.

Le résultat final de l'analyse probabiliste est une série de figures du type de la figure 7, qui donne la valeur de la probabilité que le coefficient de sécurité F soit inférieur à un certain seuil β , pour toutes les combinaisons testées de la position et de la longueur de la zone de rupture. Chaque zone de rupture potentielle (de longueur multiple de 50 m) est décrite par l'abscisse x_c de son début par rapport à l'origine du tracé et par sa longueur L_c .

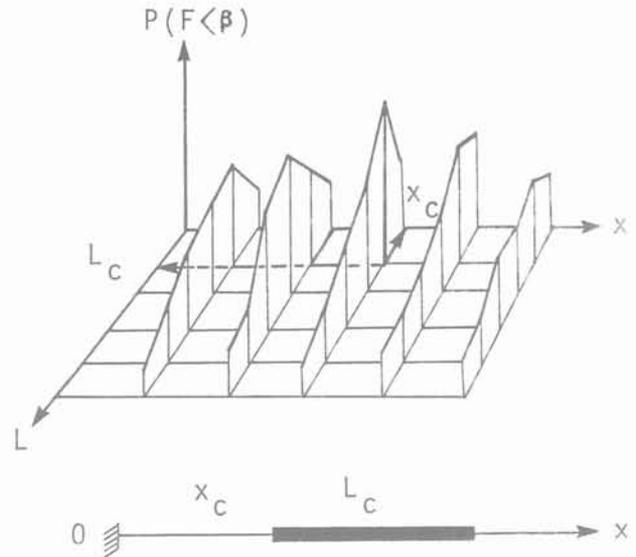


Fig. 7. — Résultat de l'analyse : probabilité que $F < \beta$ en fonction de la position et de la longueur de la zone de rupture.

Fig. 7. — Result of the analysis : probability of $F < \beta$ as a function of the location and length of the failed fill section.

5. APPLICATION A L'ÉTUDE D'UN TRACÉ DANS LES BARTHES DE L'ADOUR

5.1. Le site

La section « Bayonne-Peyrehorade » du projet de l'Autoroute A 64 « La Pyrénéenne » étudiée en 1978 (fig. 8) est longue de plus de 28 km et présente des difficultés exceptionnelles sur près de 24 km. Les problèmes rencontrés proviennent d'une part de la traversée sur plus de 20 km de sols compressibles dont l'épaisseur varie de 25 à 40 m, et d'autre part de la traversée de versants instables sur 4 km. Pour étudier les problèmes posés par la réalisation de cette section d'autoroute, une vaste campagne de reconnaissance géotechnique a été réalisée par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux, avec l'appui du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et des Laboratoires Régionaux d'Angers, Rouen, Saint-Brieuc et Toulouse. Cette campagne de reconnaissance a comporté :

— la construction de trois remblais expérimentaux (MAGNAN et al., 1987),

— la reconnaissance systématique de l'ensemble du tracé au moyen d'essais in place et d'essais de laboratoire, de façon à permettre le calcul de la stabilité et du tassement des remblais, et le choix des dispositions particulières à prévoir pour la construction.

La section analysée ici est située sur la rive gauche de l'Adour, entre les pk 18,80 et 20,70. On peut y distinguer quatre grandes couches de sols compressibles (fig. 9) :

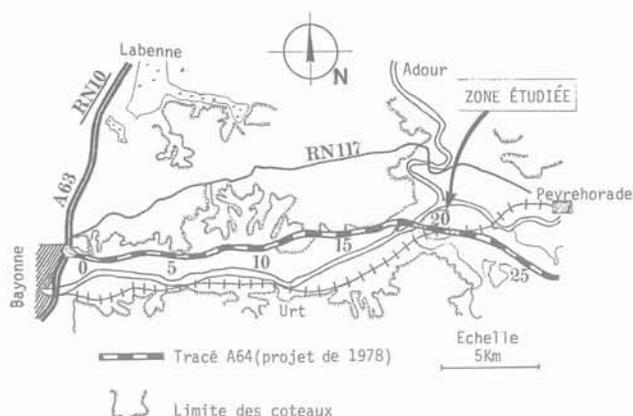


Fig. 8. — Position du tracé étudié dans la basse vallée de l'Adour.

Fig. 8. — Location of the studied embankment in the lower Adour Valley.

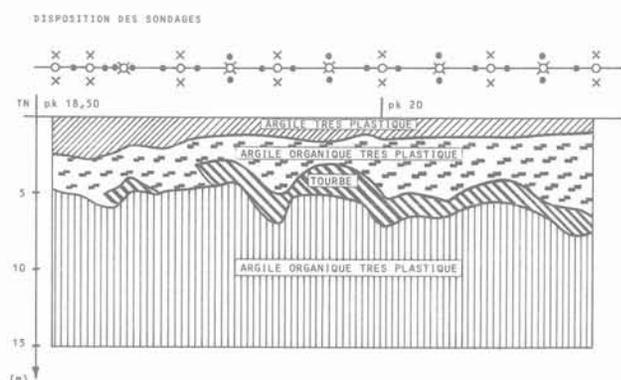


Fig. 9. — Coupe géotechnique longitudinale de la section étudiée.

Fig. 9. — Longitudinal geotechnical profile of the studied section.

— des argiles très plastiques surconsolidées en surface (1 à 2 m d'épaisseur),

— des limons tourbeux, localement remplacés par des sols organiques très plastiques sur 2 à 5 m d'épaisseur,

— des tourbes marron foncé d'épaisseur comprise entre 0,3 et 2 m,

— des sols organiques très plastiques peu consistants, sur 5 à 18 m d'épaisseur, suivant les endroits. Ces alluvions fines très compressibles, d'épaisseur totale voisine de 20 m, reposent sur des terrains frottants (argiles sableuses, sables ou graves), lesquels surmontent le substratum marneux.

La reconnaissance géotechnique a été organisée selon un maillage répétitif (fig. 10) comportant des prélèvements d'échantillons intacts au carottier à piston stationnaire sur toute l'épaisseur de la couche compressible, des essais au scissomètre de chantier et des sondages au pénétromètre statique à pointe électrique. On dispose donc d'un très grand nombre de données sur les propriétés des sols sur ce tracé, ce qui nous a permis de tester la méthode d'analyse statistique et probabiliste décrite dans ce qui précède.

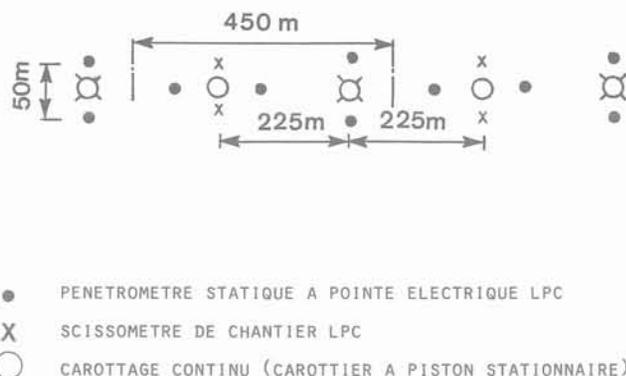


Fig. 10. — Structure de la reconnaissance géotechnique.

Fig. 10. — Structure of the geotechnical reconnaissance.

5.2. Application de la procédure d'analyse statistique

Comme les résultats des essais au scissomètre de chantier et les sondages pénétrométriques n'étaient disponibles que sous forme écrite, la première étape de l'analyse statistique a consisté à enregistrer les résultats de 17 sondages pénétrométriques (P22 à P40) et de 13 sondages scissométriques (pour les sondages symétriques par rapport à l'axe du tracé, on a calculé la valeur moyenne des cohésions mesurées à chaque profondeur, ce qui réduit le nombre total des sondages analysés à 9), ce qui est un travail assez laborieux, notamment pour les sondages au pénétromètre.

On a ensuite procédé de la façon suivante :

— on a représenté les sondages sur l'écran du terminal graphique à une échelle de réduction convenable et on a obtenu une carte de reconnaissance géotechnique. La figure 11 montre l'apparence de l'écran (en réalité, tous les sondages sont représentés sur la même figure). On a distingué deux couches d'après les valeurs mesurées de la cohésion drainée et de la résistance de pointe, compte tenu aussi de la nature des sols (fig. 9) : une couche de surface de 5 m d'épaisseur, assez hétérogène, et une couche sous-jacente de sols organiques plus homogènes ;

— pour chacune des couches, on a déterminé la corrélation entre la cohésion non drainée c_u et la résistance de pointe q_c , et l'on a représenté sur l'écran la relation linéaire obtenue, l'intervalle de confiance de $E[c_u]$ pour un niveau de confiance de $\alpha = 5\%$ et l'intervalle de génération des valeurs de c_u (qui tient compte de la variance des résidus et de l'intervalle de confiance sur $E[c_u]$). Ces courbes sont représentées sur la figure 12 ;

— à l'intérieur de chaque couche, on a utilisé ces corrélations pour compléter la description du site en générant des profils de cohésion non drainée, tous les 50 cm de profondeur, au droit des sections où l'on disposait des mesures pénétrométriques, et on a estimé l'incertitude correspondante. On a établi ainsi la carte des valeurs de c_u mesurées ou estimées par corrélation (fig. 13) ;

— l'étape suivante a consisté à générer les profils de cohésion non drainée pour toutes les sections de calcul,

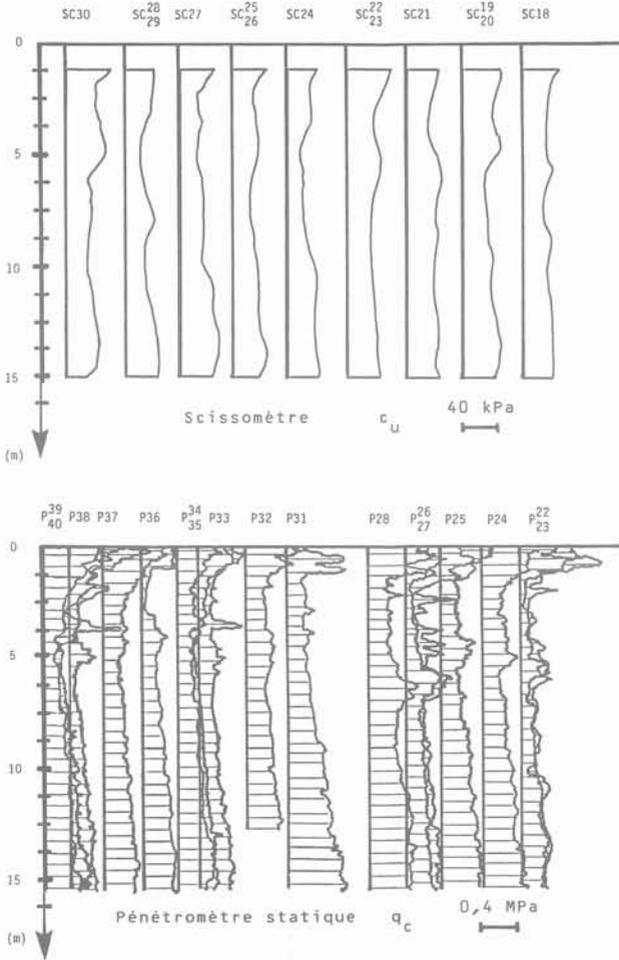


Fig. 11. — Carte des résultats de la reconnaissance géotechnique (scissomètre, pénétromètre statique).

Fig. 11. — Representation of the results of the geotechnical reconnaissance (vane test, static penetration test).

espacées de 50 m. Les valeurs de la cohésion non drainée tous les 50 cm de profondeur ont été obtenues par krigeage ponctuel, comme indiqué plus haut.

5.3. Analyse de la stabilité

L'analyse statistique des propriétés des sols ayant permis d'établir une carte des valeurs de la cohésion non drainée mesurées ou estimées, on a pu étudier l'incertitude sur la stabilité calculée du remblai sur une section de 550 m de longueur du tracé, en utilisant la procédure décrite précédemment. La longueur étudiée a été limitée à 550 m pour limiter l'occupation de la mémoire de l'ordinateur. On a d'autre part modifié légèrement la structure spatiale des données, afin de restreindre le volume des calculs, tout en testant tous les aspects de la méthode d'analyse.

Dans la zone du tracé étudiée, le projet prévoyait la construction en deux phases d'un remblai de 8 m de hauteur, avec des banquettes latérales. Nous avons choisi pour simplifier d'étudier un remblai de 6 m de

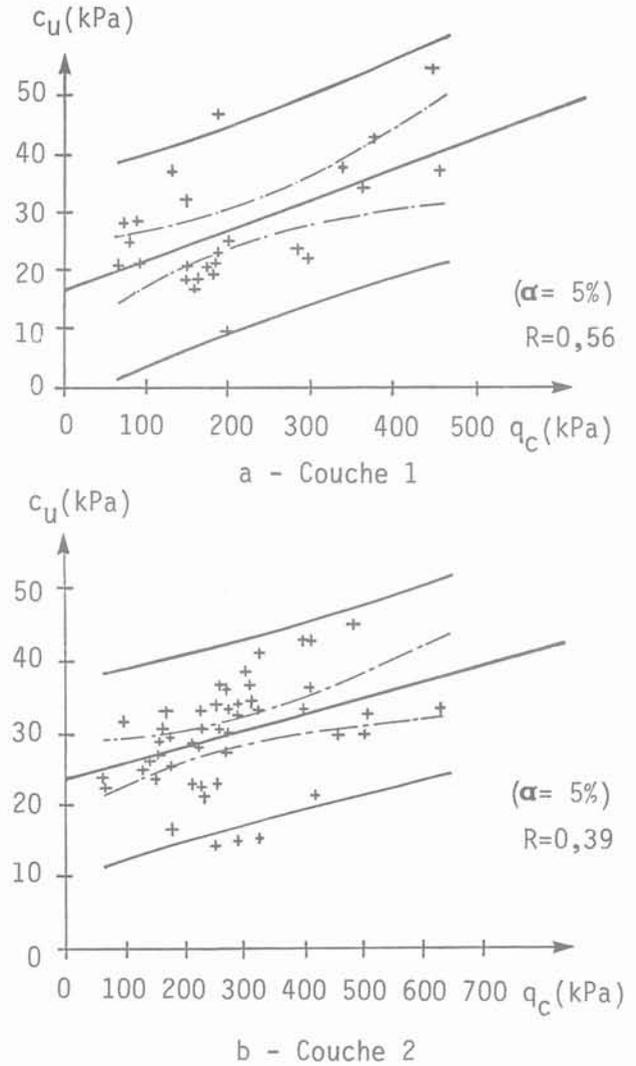


Fig. 12. — Corrélations entre c_u et q_c .
Fig. 12. — Correlations between c_u and q_c .

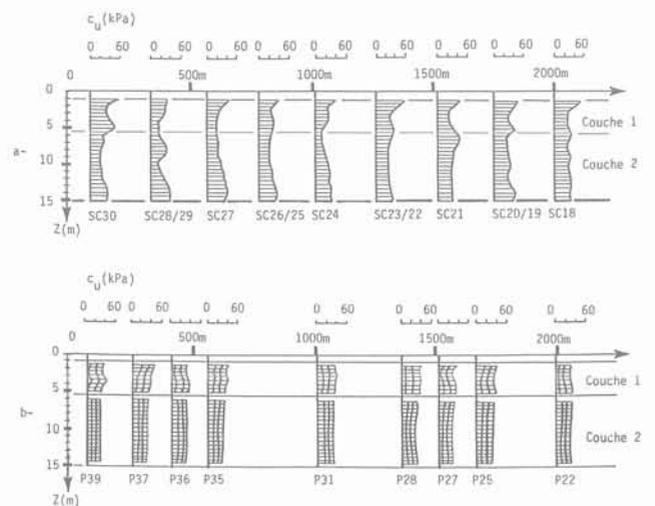


Fig. 13. — Valeurs de c_u mesurées (a) et obtenues par corrélations (b).
Fig. 13. — c_u values from vane tests (a) and from correlations (b).

hauteur, sans banquettes latérales, construit en une seule phase sur une couche de sols mous d'épaisseur limitée à 8 m. Ce remblai a les caractéristiques suivantes (fig. 14).

- largeur en tête 25 m,
- largeur en pied 49 m,
- pente des talus 1/2,
- poids volumique 20 kN/m³.

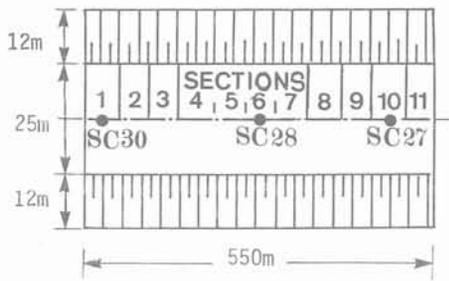
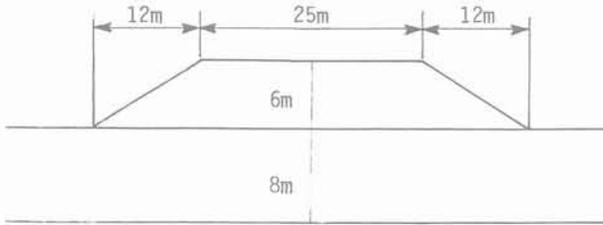


Fig. 14. — Géométrie du remblai et découpage pour le calcul.

Fig. 14. — Geometry of the fill and sections used in the analysis.

Le tronçon de remblai analysé a été découpé en 11 sections de 50 m de longueur (fig. 14). Les valeurs de la cohésion non drainée tous les 50 cm de profondeur dans chacune de ces sections sont représentées sur la figure 15. Ces profils de cohésion non drainée ont été estimés par krigeage. Dans les sections 1, 6 et 10, on disposait de valeurs mesurées de la cohésion non drainée tous les mètres de profondeur. On observe que le krigeage a permis de retrouver ces points de mesure et de générer les valeurs intermédiaires, ainsi que leurs variances (la figure 15 représente les valeurs moyennes et les écarts types). Cependant, dans la croûte superficielle, on ne disposait pas d'informations sur les valeurs de la cohésion non drainée et l'on a fait l'hypothèse que cette couche avait les mêmes propriétés qu'à un mètre de profondeur. D'autre part, compte tenu de la méthode de calcul utilisée, qui considère des couches de 50 cm d'épaisseur où la résistance et son écart type sont constants, on a supposé le remblai construit après l'excavation d'une couche de 25 cm d'épaisseur, ce qui permet de ramener les mesures effectuées tous les mètres au milieu des couches du sol.

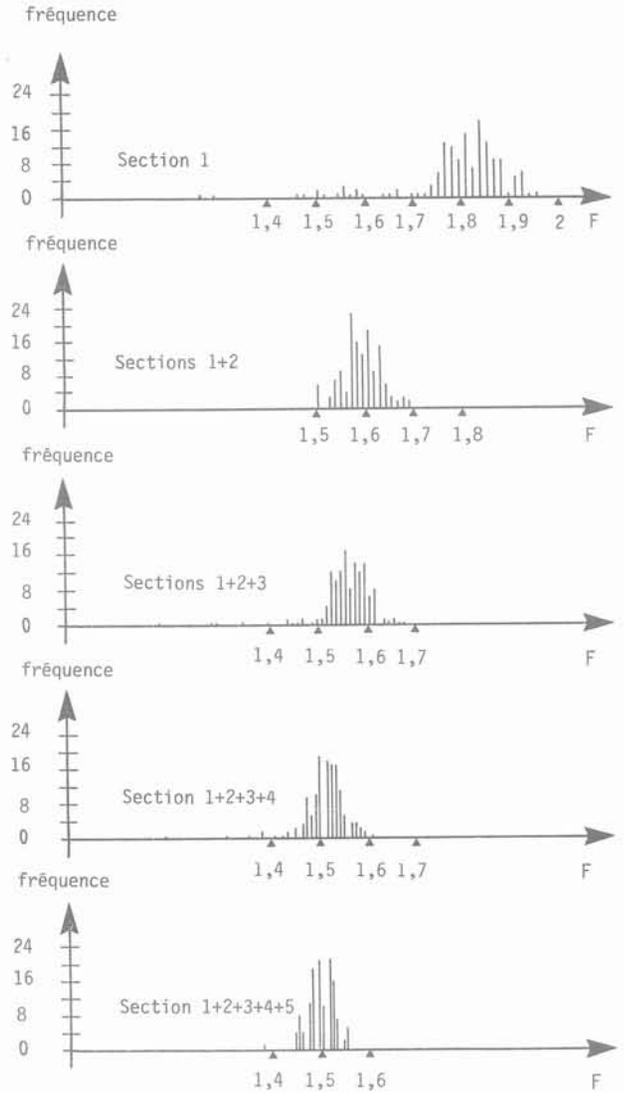


Fig. 16. — Histogrammes des coefficients de sécurité calculés.

Fig. 16. — Histograms of the computed safety factors.

Pour l'analyse probabiliste de la stabilité du remblai, on a effectué 150 analyses de stabilité complètes de la zone étudiée, pour 150 ensembles de valeurs de la cohésion non drainée générées sur la base des valeurs moyennes et écarts types estimés par krigeage, pour une loi de distribution bêta de paramètres $\alpha = 1$, $\beta = 5$, avec un niveau de confiance de 95 %. Pour limiter l'occupation de la mémoire de l'ordinateur, on a décidé de limiter le balayage des tronçons et d'analyser la stabilité du remblai par zones constituées de cinq tronçons au plus. Malgré ces limitations, on a calculé 1 745 750 coefficients de sécurité, pour toutes les surfaces de rupture envisageables (axe du cylindre, rayon du cercle limitant le cylindre, longueur du cylindre). Ce chiffre élevé justifie a posteriori les simplifications faites dans cette étude. Les valeurs minimales des coefficients de sécurité de chacun des 150 calculs ont été représentées sous forme d'histogrammes, pour les différentes longueurs et positions de la zone de rupture étudiées (figure 16).

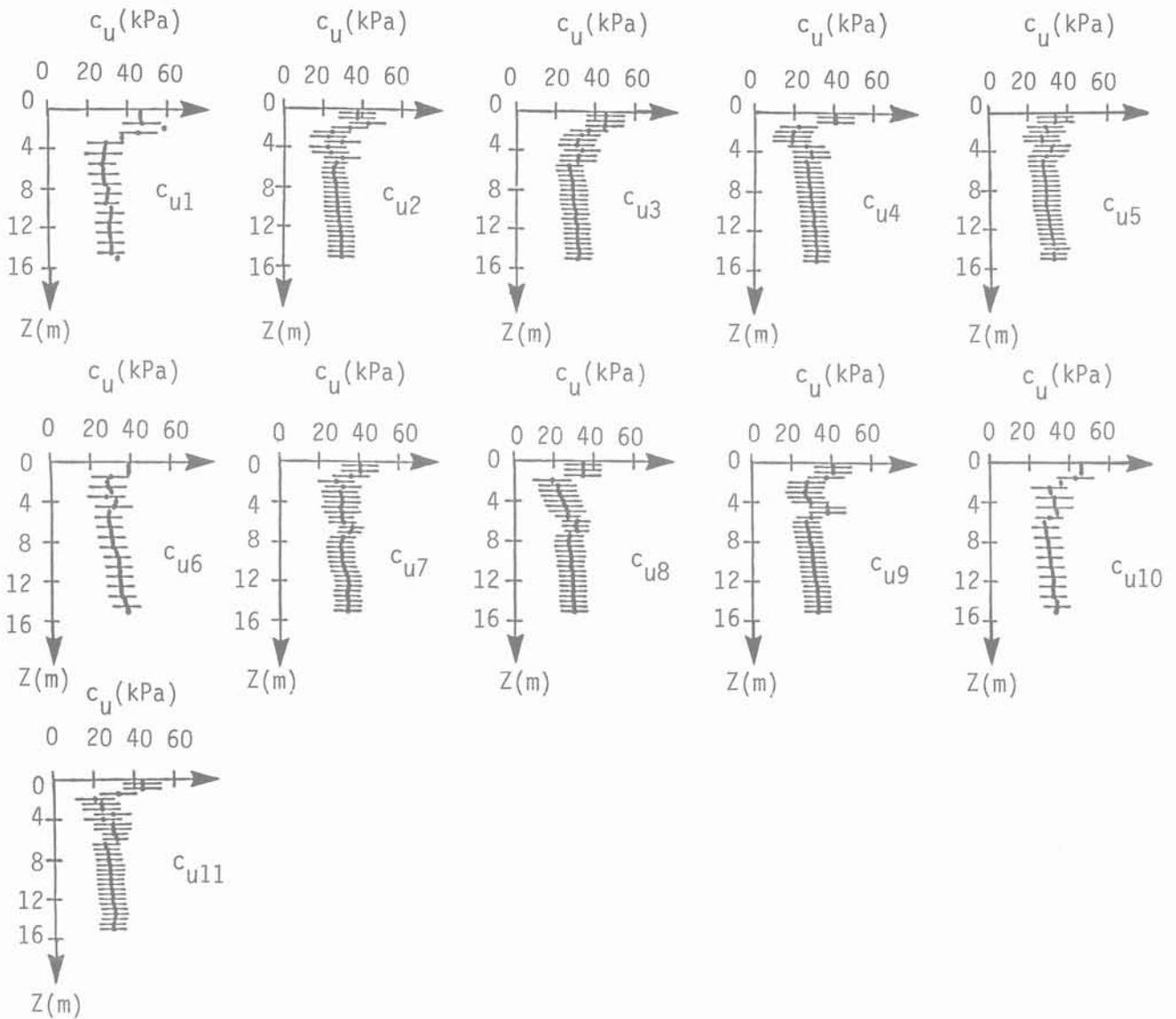


Fig. 15. — Données du calcul obtenues par krigeage.
 Fig. 15. — Design values obtained by kriging.

On a analysé ensuite les probabilités que le coefficient de sécurité calculé soit inférieur à quatre seuils $\beta = 1,4 - 1,5 - 1,6 - 1,7$, pour chaque section ou combinaison de sections du remblai. Les résultats sont représentés sur la figure 17, pour $\beta = 1,5$. Cette figure fait ressortir des zones de rupture préférentielle, avec plusieurs maxima locaux. Néanmoins, il est impossible de tirer des conclusions plus précises sur la stabilité réelle de ce remblai car la méthode de calcul tridimensionnel utilisée n'a pas été testée sur des ruptures de remblais réels et l'on ne connaît pas la valeur réelle du coefficient de sécurité à la rupture pour des cohésions non drainées mesurées au scissomètre sans correction en fonction de la plasticité du sol.

6. COMMENTAIRES

L'étude statistique et probabiliste décrite dans cet article a laissé à ses auteurs des impressions ambiguës, car elle montre à la fois que la détection des zones de plus grands risques le long d'un tracé de remblais sur sols mous est possible (ou qu'en tous cas il sera possible d'améliorer suffisamment les méthodes d'analyse pour pouvoir effectuer des analyses de risques sur une base statistique et probabiliste satisfaisante), mais aussi qu'il faut tant de données sur les propriétés mécaniques des sols du site, avec une structure spatiale adaptée, qu'il est peu probable que de telles données soient jamais disponibles en pratique.

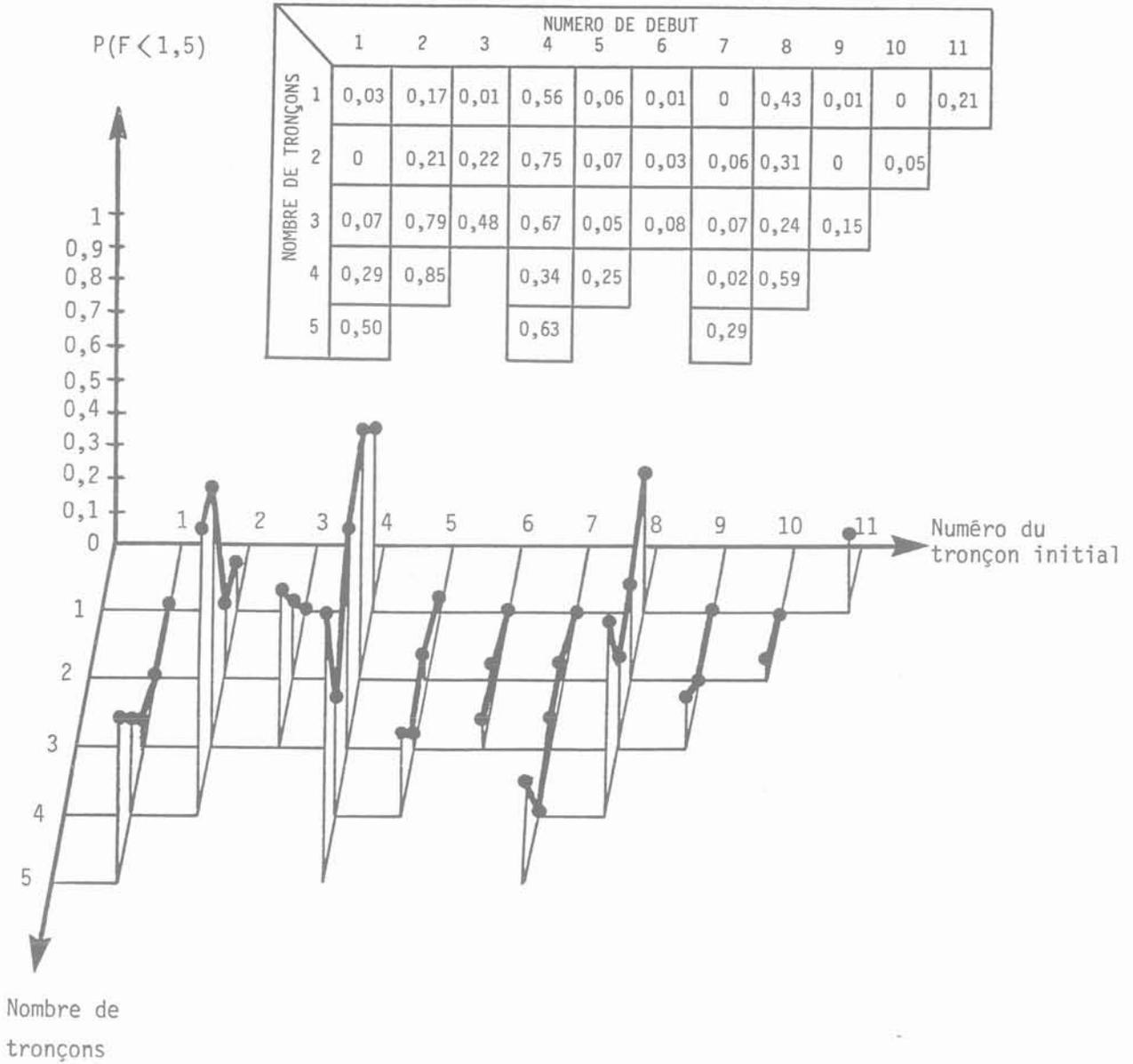


Fig. 17. — Résultats de l'étude : Prob [F < 1,5].
 Fig. 17. — Results of the analysis : Prob [F < 1.5].

Au plan des méthodes d'analyse statistique, la démarche adoptée est très simple, puisque l'on n'a utilisé que des régressions linéaires et du krigeage ponctuel. Il est possible que des techniques telles que le cokrigeage puissent améliorer la qualité de l'interpolation des paramètres de calcul entre les points de mesure, l'idéal étant que l'on puisse traiter simultanément les variations dans l'espace de toutes les caractéristiques mesurées du sol le long du tracé étudié... A notre connaissance, ces travaux restent à entreprendre. En fait, l'efficacité des analyses statistiques n'est pas uniquement liée aux méthodes d'analyse utilisées : les données disponibles doivent être adaptées à un traitement statistique des variations spatiales, ce qui n'était pas vraiment le cas sur le tracé étudié, malgré les

apparences. Sur le tracé de l'autoroute A 64 dans les Barthes de l'Adour étudié en 1978, la reconnaissance avait été structurée de façon traditionnelle, en répartissant les sondages au scissomètre de façon régulière, pour avoir une idée des variations de la cohésion non drainée sur l'axe du tracé et sous les bords du remblai, les sondages au pénétromètre venant confirmer l'homogénéité des sols entre les sondages au scissomètre. Cette implantation des sondages a gêné l'établissement des corrélations car il a fallu considérer comme voisins des sondages distants de 10 à 20 m ; la mauvaise qualité des corrélations provient sans doute pour partie de l'espacement des mesures corrélées. La réalisation d'un certain nombre de sondages voisins pour établir les corrélations entre paramètres peut être conseillée si

l'on veut appliquer efficacement cette méthode d'analyse sur d'autres sites. D'autre part, il serait intéressant d'étudier également les variations des propriétés des sols perpendiculairement à l'axe du tracé, puisque les remblais autoroutiers ont couramment des largeurs à la base de l'ordre de 50 m.

Un autre aspect important de cette analyse statistique est le volume considérable des données qu'il faut manipuler et stocker simultanément dans la mémoire de l'ordinateur. Cette étude a été réalisée sur l'ordinateur DPS8 du Centre Informatique Recherche d'Arcueil, commun à l'INRETS et au LCPC, et les seules contraintes subies étaient liées aux procédures d'exploitations courantes de l'ordinateur, mais les besoins de cette étude pouvaient dépasser ces limites, pour peu que l'on ait décidé de traiter une zone plus longue du tracé. Le relevé manuel des enregistrements des sondages pénétrométriques est pour sa part une tâche fastidieuse, qu'il faudrait pouvoir supprimer si cette procédure d'analyse devait se répandre.

Au plus de l'analyse probabiliste, l'utilisation de la méthode de Monte Carlo nécessite un très grand nombre de calculs, compte tenu de la méthode classiquement utilisée pour analyser la stabilité des remblais sur sols mous. Une autre difficulté est celle du biais de cette méthode d'analyse, qui est mal connue dans le cas de zones de rupture de longueur finie. Le schéma de calcul utilisé est très simple et il mériterait certaines améliorations, par exemple pour la géométrie de la surface de rupture. Néanmoins, il faut garder à l'esprit que cette forme de cylindre à extrémités planes a permis de réaliser une analyse discrète du tracé et que, si une autre géométrie de rupture est adoptée, il faudra adapter la description du sol et le balayage du tracé à cette nouvelle méthode d'analyse. Tout cela demande un travail important, dont l'utilité pratique n'est pas assurée.

On peut penser qu'une approche différente, qui considérerait le calcul du moment résistant sur un cylindre de rupture comme un processus d'homogénéisation des valeurs de la cohésion non drainée sur cette surface de rupture, avec une valeur moyenne et un écart type dépendant du volume de sol concerné, serait d'utilisation plus simple. C'est ainsi qu'avait raisonné VAN-MARCKE (1977) pour l'analyse de la rupture d'un remblai à New Liskeard. Il a calculé une longueur critique de rupture de ce remblai en utilisant une surface de rupture cylindrique à extrémités planes semblables à celle de la présente étude, mais son étude suppose que le sol du site analysé est statistiquement homogène, en ce sens que la position des points de mesure n'a pas d'influence sur la probabilité des valeurs mesurées. Une telle approche reste insuffisante pour traiter des problèmes réels et il faudrait définir des propriétés statistiques des moyennes variables en fonction de la position de la surface de rupture dans l'espace. De telles recherches mériteraient d'être entreprises.

7. CONCLUSION

La procédure d'évaluation de la probabilité de rupture des remblais de grande longueur édifiés sur des sols

mous qui a été présentée dans cet article comporte deux phases successives :

— on commence par analyser l'information fournie par la reconnaissance géotechnique du site, en utilisant les corrélations locales (à l'échelle du site) existant entre les paramètres pour compléter la carte des valeurs mesurées des paramètres directement utilisés pour les calculs. Puis, compte tenu de la méthode de calcul que l'on a prévu d'utiliser, on interpole les valeurs connues des paramètres pour obtenir les valeurs de ces paramètres aux points où l'on en a besoin pour les calculs. Cette interpolation entre des valeurs connues avec une certaine marge d'incertitude est effectuée par krigeage. Cette première phase de l'analyse produit un tableau de valeurs de la moyenne et de l'écart type des paramètres du calcul en tous les points utiles ;

— la seconde phase de l'analyse consiste à évaluer la probabilité de rupture du remblai sur la base des valeurs des paramètres de calcul déduites de la première partie de l'étude. En faisant varier la position de la surface de rupture potentielle le long du tracé, on peut déterminer la zone où la stabilité du remblai est la plus critique et réagir en conséquence.

Les résultats présentés ici ne constituent qu'une première étape vers une procédure d'analyse des risques éventuellement utilisable en pratique. Parmi les améliorations qui pourraient lui être apportées, on peut citer l'utilisation des techniques de cokrigeage ou des corrélations multiples pour l'analyse des propriétés géotechniques des sols, la prise en compte de variations transversales des propriétés des sols par rapport à l'axe du tracé et une meilleure description des surfaces de rupture potentielles. Mais l'utilisation éventuelle d'une telle méthode d'analyse des risques dans des projets réels nécessite une réflexion approfondie sur la consistance et la structure spatiale des reconnaissances géotechniques pour les études de tracés, en tenant compte des contraintes budgétaires inévitables.

BIBLIOGRAPHIE

- ALONSO E.E. (1976), *Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays*. Géotechnique, vol. 26, n° 3, pages 453-472.
- BAGHERY S. (1980), *Probabilités et statistiques en mécanique des sols. Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements de remblais sur sols compressibles (site expérimental de Cubzac-les-Ponts)*. Thèse de docteur-ingénieur, Ecole Nationale des Ponts-et-Chaussées, Paris, 184 pages.
- BAGHERY S., MAGNAN J.P. (1983), *Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements des remblais du site expérimental de Cubzac-les-Ponts*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 122, 71 pages.
- BENJAMIN J.R., CORNELL C.A. (1970), *Probability, statistics and decision for civil engineers*. MacGraw-Hill, New-York.
- BJERRUM L. (1972), *Embankments on soft ground — General report*. Proc., ASCE Specialty Conference on Earth — and Earth-supported Structures, Purdue Univ., LaFayette, Ind., vol. 2, pages 1-52.

- DELFINER P. (1979), *Basic introduction to geostatistics*. Centre de Géostatistique et de Morphologie Mathématique, Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau.
- GUILLAUME A. (1977), *Analyse des variables régionalisées. Traitement du signal en sciences de la terre*. Doin, Paris.
- JOURNEL A.G. (1977), *Géostatistique minière*. Centre de Géostatistique, Ecole des Mines de Paris, Fontainebleau.
- LEBART L., FENELON J.P. (1977), *Statistiques et informatique appliquées*. Dunod, Paris, 2^e édition.
- LEROUEIL S., MAGNAN J.P., TAVENAS F. (1985), *Remblais sur argiles molles*. Technique et Documentation, Lavoisier, Paris, 342 pages.
- MAGNAN J.P. (1982), *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 203 pages.
- MAGNAN J.P. et al. (1984), *Remblais et fondations sur sols compressibles*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 253 pages.
- MAGNAN J.P., BAGHERY S. (1982), *Statistiques et probabilités en mécanique des sols. Etat des connaissances*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 109, 192 pages.
- MAGNAN J.P., BRU J.P., PEIGNAUD M. (1980), *Quelques règles pour la reconnaissance géotechnique des sites compressibles*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n° 108, pages 5-12.
- MAGNAN J.P., BRU J.P., PILOT G. (1987), *Remblais d'essai pour un tracé routier sur sol mou*. Comptes rendus, 9^e Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Dublin, A.A. Balkema, Rotterdam, vol. 1, pages 71-74.
- MAHDAVI C. (1985), *Analyse probabiliste du comportement des sols et des ouvrages. Evaluation des risques dans les études géotechniques de tracés de remblais sur sols mous*. Thèse de docteur-ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 180 pages.
- VANMARCKE E.H. (1977), *Reliability of earth slopes*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 110, n° 2, pp. 145-188.

modèle de comportement des sols non cohérents

a constitutive model for non-cohesive soils

B. CAMBOU - K. JAFARI

Ecole Centrale de Lyon
GRECO - CNRS - Rhéologie des Géomatériaux*

Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p. 43-55 (juillet 1988)

Résumé

L'article présente un modèle de comportement des sols non cohérents bien adapté, en particulier, au cas de sollicitations complexes (cycliques, avec rotation des directions principales). Après avoir défini le cadre thermodynamique général (élasto-plasticité, matériaux standard généralisés), les mécanismes de déformations plastiques isotropes et déviatoires sont présentés. Le couplage entre ces deux mécanismes est décrit par une condition cinématique. La technique d'identification du modèle est ensuite présentée, enfin la dernière partie est consacrée à la présentation de prévisions et à leur comparaison avec les résultats expérimentaux pour la plupart inconnus lors de la prévision théorique.

Abstract

This work presents a modelisation of granular materials behavior well adapted to complex loadings (cyclic, with rotation of principal axes). After defining the general thermodynamic framework, the isotropic and deviatoric yielding mechanisms are developed. The coupling between these two mechanisms is described by a kinematic condition. Then the calibration of the model is defined and at last theoretical predictions are presented and compared with experimental results.

* 36 avenue Guy de Collonge, BP 163, 69131 Ecully Cedex

1. INTRODUCTION

1.1. Type du modèle proposé

L'apparition de la méthode des éléments finis ainsi que d'ordinateurs de plus en plus puissants et rapides a permis le développement de codes de calcul de plus en plus élaborés. Toutefois l'efficacité de ces codes est en grande partie liée à la validité de la loi de comportement utilisée. Ces dernières années de nombreux modèles ont été proposés dans la littérature et l'utilisateur peut parfois être dérouté par cette multiplicité. Cette diversité s'explique car après avoir rêvé au modèle universel donnant réponse à tout, les spécialistes semblent actuellement s'accorder sur la définition de grandes classes de modèles chacune étant bien adaptée à la résolution de certains types de problèmes. Il apparaît donc fondamental de définir de façon claire le domaine de validité de chaque modèle, ainsi que le degré de complexité de son identification.

Le modèle que nous présentons est bien adapté à la description du comportement des matériaux non cohérents soumis à des sollicitations complexes : avec rotation des directions principales, cycliques (avec un faible nombre de cycles, la qualité des prévisions n'a pas été analysée au-delà).

L'identification expérimentale du modèle nécessite la détermination de 12 paramètres : parmi ceux-ci 8 sont faciles à déterminer, les 4 derniers sont de détermination plus délicate. Cette identification se fait à partir d'essais triaxiaux classiques et isotropes.

1.2. La réalité expérimentale et le cadre général de la modélisation

Les résultats expérimentaux observés sur les sables montrent :

- l'existence de déformations réversibles et irréversibles sous sollicitations isotropes et déviatoires (fig. 1, 2) ;
- que ces déformations (réversibles et irréversibles) évoluent de façon non linéaire en fonction de la sollicitation (fig. 1, 2) ;
- que sous une sollicitation déviatoire il apparaît des variations de volume (domaine de contractance et domaine de dilatance séparés par une surface d'état caractéristique (LUONG 1980) (fig. 2) ;
- que le critère de rupture dépend du troisième invariant du tenseur des contraintes (fig. 3) ;
- que toute sollicitation déviatoire fait apparaître une très forte anisotropie induite (fig. 4) ;
- que pour un nombre de cycles limité on observe toujours une évolution des déformations irréversibles, il n'y a pas accommodation des cycles.

Pour décrire cette réalité expérimentale nous avons choisi une modélisation élasto-plastique en nous plaçant quand cela était possible dans le cadre thermodynamique des matériaux standard généralisés.

Dans ce cadre général nous avons développé les éléments de modélisation suivants :

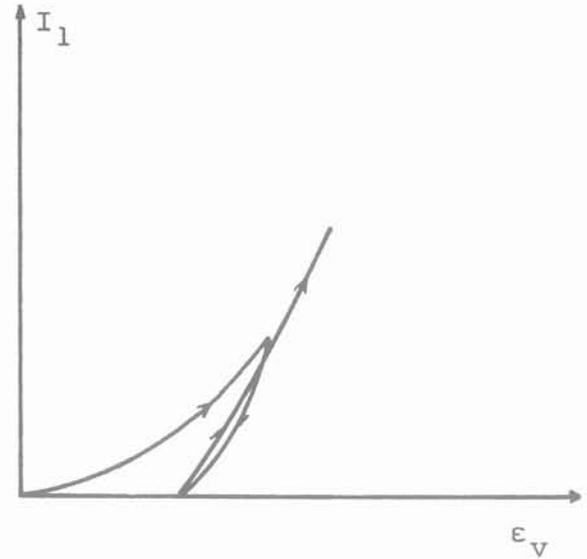


Fig. 1. — Essai triaxial isotrope.
Fig. 1. — Hydrostatic loading and unloading.

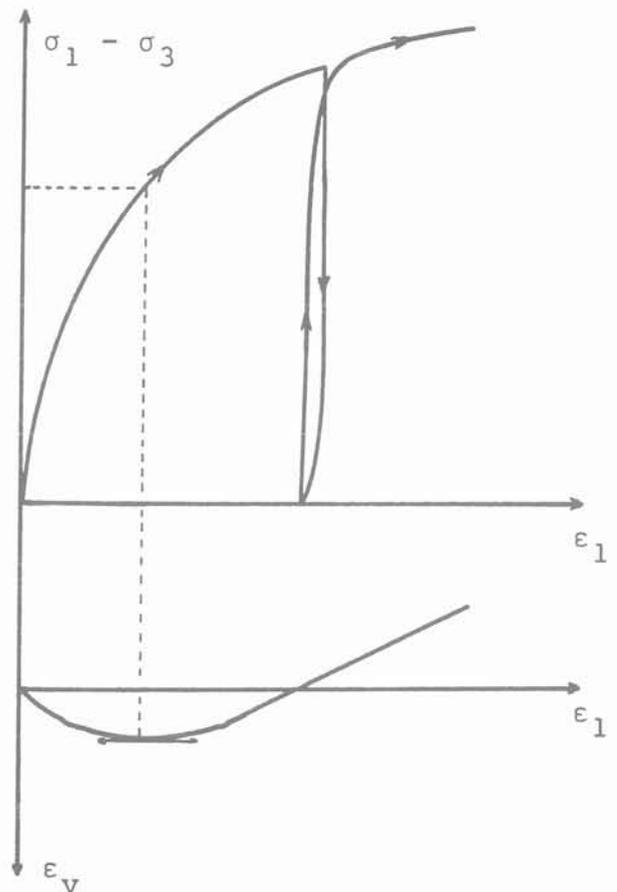


Fig. 2. — Essai triaxial axisymétrique.
Fig. 2. — Axisymmetric triaxial test (loading and unloading).

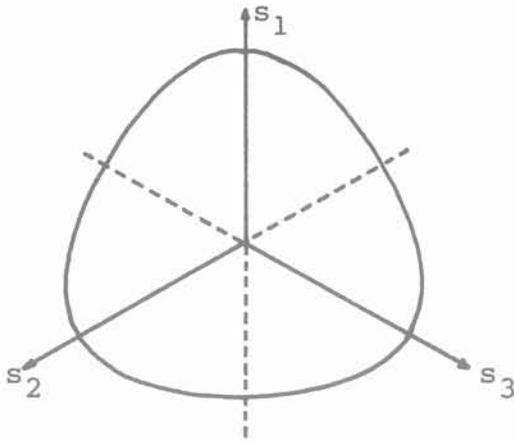


Fig. 3. — Forme du critère de plasticité dans le plan déviatoire.
 Fig. 3. — Shape of the plasticity criterion in the deviatoric plane.

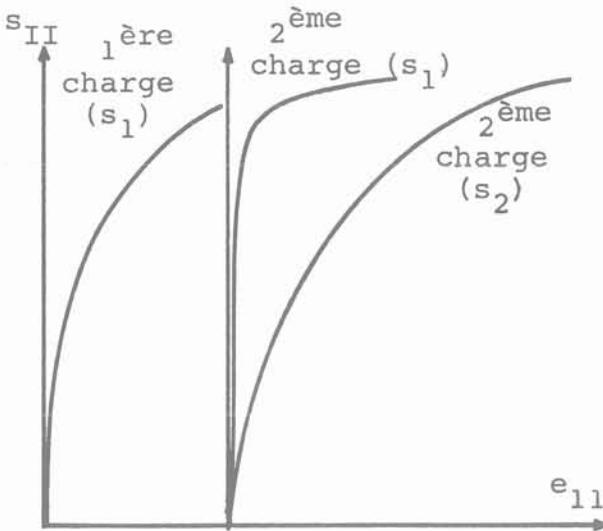


Fig. 4. — Mise en évidence à l'appareil triaxial véritable de l'anisotropie induite (d'après des essais réalisés par J. Lanier, I.M.G. Grenoble).
 Fig. 4. — True triaxial test results showing an important induced anisotropy (from results obtained by J. Lanier IMG Grenoble).

- une élasticité non linéaire pour la description des déformations réversibles ;
- un mécanisme de déformation plastique (ϵ_v^p) lié à la variation de la partie isotrope du tenseur des contraintes (I_1) dont l'évolution est définie par un écrouissage isotrope ;
- un mécanisme de déformation plastique (ϵ_{ij}^{dp}) lié à la variation du déviateur rapporté à la contrainte moyenne (s_{ij}/I_1) dont l'évolution est définie par 2 écrouissages, l'un isotrope, l'autre cinématique ;
- une condition cinématique permettant une modélisation correcte des variations de volume.

Nous présenterons donc chacun de ces éléments de modélisation, puis la technique d'identification du modèle ainsi que des résultats de simulations dont la plupart ont été réalisées sans avoir connaissance des résultats expérimentaux.

Les principales notations utilisées dans cet article sont définies ci-dessous :

- σ_{ij} : Tenseur des contraintes
- s_{ij} : Partie déviatoire du tenseur des contraintes
- I_1 : Premier invariant de σ_{ij}
- s_{ij} : Deuxième invariant de s_{ij}
- ϵ_{ij} : Tenseur des déformations
- ϵ_{ij}^e : Partie élastique de ϵ_{ij}
- ϵ_{ij}^p : Partie plastique de ϵ_{ij}
- ϵ_v^{ip} : Déformation plastique volumique liée à la variation de la partie isotrope des contraintes I_1 .
- ϵ_{ij}^{dp} : Déformation plastique liée à la variation du déviateur des contraintes rapporté à la contrainte moyenne (s_{ij}/I_1)
- e_{ij}^{dp} : Partie déviatoire de ϵ_{ij}^{dp}
- ϵ_v^{dp} : Déformation volumique dans $\epsilon_v^{dp} = \epsilon_{ij}^{dp}$

2. QUELQUES NOTIONS SUR LE FORMALISME DES MATÉRIAUX STANDARD GÉNÉRALISÉS

Les matériaux standards généralisés (MSG) ont été introduits par HALPHEN et NGUYEN (HALPHEN et NGUYEN 1975). Ce formalisme a été développé dans le cadre thermodynamique des processus irréversibles.

La dissipation est définie à partir de l'inégalité de CLAUSIUS - DUHEM

$$\phi = \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} - \dot{w} \geq 0$$

w est l'énergie stockée qui dépend des variables d'état (mesurables $\underline{\epsilon}$ ou cachées $\underline{\epsilon}^p, x_k$):

$$w = \underline{\underline{E}} \underline{\underline{\epsilon}}^e; \underline{\underline{\epsilon}}^e + w(x_k) \tag{1}$$

avec :

$$\underline{\underline{\epsilon}}^e = \underline{\underline{\epsilon}} - \underline{\underline{\epsilon}}^p \tag{2}$$

x_k représentent tous les paramètres d'écrouissage scalaires ou tensoriels.

La dissipation peut alors s'écrire :

$$\phi = (\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\partial w}{\partial \underline{\underline{\epsilon}}^e}); \underline{\underline{\epsilon}}^e + \underline{\underline{\sigma}}; \underline{\underline{\epsilon}}^p - \frac{\partial w}{\partial x_k} \dot{x}_k \geq 0 \tag{3}$$

La déformation élastique n'introduisant aucune dissipation le premier terme doit s'annuler donc :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \hat{w}}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}^e} = \underline{\underline{E}} \underline{\underline{\varepsilon}}^e \quad (4)$$

$$\emptyset = \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\varepsilon}}^p - X_k \dot{x}_k \geq 0 \quad (5)$$

avec $X_k = \frac{\partial w}{\partial x_k}$ définissant la force thermodynamique associée à x_k

L'équation (5) permet de définir les lois d'évolution des variables flux thermodynamiques ($\underline{\underline{\varepsilon}}^p$, x_k) en dérivant la fonction de charge f par rapport aux forces thermodynamiques associées :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (6)$$

$$\dot{x}_k = - \lambda \frac{\partial f}{\partial X_k} \quad (7)$$

Ce formalisme permet ainsi de définir les variables d'écroutissage dans un cadre thermodynamique cohérent.

3. ELASTICITÉ

Lors de sollicitations monotones les déformations élastiques sont souvent négligeables par rapport aux déformations plastiques. Cependant lors de sollicitations cycliques les deux types de déformations peuvent être du même ordre de grandeur, dans ce cas une modélisation réaliste des déformations élastiques s'avère tout à fait essentielle.

Les résultats expérimentaux montrent la nécessité d'une modélisation de type non linéaire.

Une approche de type incrémental a été choisie, ce qui se traduit par l'expression suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^e_{ij} = \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \frac{\dot{I}_1}{9K} \delta_{ij} \quad (8)$$

G et K sont les modules volumique et de cisaillement que nous proposons d'exprimer par les relations suivantes :

$$G = G_o \left(\frac{I_1}{3P_a} \right)^n \quad (9)$$

$$K = K_o \left(\frac{I_1}{3P_a} \right)^n A(I_1, s_{ij}) \quad (10)$$

G_o et K_o dépendent de l'état initial, P_a est la pression atmosphérique.

Nous faisons l'hypothèse que l'énergie de déformation élastique dépend uniquement de I_1 et s_{ij} et donc :

$$\dot{w} = \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}^e_{ij} = \frac{\partial w}{\partial I_1} \dot{I}_1 + \frac{\partial w}{\partial s_{ij}} \dot{s}_{ij} \quad (11)$$

avec nécessairement :

$$\frac{\partial^2 w}{\partial I_1 \partial s_{ij}} = \frac{\partial^2 w}{\partial s_{ij} \partial I_1} \quad (12)$$

Les relations (9) à (12) permettent de définir la fonction A qui doit de plus satisfaire à la condition $A(I_1, 0) = 1$

$$A(I_1, s_{ij}) = \frac{1}{\left(1 - \frac{9n k_o^e s_{ij}^2}{4G_o I_1^2} \right)} \quad (13)$$

Finalement :

$$K = \frac{K_o^e \left(\frac{I_1}{3P_a} \right)^n}{1 - \frac{9n k_o^e s_{ij}^2}{4G_o I_1^2}} \quad (14)$$

Cette approche peut ne pas satisfaire les principes de la thermodynamique pour certains chemins de contraintes (LORET, 1981), ce qui est tout à fait classique pour les modèles de type hypoélastique. Pour remédier à ce problème il faudrait utiliser un modèle élastique complètement cohérent sur le plan thermodynamique et défini à partir de la relation (4).

Cependant dans la plupart des cas usuels, le modèle présenté ici est plus simple à mettre en œuvre et s'avère suffisant.

4. PLASTICITÉ

Dans ce modèle deux types (ou mécanismes) de déformations plastiques ont été pris en compte :

- les déformations ε^p_{ij} dépendant de la variation de contrainte moyenne ($I_1/3$) ;
- les déformations ε^{dp}_{ij} dépendant de la variation de s_{ij}/I_1 .

La déformation plastique totale s'écrit alors :

$$\varepsilon^p_{ij} = \varepsilon^{dp}_{ij} + \frac{1}{3} \varepsilon^{ip}_{ij} \delta_{ij}$$

ε^{ip}_{ij} est une déformation isotrope qui sera calculée en utilisant un mécanisme d'écroutissage isotrope dépendant de la variable scalaire q (voir 4.1)

ε^{dp}_{ij} comprend deux parties : la partie déviatoire e^{dp}_{ij} et la partie isotrope ε^{dp}_{ij} , cette déformation est calculée en

prenant en compte un mécanisme d'écroutissage isotrope (variable p) et un mécanisme d'écroutissage cinématique (variable α_{ij}).

Dans ce cas l'énergie libre et la dissipation s'écrivent :

$$W = W_I + W_D = W_e(\epsilon^e_{ij}) + W_l(q) + W_d(p, \alpha_{ij}) \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \dot{\phi} &= \dot{\phi}_I + \dot{\phi}_D = \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} - \dot{W} \\ &= (\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\partial W_e}{\partial \underline{\underline{\epsilon}}^e}) : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^e + \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^p - \frac{\partial W_l}{\partial q} \dot{q} + \frac{\partial W_d}{\partial p} \dot{p} \\ &\quad + \frac{\partial W_d}{\partial \underline{\underline{\alpha}}} : \underline{\underline{\dot{\alpha}}} \geq 0 \quad (17) \end{aligned}$$

avec :

$$\dot{\phi}_I = \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^p - \frac{\partial W_l}{\partial q} \dot{q} \geq 0 \quad (18)$$

$$\dot{\phi}_D = \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{dp} - \frac{\partial W_d}{\partial p} \dot{p} - \frac{\partial W_d}{\partial \underline{\underline{\alpha}}} : \underline{\underline{\dot{\alpha}}} \geq 0 \quad (19)$$

4.1. Mécanisme isotrope ϵ^{ip}_{ij}

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte :

- la surface de charge

$$f_I = I_1/3 - Q = 0 \quad (20)$$

- l'évolution de la surface de charge est due à l'évolution de la force thermodynamique Q associée à la variable d'écroutissage isotrope q .

L'équation (18) peut alors être écrite sous la forme :

$$\begin{aligned} \dot{\phi}_I &= \sigma_{ij} \dot{\epsilon}^{ip}_{ij} - \frac{\partial W_l}{\partial q} \dot{q} = \frac{1}{3} I_1 \dot{\epsilon}^{ip}_v \\ &\quad - Q \dot{q} \geq 0 \quad (21) \end{aligned}$$

avec $Q = \frac{\partial W_l}{\partial q}$

Les lois d'évolution s'écrivent alors :

$$\dot{\epsilon}^{ip}_{ij} = \lambda \frac{\partial f_I}{\partial \sigma_{ij}} \Rightarrow \dot{\epsilon}^{ip}_v = \lambda \quad (22)$$

$$\dot{q} = -\lambda \frac{\partial f_I}{\partial Q} \Rightarrow \dot{q} = \lambda \quad (23)$$

Les relations (22) et (23) permettent de définir le paramètre d'écroutissage q :

$$\dot{q} = \dot{\epsilon}^{ip}_v$$

Pour définir complètement ce mécanisme il faut choisir une forme analytique représentative de la fonction $Q(q)$:

$$Q = Q_0 q^m \quad (24)$$

Sous forme incrémentale cette relation s'écrit :

$$\dot{Q} = K_p \dot{q} \quad (25)$$

avec :

$$K_p = K_0 \left(\frac{Q}{P_a} \right)^n \quad (26)$$

ou K^p et n peuvent être aisément déterminés à partir de résultats expérimentaux.

4.2. Mécanisme déviatoire ϵ^{dp}_{ij}

Par soucis de simplification nous présentons tout d'abord (4.2.1) le calcul de ϵ^{dp}_{ij} sans prendre en compte le couplage entre sa partie isotrope (ϵ^{dp}_v) et sa partie déviatoire (e^{dp}_{ij}). Dans une deuxième partie (4.2.2) nous présenterons le couplage sous la forme d'une condition cinématique qui conduit à une expression modifiée pour ϵ^{dp}_{ij} . Cette condition a été introduite pour prendre en compte correctement les variations de volume qui apparaissent lors de sollicitations déviatoires.

4.2.1. Calcul de ϵ^{dp}_{ij} sans prendre en compte le couplage $\epsilon^{dp}_v / e^{dp}_{ij}$

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte (JAFARI, CAMBOU, 1987)

Surface de charge :

$$\begin{aligned} f(s_{ij}, X_{ij}, R) &= q_{II} h(\theta) - R I_1 \\ &= f_0(q_{II}) - R I_1 \quad (27) \end{aligned}$$

où

$$h(\theta) = (1 - \gamma \cos 3\theta)^{1/3} \quad (28)$$

avec θ défini (fig. 5) par :

$$\cos 3\theta = 2^{1/2} 3^{3/2} \frac{\det \underline{\underline{q}}}{q_{III}^3} \quad (29)$$

$$q_{ij} = s_{ij} - I_1 X_{ij}$$

$$q_{II} = \sqrt{q_{ij} q_{ij}}$$

$$q_{III} = \sqrt{\det \underline{\underline{q}}}$$

L'expression de la surface de charge (27) peut aussi être exprimée en fonction des invariants de q_{ij} sous la forme :

$$f = (q_{III}^3 - \gamma 2^{1/2} 3^{3/2} q_{III}^3)^{1/3} - R I_1 \quad (30)$$

L'introduction du paramètre γ permet de décrire la dissymétrie du comportement des sols en compression et extension (fig. 3).

Les paramètres R et X_y sont les forces thermodynamiques associés aux paramètres d'écroûssage dans le formalisme des matériaux standard généralisés. Ils mesurent d'une part le gonflement (écrouîssage isotrope), d'autre part la translation (écrouîssage cinématique) de la surface de charge (fig. 5).

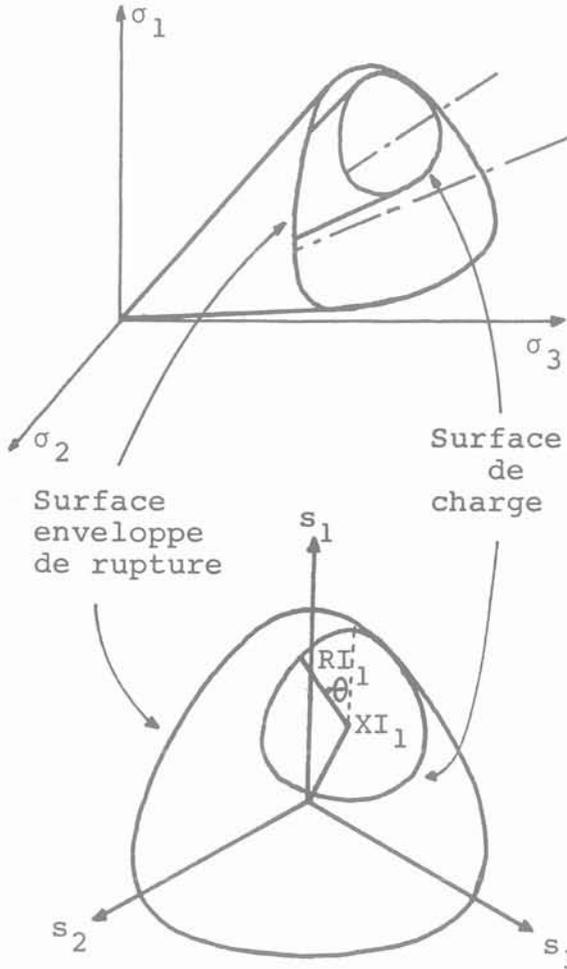


Fig. 5. — Définition de la surface de charge et de la surface enveloppe de rupture.
 Fig. 5. — Definition of the yield surface and of the failure surface.

La prise en compte d'un mécanisme d'écroûssage cinématique permet de décrire de façon réaliste le comportement sous sollicitation cyclique ainsi que l'anisotropie induite.

L'évolution de l'état du matériau est décrite par les variables d'écroûssage p et α_y . L'analyse des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais triaxiaux cycliques nous a conduit à conclure à la nécessité de prendre en compte un écroûssage cinématique non linéaire (l'écroûssage linéaire conduisant à une modélisation

peu réaliste). De plus ce type d'écroûssage permet de définir la rupture du matériau de façon simple sans introduire la notion de surface de rupture.

La rupture se produit lorsque les paramètres d'écroûssage atteignent leurs valeurs limites.

Les deux mécanismes d'écroûssage seront définis par les fonctions $R(p)$ et $X_y(\alpha_y)$.

Nous avons considéré ces fonctions sous la forme suivante :

$$\dot{R} = g(p) \dot{p} \tag{31}$$

avec

$$g(p) = \frac{A}{(1 + Bp)^2} \tag{32}$$

$$X_y = a \dot{\alpha}_y \tag{33}$$

La relation (33) semblerait indiquer la prise en compte d'un écroûssage cinématique linéaire, contrairement à ce qui a été annoncé plus haut. En fait la non linéarité va apparaître dans l'écriture de la loi d'évolution de α (relation 36). Cette formulation a été proposée par CHABOCHE (LEMAITRE et CHABOCHE, 1985).

Les lois d'évolution s'écrivent alors :

$$\dot{\epsilon}^{dp}_y = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} \tag{34}$$

$$\dot{p} = - \lambda \frac{\partial f}{\partial R} \tag{35}$$

$$\dot{\alpha}_y = - \lambda \left(\frac{\partial f}{\partial X_y} + I_1 \phi X_y \right) \tag{36}$$

Si l'on définit Q_y par :

$$Q_y = \frac{\partial f_o}{\partial q_y} = \frac{1}{h^2(\theta)} \left(q_y - \gamma \frac{\cos 3\theta}{3} q_y q_y^d \right) \tag{37}$$

f_o a été défini dans (27) et q_y^d signifie : partie déviatoire de $(q_y)^{-1}$

On peut alors exprimer :

$$\frac{\partial f}{\partial X_y} = \frac{\partial f_o}{\partial X_y} = - I_1 Q_y \tag{38}$$

Les lois d'évolution (34) à (36) s'expriment alors par :

$$\dot{\epsilon}^{dp}_y = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} \tag{39}$$

$$\dot{p} = \lambda I_1 \tag{40}$$

$$\dot{\alpha}_y = I_1 (Q_y - \phi X_y) \tag{41}$$

avec :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}}}{I_1^2 [a\underline{Q} : (\underline{Q} - \phi\underline{X}) + g(p)]} \quad (42)$$

La rupture se produit pour λ infini, donc pour $g(p) = 0$ et $\underline{Q} - \phi\underline{X} = 0$. Les valeurs que prennent alors X et R sont les valeurs limites X_{lim} et R_{lim} .

L'enveloppe limite de rupture est la surface enveloppe de toutes les surfaces de charge définies par X_{lim} et R_{lim} .

Nous avons supposé que cette surface limite avait une forme semblable à la forme des surfaces de charge. Si nous supposons de plus que lors de la rupture s_{ij} et X_{ij} ont les mêmes directions principales, il suffit de définir ϕ par la relation suivante :

$$\phi = \phi_0 h(\theta) Q_{II} \quad (43)$$

avec :

$$Q_{II} = \sqrt{Q_{ij} Q_{ij}}$$

Si ϕ_0 est supposé constant le critère de rupture est un cône et dans le plan de Mohr une droite. La courbure du critère de rupture (fig. 6) peut être prise en compte en considérant que ϕ dépend du premier invariant du tenseur des contraintes I_1 :

$$\phi_0 = \phi_1 \frac{I_1}{3Pa} + \phi_2 \quad (44)$$

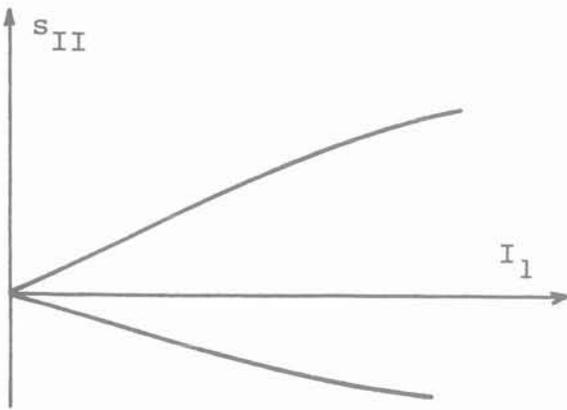


Fig. 6. — Forme de la surface de charge dans le plan s_{II} , I_1 .

Fig. 6. — Shape of the yield surface in the axes s_{II} , I_1 .

4.2.2. Calcul de $\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$ en prenant en compte le couplage $\dot{\epsilon}_v^{dp}/\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$

Dans les matériaux granulaires, une variation de volume significative peut se produire pour un chargement purement déviatoire. Cette variation de volume est liée à l'aspect discontinu du matériau et aux conditions cinématiques qui en résultent lors du chargement.

Cette « physique » particulière ne permet pas de définir les déformations à partir de la seule relation de normalité (39).

Pour avoir une modélisation correcte des variations de volume nous proposons donc une condition cinématique sous la forme suivante :

$$\dot{\epsilon}_v^{dp} = \beta \left(\frac{s_{II}}{s_{IIc}} - 1 \right) \frac{|s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^{dp}|}{s_{II}} \quad (45)$$

β est une constante à déterminer expérimentalement.

$$s_{IIc} = \sqrt{s_{ij}^c s_{ij}^c}$$

s_{ij}^c est l'état de contrainte associé à s_{ij} par un chemin radial (fig. 7) sur la surface caractéristique.

La surface caractéristique qui est une généralisation de la notion de ligne caractéristique qui a été introduite par LUONG (LUONG, 1980) est définie par :

$$f_c = s_{IIc} h(\theta) - R_{cI} \quad (46)$$

La fonction $h(\theta)$ est identique à celle définie pour la surface de charge (28) et (29).

Cette surface caractéristique sépare l'espace des contraintes en un domaine où se produira une contractance et un domaine où se produira une dilatance (fig. 7), elle est indépendante de la densité initiale du matériau.

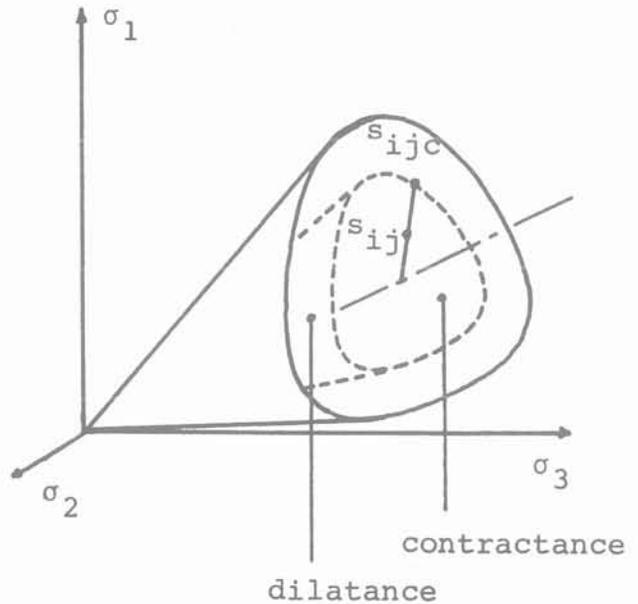


Fig. 7. — Définition de la surface caractéristique.
Fig. 7. — Definition of the characteristic surface.

La relation (44) peut aussi se mettre sous la forme :

$$\dot{\epsilon}_v^{dp} = \beta \frac{s_{II}}{s_{IIc}} - 1 \frac{|s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^{dp}|}{s_{II}} = n_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^{dp} = 0 \quad (47)$$

avec

$$n_{ij} = \frac{\beta' \frac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}} \quad (48)$$

$$\beta' = \text{signe de } (s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^{dp}) \beta \left(\frac{s_{II}}{s_{IIc}} - 1 \right)$$

La relation (47) impose que $\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$ soit normal à n_{ij} . Donc pour satisfaire la condition cinématique (44) il suffit de prendre dans l'espace des incréments de déformations la projection de $\dot{\epsilon}_{ij}^{dp}$ sur l'hypersurface de normale n_{ij} (KANATANI, 1982) :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{dp} = \lambda \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} n_{ij} \right) \quad (49)$$

avec :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\underline{\sigma}}}{I_1 [a \underline{Q} : (\underline{Q} - \phi \underline{X}) + g(p)]} \quad (50)$$

On notera que l'introduction de la condition cinématique (44) qui se traduit par la relation (49) n'est pas compatible avec le formalisme des matériaux standard généralisés. Cependant dans un article précédent nous avons montré (JAFARI et CAMBOU, 1987) qu'un changement de variable sur les contraintes peut permettre de se replacer dans le cadre de ce formalisme. Ce changement de variable n'entraînant aucune modification sur les résultats nous garderons la présentation ci-dessus qui est plus simple.

5. RÉSUMÉ DU MODÈLE DE COMPORTEMENT

Le modèle proposé peut être résumé par les relations suivantes :

a) Partie élastique :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \frac{\dot{I}_1}{9K} \delta_{ij} \quad (51)$$

avec :

$$G = G_o \left(\frac{I_1}{3P_a} \right)^n \quad (52)$$

$$K = \frac{K_o^e \left(\frac{I_1}{3P_a} \right)^n}{1 - \frac{9n K_o^e s_{II}^2}{4G I_1^2}} \quad (53)$$

K_o^e , G_o et n sont des paramètres à déterminer expérimentalement.

b) Déformation plastique liée à la partie isotrope du tenseur des contraintes.

Critère :

$$f_1 = \frac{I_1}{3} - Q \leq 0 \quad (54)$$

Lois d'évolution :

$$\dot{\epsilon}_v^{dp} = \dot{q} \quad (55)$$

$$\dot{Q} = K_p \dot{q} \quad (56)$$

avec :

$$K_p = K_o^p \left(\frac{Q}{P_a} \right)^n \quad (57)$$

K_o^p est un paramètre à déterminer expérimentalement.

c) Déformation plastique liée à la partie déviatoire du tenseur des contraintes.

Critère :

$$f(s_{ij}, X_{ij}, R) = q_{II} h(\theta) - RI_1 \quad (58)$$

Lois d'évolution :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{dp} = \lambda \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} n_{ij} \right) \quad (59)$$

$$\dot{p} = \lambda I_1 \quad (60)$$

$$\dot{R} = g(p) \dot{p} \quad (61)$$

$$\dot{\alpha}_{ij} = \lambda I_1 (Q_{ij} - \phi X_{ij}) \quad (62)$$

$$\dot{X}_{ij} = a \dot{\alpha}_{ij} \quad (63)$$

avec :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\underline{\sigma}}}{I_1^2 [a \underline{Q} : (\underline{Q} - \phi \underline{X}) + g(p)]} \quad (64)$$

$$\phi = \phi_1 \frac{I_1}{3P_a} + \phi_2 \quad (65)$$

$$g(p) = \frac{A}{(1 + Bp)^2} \quad (66)$$

$$n_{ij} = \frac{\beta' \frac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}} \quad (67)$$

$$\beta' = \text{signe de } s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^{dp} \beta \left(\frac{s_{II}}{s_{IIc}} - 1 \right) \quad (68)$$

A, B, a, ϕ_1 , ϕ_2 , β sont des paramètres à déterminer expérimentalement.

Surface caractéristique :

$$f_c = s_{llc} h(\theta) - R_c I_1 \tag{69}$$

R_c est un paramètre à déterminer expérimentalement.

6. Procédure d'identification des paramètres

Pour déterminer les 12 paramètres de ce modèle, il faut disposer des trois types d'essais suivants :

- un essai de chargement déchargement isotrope ;
- un essai triaxial en compression avec des déchargement à différents niveaux ;
- un essai triaxial en extension.

Ces essais vont permettre de définir les paramètres du modèle selon la procédure suivante :

6.1. Essai isotrope

La courbe de déchargement permet de déterminer les paramètres élastiques K^e_o et n à partir d'une méthode d'ajustement de courbe.

Le paramètre plastique k^p_o peut être déterminé de façon analogue à partir de la courbe de charge.

6.2. Essai triaxial en extension

Cet essai est utilisé pour déterminer le paramètre γ qui apparaît dans le critère déviatoire.

Pour un chargement triaxial en compression ce critère s'écrit :

$$\sqrt{3/2} |s_{11}| (1 - \gamma)^{1/3} - RI_1 = 0$$

Pour un essai triaxial en compression le critère s'écrit :

$$\sqrt{3/2} |s_{11}| (1 + \gamma)^{1/3} - RI_1 = 0$$

et donc :

$$\left(\frac{1 - \gamma}{1 + \gamma} \right)^{1/3} = \frac{(\sigma_{33} - \sigma^e_{11}) (\sigma^c_{11} + 2\sigma_{33})}{(\sigma^e_{11} - 2\sigma_{33}) (\sigma^c_{11} - \sigma_{33})}$$

σ^c_{11} est la valeur limite obtenue en compression et σ^e_{11} en extension.

6.3. Essai triaxial en compression

— Détermination des paramètres R_c et β à partir de la courbe de variation de volume. Si la valeur de la contrainte axiale correspondant à une variation de volume nulle est notée σ^o_{11} (fig. 8), la définition de la surface caractéristique (68) conduit à :

$$R_c = \frac{\sigma^o_{11} - \sigma_{33}}{3 (\sigma^o_{11} + 2\sigma_{33})} (1 - \gamma)^{1/3}$$

La condition cinématique écrite sous la forme (44) permet de déterminer β lors de cet essai :

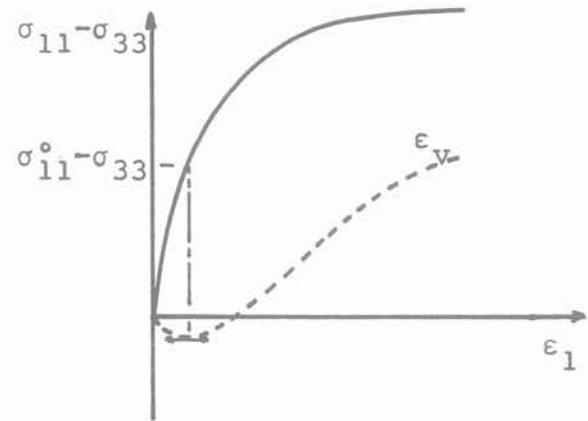


Fig. 8. — Définition de σ^o_{11} pour la détermination de β et R_c .
 Fig. 8. — Definition of σ^o_{11} for the calculation of parameters β and R_c .

$$\beta = \frac{\dot{\epsilon}^{dp}_v}{\dot{\epsilon}^{dp}_{11}} 2 \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{\sigma^o_{11} - \sigma_{33}}{\sigma_{11} - \sigma^o_{11}}$$

— Identification des paramètres A, B, ϕ_1, ϕ_2 , a définissant les 2 mécanismes d'écroutissage caractérisant ϵ^{dp}_{ij} .

Les essais triaxiaux sont menés avec des décharges à différents niveaux (fig. 9).

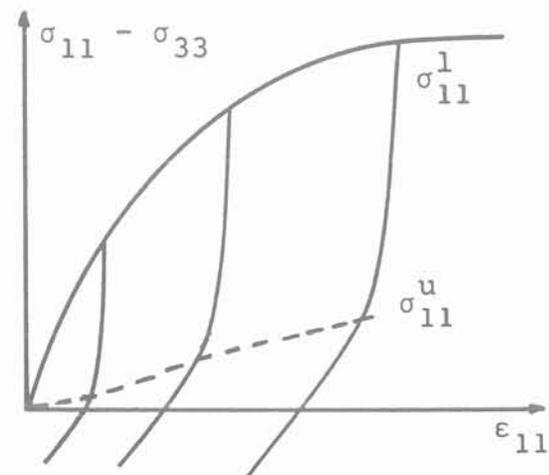


Fig. 9. — Définition de σ^l_{11} et σ^u_{11} pour la détermination de A, B, ϕ_1, ϕ_2, a .
 Fig. 9. — Definition of σ^l_{11} and σ^u_{11} for the calculation of parameters A, B, ϕ_1, ϕ_2, a .

Les limites du « domaine élastique » sont notées σ_{11}^1 (chargement) et σ_{11}^u (déchargement), ces valeurs satisfont le critère (57) donc :

$$\sqrt{\frac{3}{2}} s_{11}^1 - I_1^1 X_{11} (1 - \gamma)^{1/3} - R I_1^1 = 0$$

$$\sqrt{\frac{3}{2}} s_{11}^u - I_1^u X_{11} (1 + \gamma)^{1/3} - R I_1^u = 0$$

Pour chaque niveau de déchargement les 2 relations précédentes permettent de définir les valeurs de X_{11} et R .

De plus la loi d'évolution du paramètre p peut s'écrire :

$$\dot{p} = \lambda I_1$$

La valeur de λ étant définie par la relation 63 il sera donc possible de déterminer pour chaque niveau de déchargement les valeurs de R , X , et p et donc d'avoir une représentation approchée des fonctions $R(p)$ et $X(p)$.

Nous avons supposé que la fonction $R(p)$ était de la forme :

$$R(p) = \frac{Ap}{1 + Bp}$$

A et B peuvent alors être aisément calculés (fig. 10).

Pour les autres paramètres on a :

$$\dot{X}_{11} = a \alpha_{11} = a \lambda I_1 (Q_{11} - \phi X_{11})$$

donc :

$$\frac{\dot{X}_{11}}{\dot{p}} = a (Q_{11} - \phi X_{11})$$

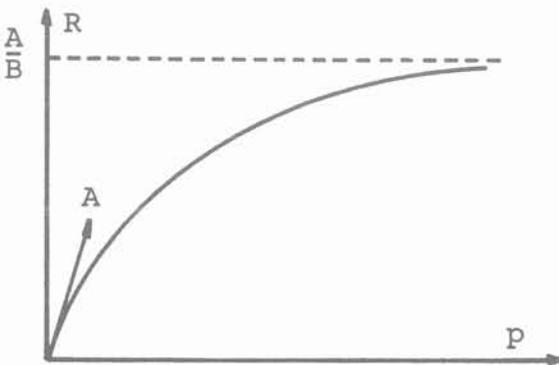


Fig. 10. — Détermination de A et B.
Fig. 10. — Calculation of A and B.

(X_{11}/p) est la pente de la courbe $X(p)$ (fig. 11) que l'on peut donc déterminer et tracer en fonction de X_{11} (fig. 12). ϕ et a sont alors facilement déterminés. Si cette évaluation est obtenue pour différentes valeurs de σ_3 , on pourra donc déterminer les valeurs de ϕ_1 et ϕ_2 apparaissant dans l'expression (64).

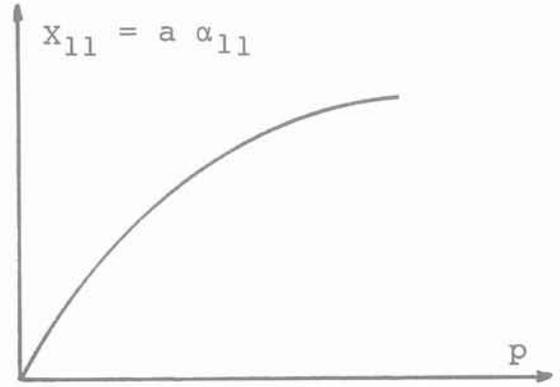


Fig. 11. — Courbe $X_{11}(p)$ utilisée dans la détermination de a et ϕ .
Fig. 11. — Curve $X_{11}(p)$ used for the calculation of a and ϕ .

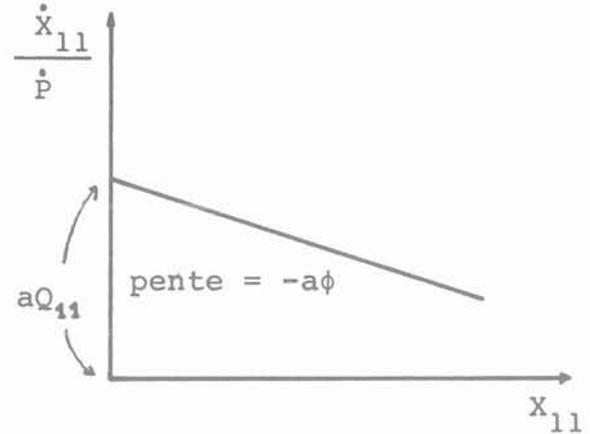


Fig. 12. — Détermination de a et ϕ .
Fig. 12. — Calculation of a and ϕ .

La procédure qui vient d'être décrite peut paraître complexe, on notera cependant :

- a) que l'expérience acquise après plusieurs identifications permet de traiter une procédure sans trop de difficulté et assez rapidement.
- b) que l'expérience acquise après plusieurs indentifications permet de définir un ordre de grandeur acceptable pour certains paramètres difficiles à identifier si l'on ne dispose pas de toutes les données nécessaires (décharges à plusieurs niveaux par exemple).
- c) qu'une procédure d'identification automatique est en cours d'élaboration.

7. EXEMPLE D'IDENTIFICATION ET DE VALIDATION SUR CHEMINS DE SOLLICITATION HOMOGENÈ

Pour analyser la validité d'un modèle de comportement, il existe deux types de validations :

- a) des prévisions réalisées alors que l'on connaît les résultats expérimentaux ;
- b) des prévisions réalisées alors que l'on ne connaît pas les résultats expérimentaux.

Les simulations de types a) sont très utiles lors de la mise au point du modèle mais seules les simulations de types b) peuvent permettre de tester réellement sa validité.

Quelques simulations du type a) ont été proposées dans un précédent article (JAFARI, CAMBOU, 1987). Nous présenterons ici des simulations du type b).

Ces simulations sont extraites des prévisions demandées pour le Workshop qui a eu lieu à Cleveland (USA) en

Juillet 1987 (International Workshop on constitutive equations for granular non cohesive soils).

La figure 13 présente l'un des essais utilisé pour la détermination des paramètres du modèle.

Les paramètres du modèle obtenu pour le sable d'Hostun ont été les suivants :

- $n = 0.600$
- $K^e = 49\ 000$
- $K^p = 65\ 000$
- $G = 30\ 000$
- $R_c = 0.25$
- $\beta = -0.98$
- $\gamma = 0.450$
- $A = 0.015$
- $B = 0.100$
- $a = 0.015$
- $\phi_1 = 0.05$
- $\phi_2 = 4.4$

La première simulation (fig. 14) correspond à un essai de compression torsion réalisé sur un échantillon ayant la forme d'un cylindre creux. L'essai est caractérisé par un chemin de contrainte radial dans le plan déviatoire, défini par $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3) = 0,286$ (essai noté HH1).

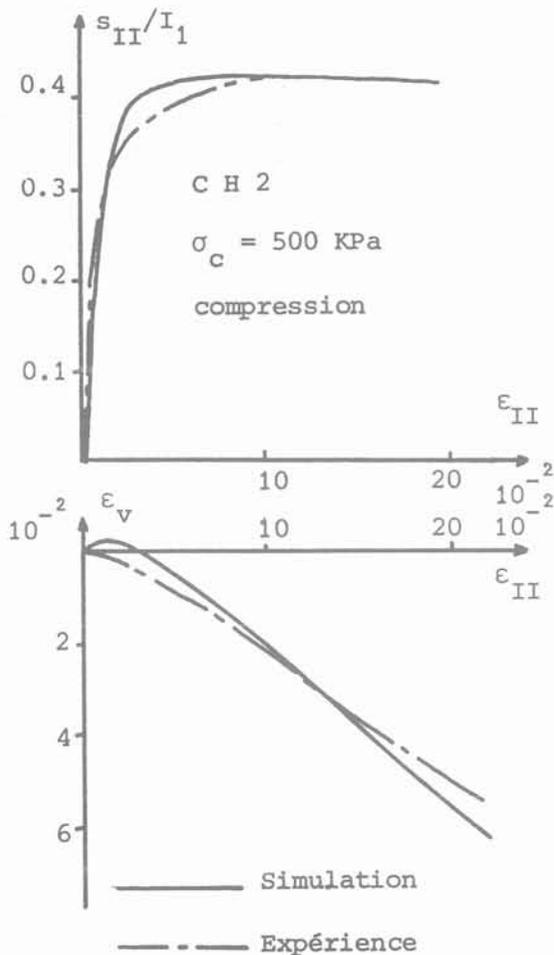


Fig. 13. — Essai triaxial axisymétrique utilisé pour l'identification des paramètres du modèle pour le sable d'Hostun R.F.

Fig. 13. — Axisymmetric triaxial test used to calculate the model parameters for the Hostun sand.

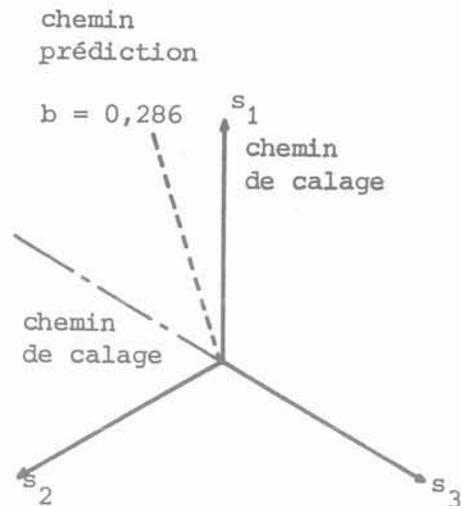


Fig. 14. — Chemin de sollicitation pour la première prévision présentée.

Fig. 14. — Loading path for the first prediction.

La prévision présentée sur la figure 15 apparaît tout à fait correcte tant pour la courbe $\sigma - \epsilon$ que pour la courbe de variation de volume.

On notera cependant que cette prévision peut être qualifiée de relativement facile car elle correspond à un chemin de sollicitation relativement proche des chemins de calage du modèle (fig. 14).

La deuxième simulation (fig. 16) correspond à un chemin triaxial axisymétrique puis une torsion alternée de 5 cycles et enfin un essai triaxial axisymétrique jusqu'à rupture. Cette prévision peut être qualifiée de difficile car le chemin suivi lors de la torsion est très différent des chemins de calage. Les résultats obtenus (fig. 17)

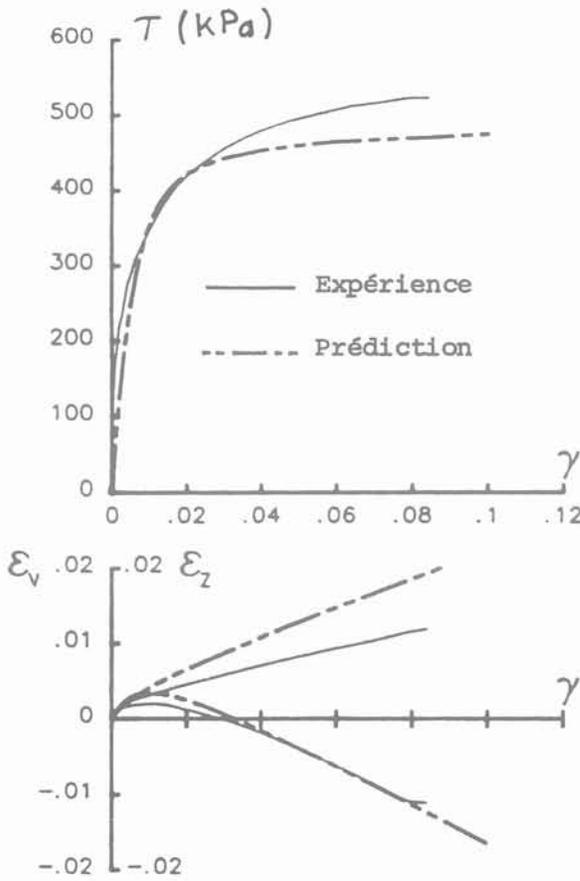


Fig. 15. — Comparaison entre la prévision obtenue par le modèle et les résultats expérimentaux pour la sollicitation définie sur la fig. 14.
 Fig. 15. — Comparison between the model prediction and test results for the loading defined on fig. 14.

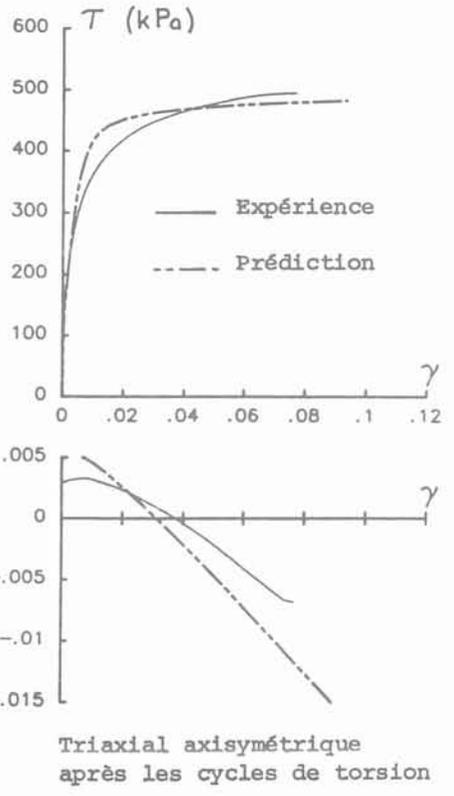
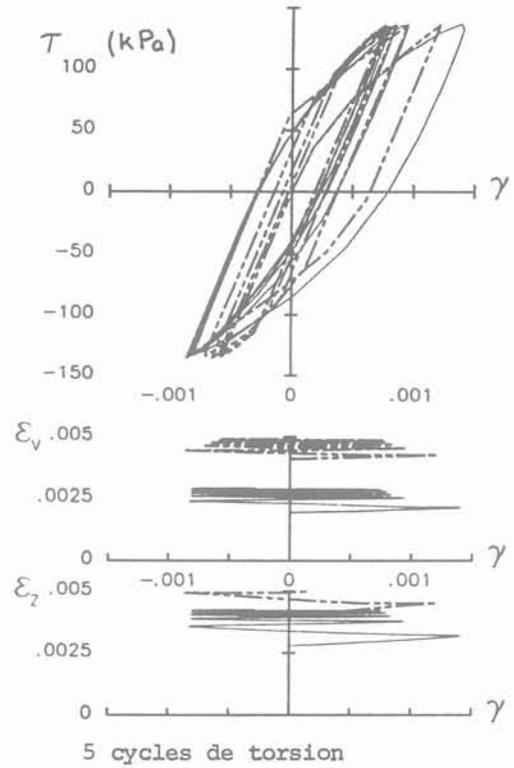


Fig. 17. — Comparaison entre la prévision obtenue par le modèle et les résultats expérimentaux pour la sollicitation définie sur la fig. 16.
 Fig. 17. — Comparison between the model prediction and test results for the loading defined on fig. 16.

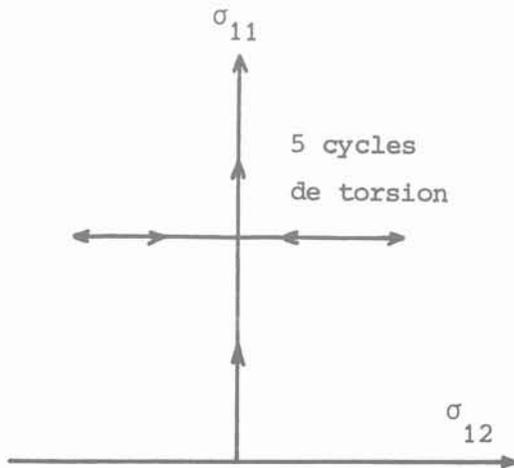


Fig. 16. — Chemin de sollicitation pour la deuxième prévision présentée.
 Fig. 16. — Loading path for the second prediction.

sont très satisfaisants. On notera que lors du Workshop un nombre très faible de modèles a fourni une prévision acceptable pour cette simulation.

Pour être complet on notera que sur l'ensemble des 12 prédictions demandées notre modèle a fourni deux prédictions assez éloignées des résultats expérimentaux pour la simulation d'un chemin cyclique circulaire dans l'espace déviatoire. Cette prédiction difficile n'a été satisfaisante que pour un seul modèle (F. Darve). Pour améliorer ce type de simulation il faudrait affiner les lois caractérisant l'évolution de la surface de charge au cours des sollicitations.

C'est ce à quoi nous nous employons actuellement sur la base des résultats expérimentaux développés dans le cadre du GRECO-CNRS : rhéologie des géomatériaux.

8. CONCLUSIONS

— Le modèle de comportement que nous avons présenté est bien adapté pour les matériaux granulaires sans cohésion.

— Il est construit dans un cadre thermodynamique cohérent.

— La condition cinématique introduite dans le modèle permet de décrire de façon simple et réaliste les variations de volume.

— La prise en compte de 3 mécanismes d'érouissements dont un, cinématique non linéaire permet de décrire de façon satisfaisante l'évolution de l'état du matériau lors de chargements complexes.

— Les simulations réalisées à ce jour permettent d'assurer que ce modèle présente une plage de validité tout à fait intéressante.

BIBLIOGRAPHIE

1. CAMBOU B. (1979), « *Approche du comportement d'un sol considéré comme un milieu non continu* ». Thèse présentée à l'Université de Lyon I, soutenue le 19 mars 1979, pour obtenir le grade de Docteur es Sciences.
2. CAMBOU B., N'DEKO S., OLIVARI G., SIDOROFF F. (1983), « *Modèle de comportement des sols en tant que matériaux standard généralisés* ». Journées Universitaires Génie Civil Nancy.
3. HALPHEN B., NGUYEN Q.S. (1975), « *Sur les matériaux standard généralisés* ». *Journal de Mécanique*, Vol. 14, Paris, p. 39-64.
4. JAFARI, K., CAMBOU B. (1987), « *Modélisation élastoplastique du comportement des matériaux granulaires* ». 3^e journées Universitaires de Géotechnique, St Nazaire.
5. KANATANI K.I. (1982), « *Mechanical foundation of the plastic deformation of granular materials* ». IUTAM Conference on deformation and failure of granular materials, Delft, 31 Aug. — 3 sept. P.A. Vermeer, H.J. Luger, A.A. Balkema, Rotterdam, p. 119, 127.
6. LEMAÎTRE J., CHABOCHE J.L. (1985), « *Mécanique des matériaux solides* ». Dunod, Paris.
7. LORET B. (1986), « *Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires* ». Thèse présentée à l'Université Paris VI, soutenue le 6 mai 1986, pour obtenir le grade de Docteur es Sciences.
8. LUONG, M.P. (1980) « *Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents* ». *Revue Française de Géotechnique*, Vol. 10, Paris, p. 39-53.

GROUND ENGINEERING

Contents Vol. 20, N° 8, November 1987

- 2 Site Investigation, soil sampling and laboratory testing: A report on the Annual British Geotechnical Society/Science and Engineering Research Council Meeting, held at the Institution of Civil Engineers on May 13, 1987, by M.P. O'Reilly
- 4 BGS News
- 4 For the Record
- 8 Geodiary
- 11 Model procedures for the preparation of piling and diaphragm walling tenders (Federation of Piling Specialists)
- 16 The dynamic analysis of piled foundations using the CAPWAPC method, by A.R. Davis, J.N. Mure and M.L. Kightley
- 25 Geotechnical Instrumentation: Automatic data logging system for vibrating wire instrumentation; Sub-surface interface radar
- 27 Ground Engineering Practice: Dredging cofferdams for safe work on subsea pipelines; Underpinning for building renovation; Flush-bored holes for Shrewsbury site.

Contents Vol. 21, N° 1, January 1988

- 2 Talking Point, by Nigel Podolski: Computers in ground engineering - friend or foe?
- 5 BGS News
- 6 For the Record
- 7 Geodiary
- 8 YGEC-87. A review of the Young Geotechnical Engineers' Conference held in Copenhagen last year, by Andrew Bond and Keith Evans
- 12 Stabilisation and treatment of clay soils with lime. Part 1 - Basic principles, by F.G. Bell
- 16 Interpretation of Moisture Condition Value tests, by J.P. Dennehy
- 22 The acceptability of clay fill as affected by stone content, by G.E. Barnes and S.G. Staples

Published eight times a year by GEO Publications Ltd. - PO Box 370, Brentwood, Essex - CM 14 4AQ, England (Telephone: 0277-73456).

Price: £ 3.50 per copy post free (UK) - £ 22 per year, UK - £ 27 overseas (surface mail postage paid).

© 1988 - ISSN 0017-4653

amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres

amelioration of soils by vertical rigid piles
application to construction of embankments on soft soils

O. COMBARIEU

Laboratoire régional des Ponts-et-Chaussées de Rouen *

Rev. Franç. Géotech. n° 44, p.p. 57-79 (juillet 1988)

Résumé

Ce rapport examine les conditions de mise en œuvre d'un réseau d'inclusions verticales rigides, destiné à améliorer un sol compressible chargé par un remblai d'apport. Il est développé une méthode de calcul de dimensionnement du réseau qui est confrontée aux données ou méthodes expérimentales existantes.

Abstract

This report looks into the state of use of vertical rigid piles network, to improve a compressible soil under fill. A design method of this network is developed, which is compared with existing experimental results or methods.

* B.P. 245, 76120 Grand-Quevilly.

1. INTRODUCTION

L'éventail des méthodes d'amélioration des sols de fondations est, à l'heure actuelle, largement diversifié, depuis les anciens procédés de consolidation des sols mous par pilotis, jusqu'aux techniques les plus modernes, telles que pilonnage intensif ou congélation, entre autres.

Ces techniques modernes, de développement récent, ont fait l'objet d'une publication (QUEYROI et al., 1985) sous forme d'une note d'information technique, précisant les procédés, leurs performances et leurs limites d'emploi ; cette note a fait largement appel à l'expérience de ses auteurs, et aux expérimentations spécifiques auxquelles le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées a été appelé à connaître ou à participer.

Un procédé ancien, très largement millénaire, et évoqué ci-dessus est la consolidation par « pilotis ». Cette technique beaucoup utilisée autrefois, aux justifications empiriques résultant de la constatation qu'elle s'avérait efficace, puis oubliée, du moins dans les pays les plus développés, fait actuellement une réapparition timide. Quelques rares publications récentes font état de son utilisation avec encore, pour la plupart, une justification technique empirique mais économiquement fondée, ou au contraire pour d'autres avec une justification étayée par des moyens de calcul sophistiqués, tels les éléments finis.

L'étude qui suit a pour but d'examiner les aspects sous lesquels on peut envisager d'améliorer un sol par inclusions rigides et quels problèmes on peut imaginer de résoudre par un tel procédé. On propose, pour une certaine configuration, une méthode de calcul relativement simple, qui est confrontée à des applications réelles puisées dans les quelques données de la littérature technique.

2. RÉFLEXIONS SUR L'AMÉLIORATION PAR INCLUSIONS VERTICALES RIGIDES

Plus généralement, l'amélioration par inclusions rigides s'étend aux inclusions inclinées, dont l'essor a vu le jour en Italie (pali-radice, ou pieux racines). On se limite volontairement ici aux éléments verticaux, à l'évidence, plus simples à justifier.

Le renforcement consiste en un réseau d'inclusions, de maillage donné et intéressant tout ou fraction de l'épaisseur des sols médiocres. On peut d'ailleurs ramener la schématisation des sols à un simple bicouche, comportant un sol de mauvaise qualité surmontant un sol résistant, ce dernier n'ayant nullement besoin d'être amélioré. Ce schéma simple conserve toute sa généralité aux réflexions qui suivent.

Le sol médiocre d'épaisseur H (fig. 1) est donc « cloué » par un réseau d'inclusions rigides, dont la longueur, a priori, peut être inférieure à H ; ce réseau est caractérisé par le diamètre $2R$ des inclusions, et l'espacement moyen $2b$, paramètres géométriques auxquels on



Fig. 1. — Coupe simplifiée des sols.
Fig. 1. — Schematic diagram of soils.

pourra toujours ramener le réseau, de maillage généralement quasi-carré, ou triangulaire (fig. 2).

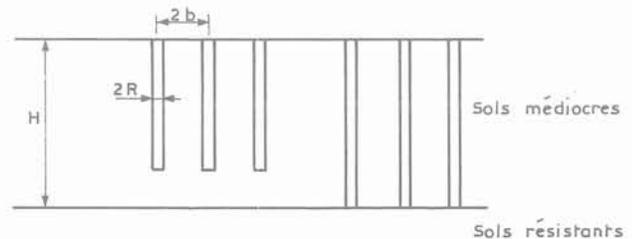


Fig. 2. — Schéma du réseau d'inclusions.
Fig. 2. — Diagram of piles network.

Le sol médiocre ainsi renforcé reçoit en surface (fig. 3) des charges de typologie variable, pouvant consister, sans que cette énumération soit exhaustive, en :

- remblai de grande dimension,
- dallage ou radier, de grande dimension, souple en général,
- semelle, éventuellement radier, rigide.

Dans les deux derniers cas, dallage ou semelle, ne sont pas solidaires des réseaux d'inclusions ; ils reposent sur le sol amélioré par l'intermédiaire d'un matelas intercalaire d'épaisseur limitée, en matériau de bonne qualité, qui donne une certaine souplesse à l'ensemble. Le cas d'une semelle ou d'un radier solidaire des inclusions rigides constitue une méthode de fondation de principe et de justification différents, puisqu'il s'agit de fondations mixtes ou de radier-pieux. Une conception de dallage ou radier souple qui serait solidaire du réseau rigide relèverait, quant à elle, de l'erreur de conception, le bon sens impliquant de prévoir une couche intermédiaire « souple », évoquée ci-dessus.

Le schéma suivant résume donc les trois situations qui viennent d'être décrites (fig. 3).

Le rôle du réseau est bien sûr d'améliorer globalement la qualité du sol de fondation ; il se traduira par la possibilité, dans le cas 1, de construire un remblai avec des tassements réduits (et donc d'économiser des matériaux), dans le cas 2, de pouvoir édifier une structure souple (un réservoir par exemple) avec des déformées restant admissibles, et dans le cas 3 de réduire les tassements à des valeurs très faibles.

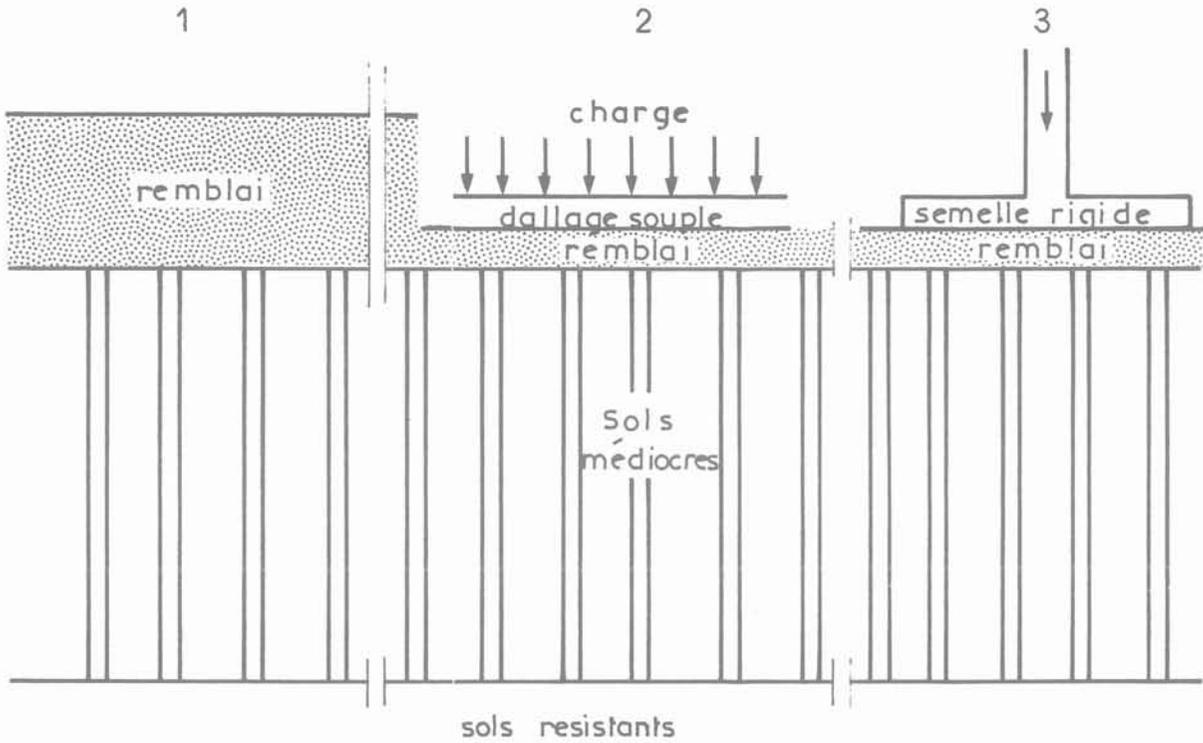


Fig. 3. — Type de constructions sur sols renforcés.
 Fig. 3. — Constructions on reinforced soils.

2.1. Principe de fonctionnement de l'inclusion isolée

Il est qualitativement aisé de comprendre le mécanisme de fonctionnement des inclusions. La méthode de calcul proposée plus loin concernant le cas 1 (édification de remblai), nous raisonnerons à partir de ce schéma, le

raisonnement restant le même, légèrement plus complexe, pour les situations 2 et 3.

Considérons une épaisseur H de sol compressible, chargé par un remblai qui transmet la contrainte q_0 ; en situation finale, il s'est produit un tassement $W_s(0)$ à la surface, et le sol en place, en profondeur, accuse un tassement $W_s(z)$ illustré en 2 bis (fig. 4).

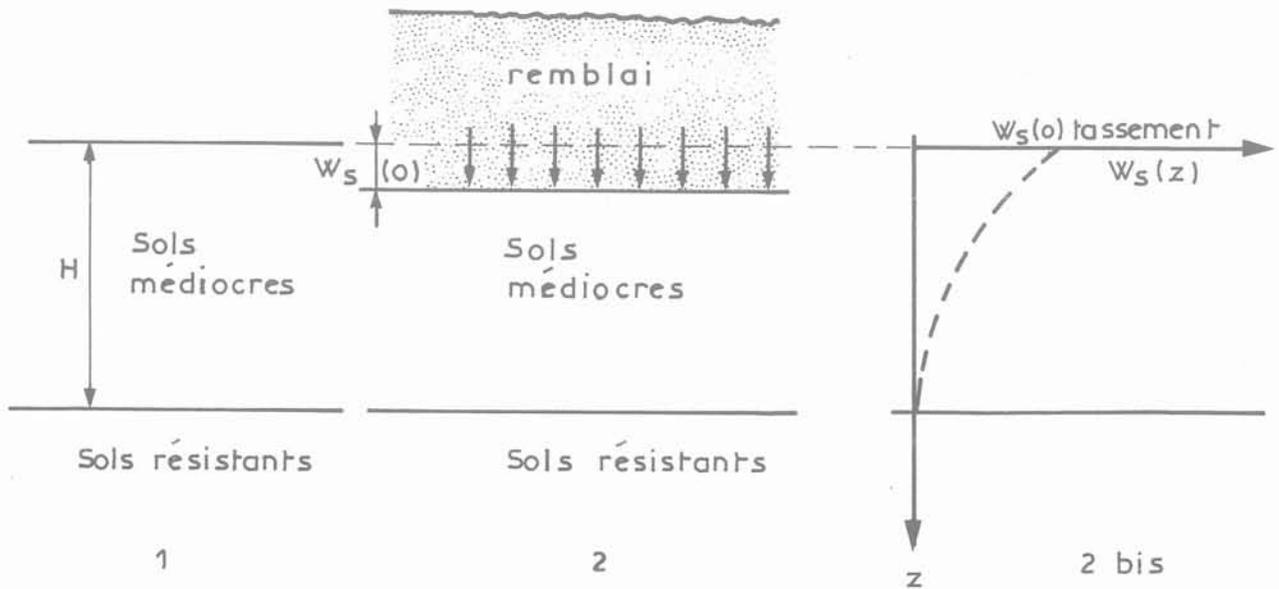


Fig. 4. — Sols médiocres chargés.
 Fig. 4. — Loaded soft soils.

l'inclusion, la configuration inverse apparaissant dans la partie supérieure (le tassement du sol, est bien entendu le tassement « libre », c'est-à-dire sans inclusion).

En tête de l'inclusion, celle-ci émerge du sol médiocre de la quantité $W_o(s) - W_o(p)$ et poinçonne le remblai. A ce niveau, le comportement de la face supérieure, que nous supposons horizontale, est identique à celui d'une plaque d'ancrage, noyée à la profondeur h_c (épaisseur du remblai), et sollicitée par traction vers le haut. Il y a donc mobilisation d'un effort, dépendant de h_c et de la qualité du matériau constituant le remblai.

En définitive, à l'équilibre, les efforts mobilisés tout le long de l'inclusion ont quatre composantes (fig. 7) :

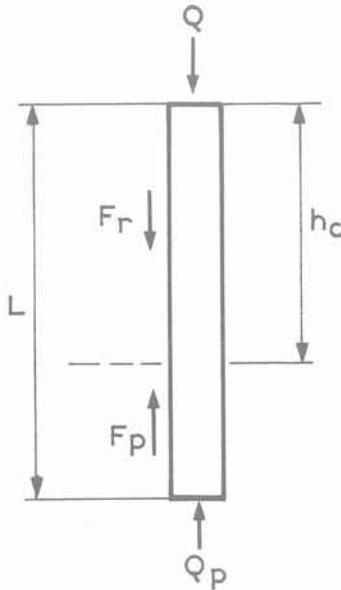


Fig. 7. — Efforts agissant sur l'inclusion.
Fig. 7. — Loads acting on pile.

efforts moteurs : ce sont la charge verticale Q sur la tête, assimilable à un ancrage, et la résultante F_n des frottements de type négatif, agissant sur une longueur h_c de l'inclusion, inférieure à la longueur totale de celle-ci ;

efforts résistants : ce sont la résultante F_p des frottements de type positif, mobilisés en partie basse, sur la longueur $L - h_c$, et l'effort de pointe Q_p à la base de l'inclusion. On a bien sûr l'égalité $Q + F_n = F_p + Q_p$.

De ce schéma de fonctionnement, on peut déduire la condition optimale d'efficacité de l'inclusion, qui est de lui transmettre les efforts moteurs maximaux, pour, de la sorte, décharger le terrain immédiatement environnant. Si l'on imagine une inclusion très lisse ne permettant pas de frottement ($F_n = F_p = 0$), ou, si l'on fait l'hypothèse approximative $F_n = F_p$, alors $Q = Q_p$; la possibilité de mobiliser Q , effort d'ancrage induit donc la nécessité de pouvoir mobiliser le même effort, de signe opposé, en pointe. Cette potentialité est donc

liée à la qualité du sol en pointe ; on a donc tout intérêt à prévoir d'arrêter cette pointe sur un niveau suffisamment porteur. L'effort Q_p en pointe sera d'ailleurs limité à la charge limite Q_{pl} . Dans ces conditions, l'inclusion constitue un point dur, presque fixe, qui permet effectivement une mobilisation d'un effort d'ancrage optimal en tête. Bien entendu, si l'inclusion est arrêtée dans les sols médiocres, la valeur de Q_{pl} mobilisable est faible, et l'inclusion se déformant alors fortement, la déformée relative sol-inclusion en tête, obligatoirement faible, ne permet qu'un faible effort d'ancrage.

D'ailleurs, à l'extrême, toujours dans l'hypothèse de frottements nuls, si l'on imagine un effort de pointe nul, la tête de l'inclusion suit exactement le mouvement du sol chargé par le remblai, et aucun effort ne peut lui être transmis.

De même, imaginons une inclusion dont la longueur L tend vers zéro ; c'est, à la limite, un disque noyé à l'interface sol-remblai, tassant comme le sol, n'encaissant aucun effort, hormis le poids des terres le surmontant, lequel est retransmis immédiatement au sol par la face inférieure du disque. Si l'on bloque le mouvement de disque, en intercalant entre la face inférieure et le sol dur un élément indéformable, on recrée une inclusion intéressante, remplissant son rôle, puisqu'elle canalise l'effet d'ancrage se manifestant alors en tête. Cette inclusion diffère géométriquement d'une inclusion de diamètre constant (mini pieu, pilot, pieu...) ; c'est, en résumé, un mini pieu (ou pilot, ou pieu) capable d'encaisser les efforts que lui transmet une platine de plus grand diamètre qui la coiffe en tête. Un tel dispositif est facilement et effectivement concevable.

En conclusion, une inclusion rigide sera d'autant plus efficace que sa capacité portante en pointe sera élevée ; on recherchera donc un niveau porteur suffisant, sans lequel il est illusoire de compter sur une sérieuse efficacité.

2.2. Principe de fonctionnement d'un réseau d'inclusions (fig. 8)

La mise en place d'une inclusion ne modifie que localement le champ de déformation du sol compressible ; celui-ci, aux alentours immédiats de l'inclusion, se déforme moins. Un grand nombre d'inclusions rapprochées, par accumulation des modifications locales du champ des déformations libres du sol, permet par contre une réduction généralisée de la déformation du sol, réduction d'autant plus importante que le maillage du réseau est serré. Parallèlement, bien sûr, et cette réduction de tassement en résulte, les contraintes dans le sol compressible sont fortement diminuées, puisque des efforts se transmettent aux inclusions.

Les mécanismes de transmission de la charge q_o apportée par le remblai sont identiques au cas de l'inclusion isolée. Les intensités en sont seulement modifiées du fait de l'effet de groupe créé par le réseau.

Pour bien saisir l'effet de groupe, on remarquera que l'efficacité maximale du réseau peut être définie comme celle qui conduirait à un tassement nul du sol compres-

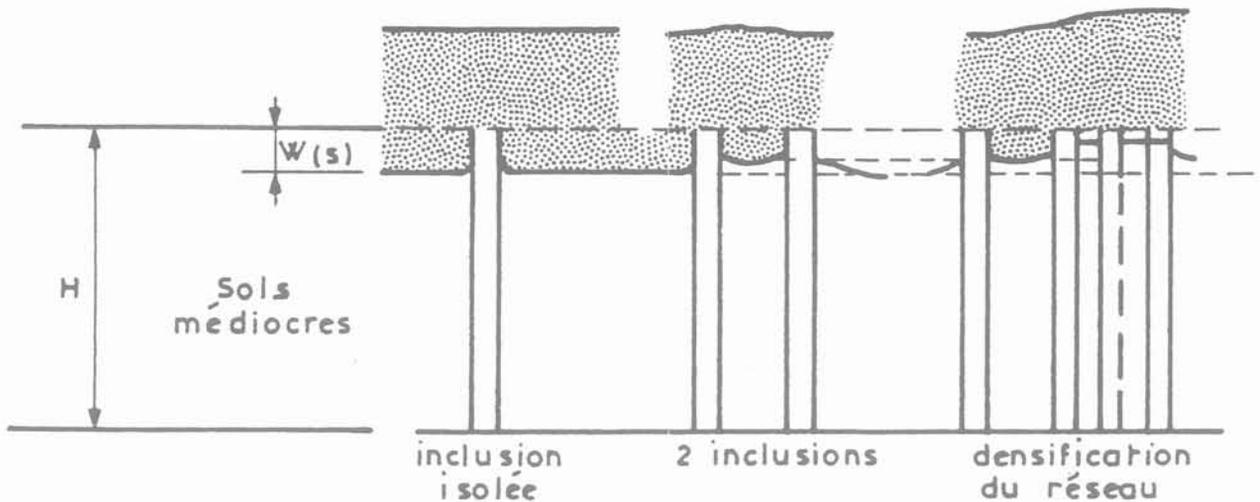


Fig. 8. — Principe de fonctionnement d'un réseau.
Fig. 8. — Working principle of a piles network.

sible après mise en place du réseau et du remblai. Ce serait un réseau d'inclusions infiniment rapprochées reprenant la totalité de la charge du remblai. Chaque inclusion (arrêtée sur le sol dur) serait finalement peu chargée, ne reprenant que le poids de la colonne de remblai la surmontant.

Nous avons vu qu'une inclusion isolée était susceptible de reprendre en tête l'effort mobilisé par l'effort d'ancrage, dont on sait qu'il est très largement supérieur au poids de la colonne de remblai la surmontant. Il apparaît donc immédiatement que l'effet de groupe présente à la fois avantage et inconvénient; avantage puisque le groupe réduit les tassements, ce qui est précisément ce que l'on cherche, et inconvénient car l'effort que peut supporter une inclusion au sein du réseau est largement inférieur à celui que l'inclusion, isolée, peut reprendre.

Un compromis sera donc à chercher pour optimiser le maillage et le dimensionnement des inclusions. On verra d'ailleurs que cette optimisation pourra conduire à prévoir une augmentation du diamètre de la tête de celles-ci.

3. MÉTHODE DE CALCUL D'UN RÉSEAU D'INCLUSIONS RIGIDES EN SOL COMPRESSIBLE

La méthode proposée procède de la démarche suivante :

Un remblai est à édifier sur un sol compressible; il en résulte un tassement que l'on cherche à réduire par un réseau d'inclusions. Il sera pratiquement indispensable d'arrêter celles-ci dans un niveau porteur, sans lequel l'efficacité est très compromise.

Pour dimensionner le réseau, on imposera que le maillage conduise, à la surface des sols médiocres, à

une contrainte « résiduelle », que l'on se fixe, et qui est une fraction de la contrainte induite par le remblai. On calcule pour une inclusion du réseau l'effort qui lui est transmis en tête, en tenant compte de l'effet de groupe. La contrainte résiduelle à l'interface remblai-sol en place agit elle-même au niveau du fût des inclusions, qu'elle surcharge par frottement négatif. De ce fait, et par l'effet de groupe, ce frottement négatif réduit en profondeur les contraintes induites dans le sol médiocre; on tient compte de cette réduction pour le calcul du tassement final du sol compressible.

La connaissance de l'effort moteur total transmis à l'inclusion permet le dimensionnement final optimal du fût de l'inclusion; c'est de la sorte que l'on est tout naturellement amené, pour des raisons économiques, à prévoir des inclusions surmontées d'une platine beaucoup plus large que leur fût.

3.1. Comportement en tête d'inclusion Contribution de l'effet de groupe « d'ancrage »

Nous ne développerons pas ici les méthodes de calcul d'un ancrage isolé, auquel est assimilable la tête de l'inclusion. Ces méthodes sont variées et ont été passées en revue récemment par MORBOIS et NGUYEN THANH LONG (1984); on doit d'ailleurs y ajouter celle préconisée par MENARD (1969), conduisant à des expressions de la capacité d'ancrage identiques à celles introduites par cet auteur pour les pointes de pieux, dans la théorie pressiométrique.

Il n'existe pas de formulation en ce qui concerne l'effet de groupe. Aussi proposons nous de le modéliser comme suit, ce qui, après examen approfondi des méthodes rappelées ci-dessus et de certaines conditions aux limites concernant l'effet de groupe en question, nous a paru assez réaliste et du côté de la sécurité vis-à-vis du problème à résoudre: on fait l'hypothèse que l'effet de groupe des têtes d'inclusions est équivalent à

l'effet de groupe correspondant à des éléments fictifs, ayant la même section droite que les inclusions et surchargés, sur la hauteur h_r , par frottement négatif (fig. 9).

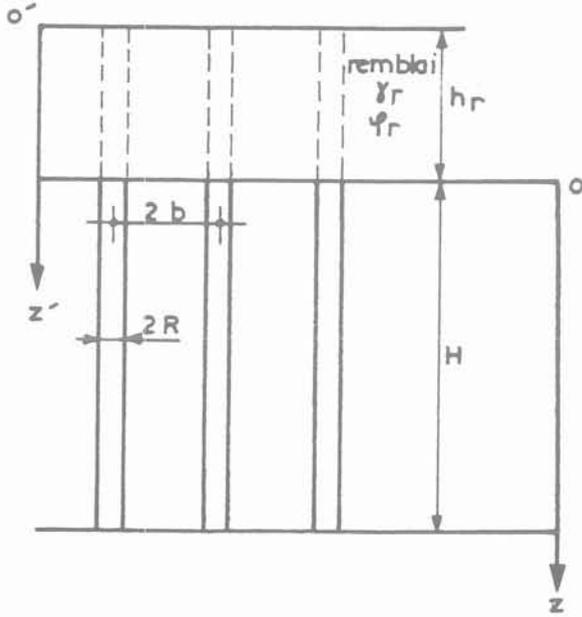


Fig. 9. — Géométrie sol renforcé-remblai.
Fig. 9. — Geometry of reinforced soil and fill.

On se reportera aux études de COMBARIÉU (1974, 1985) sur le frottement négatif, qui définissent tous les paramètres utilisés pour la justification de la méthode exposée et à laquelle il est fait très largement appel.

Dans les conditions posées, la contrainte verticale $q'(z')$ qui règne à la cote z' dans le remblai, entre les inclusions fictives, est donnée par

$$q'(z') = \frac{\gamma_r}{m} (1 - e^{-mz'}) \quad (1)$$

où λ et $m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$ sont successivement déterminés

comme suit :

Le remblai a un angle de frottement ϕ_r ; le long des inclusions fictives, le contact est caractérisé par $Ktg\delta$ (avec $\delta = \phi_r$), que l'on se fixe.

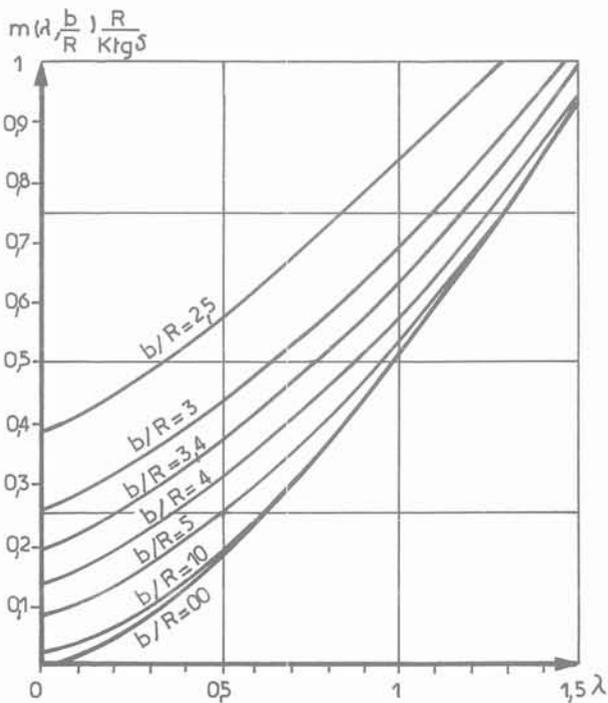
Le coefficient d'accrochage λ est donné par l'une des expressions suivantes :

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25 Ktg\delta} \quad \text{pour } Ktg\delta \leq 0,15$$

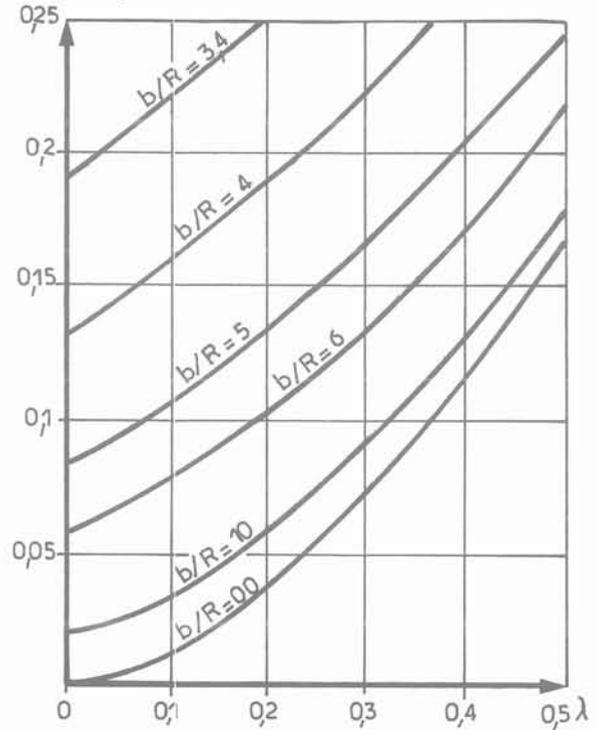
$$\lambda = 0,385 - Ktg\delta \quad \text{pour } 0,15 \leq Ktg\delta \leq 0,385$$

$$\lambda = 0 \quad \text{pour } Ktg\delta \geq 0,385$$

$$m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \frac{R}{Ktg\delta}$$



Abaque 1. — Détermination de $m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$



Graph 1. — Determination of $m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$

Le coefficient $m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$, est déterminé en utilisant l'abaque 1, connaissant $\frac{b}{R}$, R , $Ktg\delta$. Pour le remblai, où l'on aura généralement $\lambda = 0$, on obtient :

$$m \left(\lambda = 0, \frac{b}{R} \right) = \frac{2 R Ktg\delta}{b^2 - R^2}$$

Si le maillage est carré, avec une maille d , on a

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

s'il est rectangulaire, alors

$$\frac{b}{R} = \frac{1}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}} dd'$$

Au niveau $z' = h_r$ de la base du remblai, (où $z = 0$ pour le sol naturel), la contrainte résiduelle vaut donc :

$$q'(h_r) = \frac{\gamma_r}{m_r \left(\lambda = 0, \frac{b}{R} \right) \left\{ 1 - e^{-m_r \left(\lambda = 0, \frac{b}{R} \right) h_r} \right\}}$$

Finalement, au niveau $z = 0$, on a l'égalité :

$$\pi b^2 \gamma_r h_r = \pi (b^2 - R^2) q'(h_r) + \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{nr} \quad (2)$$

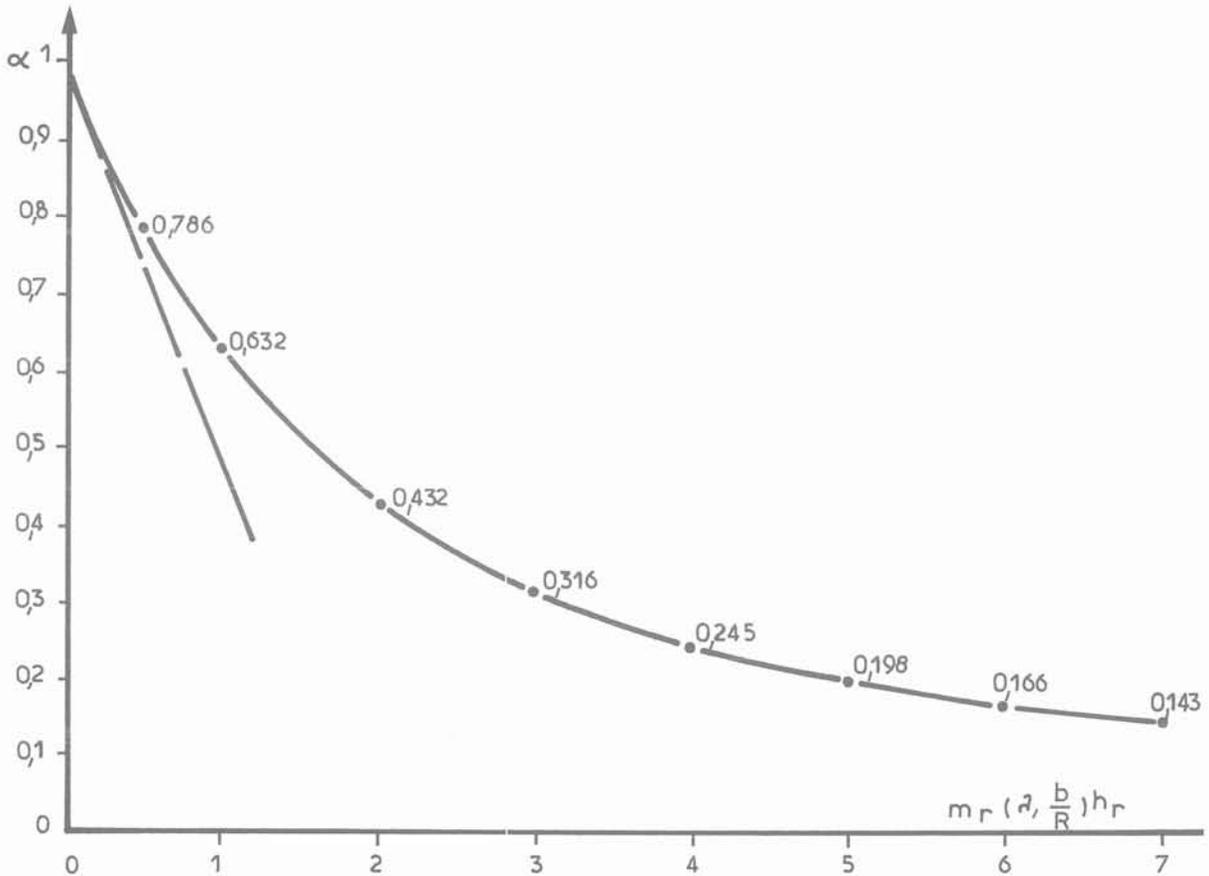
où F_{nr} est le frottement négatif transmis à l'inclusion, laquelle est chargée par $Q = F_{nr} + \pi R^2 \gamma_r h_r$ (2 bis), valeur que l'on cherchera à rendre la plus forte possible, de sorte que la contrainte $q'(h_r)$ soit, elle, la plus petite possible.

En pratique, on se fixera comme objectif de ramener sur le sol médiocre la contrainte $\gamma_r h_r$ sans renforcement à une valeur $q'(h_r)$, après renforcement, acceptable vis-à-vis des tassements ultérieurs qu'elle engendrera.

On pose donc $q'(h_r) = \alpha \gamma_r h_r$ (3), définissant le paramètre $\alpha < 1$, et la liberté de choix est laissée quant à la valeur du diamètre $2R$ de l'inclusion ; on en déduira $\frac{b^2}{R^2}$, donc le maillage. D'après (1) et (3), on a

$$\alpha \gamma_r h_r = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r h_r})$$

soit $e^{-m_r h_r} = 1 - \alpha m_r h_r$ (4) qui déterminera $m_r h_r$ (α) pour α donné (abaque 2).



Abaque 2. — Calcul de $m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$

Graph 2. — Calcul of $m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) h_r$

Le maillage est donné par (abaque 3) :

$$\frac{b^2}{R^2} = 1 + \frac{2 Ktg\varphi_r}{\left[m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \cdot h_r \right]_{(\alpha)}} \cdot \frac{h_r}{R} \quad (5)$$

Ce résultat mène aux constatations suivantes, conformes aux conclusions auxquelles on peut aboutir par un raisonnement qualitatif :

1. à qualité croissante de remblai, l'intensité du maillage nécessaire décroît. L'effet de voûte entre têtes d'inclusion est effectivement meilleur ;
2. plus α est faible, plus le maillage est serré ;
3. pour une valeur R du rayon de l'inclusion, le maillage augmente (à α donné) avec h_r , q' (h_r) augmentant plus vite que $\gamma_r h_r$.

Une manière différente de poser le problème consiste à raisonner à partir de la charge transmise. C'est ainsi que les Scandinaves, adeptes de ce procédé, imposent qu'une fraction β donnée de la charge totale du remblai soit transmise à la surface du sol entre les inclusions, soit $\beta \pi b^2 \gamma_r h_r = \pi (b^2 - R^2) q' (h_r)$;

on peut ainsi déterminer le maillage $\frac{b^2}{R^2}$ pour β fixé, en

fonction de $\frac{h_r}{R}$; dans ce cas,

$$m_r h_r \left(\beta, \frac{h_r}{R} \right)$$

est donné par

$$e^{-m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) h_r} = 1 - \beta m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \quad (6)$$

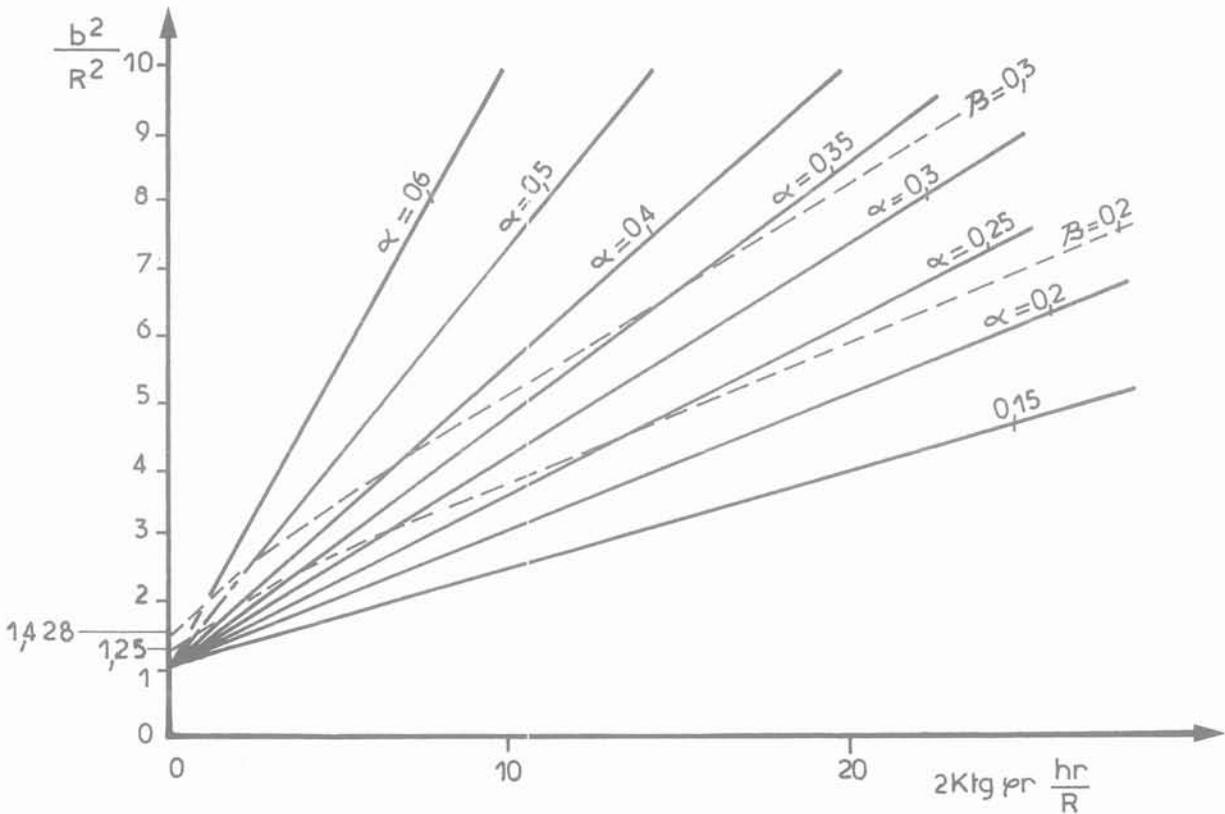
$$h_r \left(1 + \frac{m_r \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) h_r}{2 Ktg\varphi_r \frac{h_r}{R}} \right)$$

et

$$\frac{b^2}{R^2} = 1 + \frac{2 Ktg\varphi_r}{m \lambda \frac{b}{h}} \cdot \frac{h_r}{R} \quad (7)$$

et on montre sans difficulté que, lorsque $\frac{h_r}{R}$ tend vers

0, $\frac{b^2}{R^2}$ tend vers $\frac{1}{1 - \beta}$ ou, au contraire, si $\frac{h_r}{R}$ tend vers l'infini, la relation (6) se réduit à



Abaque 3. — Maillage en fonction d'un critère de contrainte (α) ou de charge (β)
 Graph 3. — Spacing of piles with stress (α) or load (β) criterion.

$$e^{-m_r \left(\lambda \frac{b}{R} \right) h_r} = 1 - \beta m_r h_r$$

analogue à (4). L'abaque 3 donne, suivant le critère choisi (α ou β) le maillage en fonction de $2 Ktg\varphi_r \cdot \frac{h_r}{R}$.

3.2. Comportement dans le sol médiocre sous $q'(h_r)$.

Contribution des effets de groupe et d'accrochage

L'effet de voûte entre les têtes d'inclusions amène en définitive au niveau $z = 0$ du sol en place la contrainte à la valeur résiduelle $q'(h_r)$ (fig. 10), chaque inclusion étant soumise en tête à l'effort $F_{nr} + \pi R^2 \gamma_r h_r$ défini par (2) et (2 bis).

des tassements, $q(z,x)$ est, dans l'expression ci-dessus, remplacé par une valeur moyenne uniforme $\bar{q}(z)$ à la cote z , telle que

$$2 \pi \int_R^b q(z,x) x \lambda dx = \pi(b^2 - R^2) \bar{q}(z)$$

qui conduit finalement à

$$\bar{q}(z) = q'(h_r) + \gamma'z \tag{8}$$

$$\left\{ q'(h_r) + \gamma'z - q(z,R) \right\} \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)}$$

où λ est le coefficient d'accrochage du sol autour du fût, donné par le tableau 1 en fonction de $Ktg\delta$ (lié au

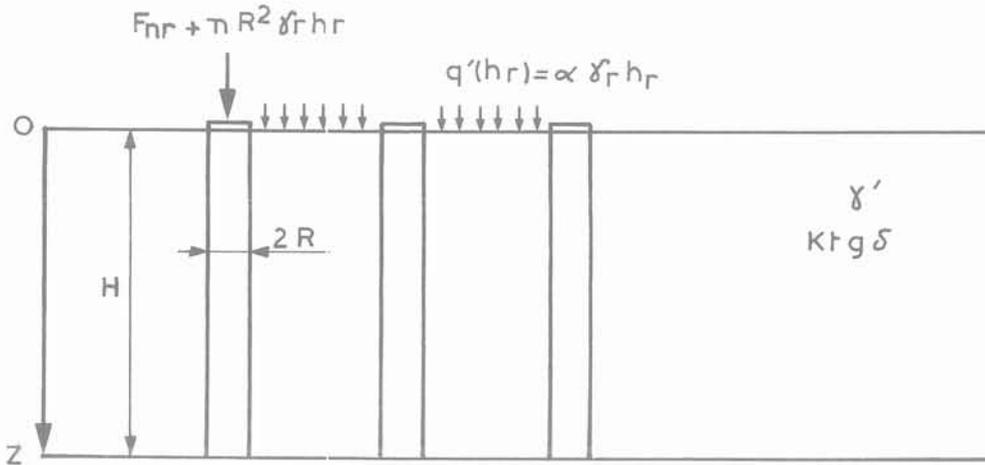


Fig. 10. — Effort en tête de pieu et contrainte résiduelle sur le sol.
Fig. 10. — Load at pile top and residual stress on soil.

Le rôle bénéfique des inclusions ne s'arrête pas à ce simple transfert en tête. Le sol médiocre, soumis à $q'(h_r)$, va en effet surcharger les fûts d'inclusions par frottement négatif, lequel par effet de groupe va décharger le sol en profondeur.

Au niveau z , on a l'égalité :

$$F_{ns} + 2 \pi \int_R^b q(z,x) x \lambda dx = \pi (b^2 - R^2) \left\{ q'(h_r) + \gamma'z \right\}$$

où $F_{ns}(z)$ est le frottement négatif induit par $q'(h_r)$, et $q(z,x)$ la contrainte effective verticale, variable horizontalement et verticalement. Afin de permettre le calcul

type de pieu et à la nature du sol); $m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)$ et

$m \left(0, \frac{b}{R} \right)$ sont fournis par l'abaque 1 ; $q(z, R)$ est la

contrainte verticale le long de l'inclusion, dans le sol médiocre, à la cote z , valant :

$$q(z, R) = \frac{\gamma'}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} + e^{-m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)z} \left\{ q'(h_r) - \frac{\gamma'}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \tag{9}$$

La connaissance de $\bar{q}(z)$ permet le calcul du tassement à tout niveau.

On distingue deux cas, nécessitant le calcul préalable de la hauteur maximale h_c d'action du frottement négatif F_{ns} , définie en écrivant que la contrainte $q(h_c, R)$ calculée par (9) est égale au « poids déjaugé des terres » $\gamma' h_c$.

L'abaque 4 permet directement cette détermination, à

$$m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \cdot q' (h_r)$$

partir des termes $\frac{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \cdot q' (h_r)}{\gamma'}$, donnant

$$m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \cdot h_c, \text{ puis } h_c.$$

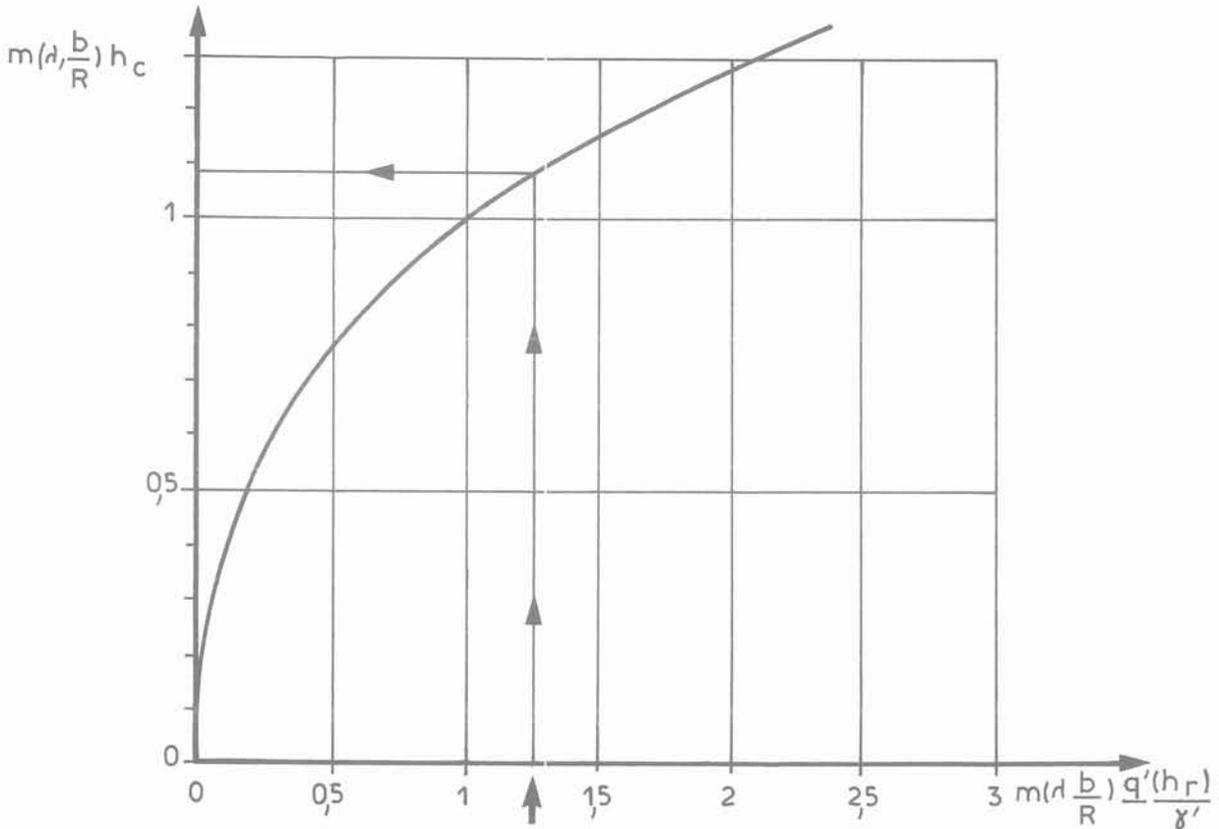
1^{er} cas : $h_c \leq H$; le frottement négatif F_{ns} se manifeste jusqu'à h_c , profondeur du « point neutre ». Jusqu'à cette cote, $\bar{q}(z)$ est donné par (8). A la cote h_c , on a

$$\bar{q}(h_c) = \gamma' h_c + q'(h_r) \left\{ 1 - \frac{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \right\} \quad (10)$$

— Si, par exemple, par simplification pour le calcul des tassements et dans la mesure où cette simplification est justifiée on choisit une contrainte moyenne sur la hauteur h_c ,

$$\text{soit } \bar{\bar{q}} = \frac{1}{h_c} \int_0^{h_c} \bar{q}(z) dz$$

on montre que



Abaque 4. — Détermination de la hauteur critique h_c dans un sol homogène chargé uniformément.
Graph 4. — Calcul of critical length h_c in uniformly loaded homogeneous soil.

$$\bar{q} = \left\{ 1 - \frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \right\} \quad (11)$$

$$\left\{ \gamma' \frac{h_c}{2} + q'(h_r) \right\} + \frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m^2 \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \cdot \frac{q'(h_r)}{h_c}$$

Le tassement est alors donné (sol homogène normalement consolidé) par

$$\frac{\Delta h_c}{h_c} = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{2 \bar{q}}{\gamma' h_c}$$

— L'épaisseur inférieure $H - h_c$ de sol médiocre est sollicitée par $\bar{q}(h_c)$ donné en (10); son tassement est, toujours en supposant la simplification justifiée :

$$\frac{\Delta(H - h_c)}{H - h_c} = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left\{ 1 + \frac{2 q'(h_r)}{\gamma'(H + h_c)} \cdot \frac{1 - m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{1 - m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \right\}$$

2° cas : $h_c > H$; il n'y a donc pas de point neutre; dans ce cas, avec la même simplification qu'en (11), on a :

$$\bar{q} = \left\{ 1 - \frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \right\} \left\{ \gamma' \frac{H}{2} + q'(h_r) \right\} + \frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m^2 \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \left\{ \gamma' + \frac{q'(h_r)}{H} - \frac{q(H, R)}{H} \right\}$$

et le tassement de la couche H vaut

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{2 \bar{q}}{\gamma' H}$$

Il y a évidemment, dans le cas de sols variés, possibilité de tenir compte de la stratigraphie dans les calculs des

contraintes et tassements. En sol homogène, on peut découper le terrain en couches médiocres au sein desquelles on pourra procéder à des calculs de tassement plus précis que la méthode approximative présentée. Ce sera absolument nécessaire dans le cas de forte épaisseur H, pour éviter des erreurs importantes sur l'amplitude des déformations (voir annexe).

Remarque : A l'hypothèse d'un accrochage maximum le long des pieux ($\lambda = \alpha$), donc d'un frottement négatif lui-même maximum, correspond la contrainte $\bar{q}(z)$ minimale calculée, et en conséquence les tassements minimaux. L'accrochage $\lambda > 0$ manifeste donc des effets dans le sens de la sécurité vis-à-vis du problème que l'on cherche à traiter, il est donc nécessaire de le prendre en compte. Quantitativement, son effet apparaît

par le terme $\frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)}$, dans les expressions (8) et

suivantes.

3.3. Effort total Q_t dans une inclusion

Le frottement négatif induit le long de l'inclusion dans le sol mou est donné par

$$F_{n,s} = \frac{2 \pi R K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \left\{ \gamma' H + q'(h_r) - q(H, R) \right\}$$

s'il n'y a pas de point neutre, et par

$$F_{n,s} = \frac{2 \pi R K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} q'(h_r)$$

s'il y a un point neutre.

Donc, globalement, l'inclusion doit être dimensionnée pour reprendre l'effort total

$$Q_t = \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{n,r} + F_{n,s}$$

s'écrivant

$$Q_t = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi(b^2 - R^2) q'(h_r) + \frac{2 \pi R K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \left\{ \gamma' H + q'(h_r) - q(H, R) \right\} \quad (13)$$

ou bien

$$Q_i = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi(b^2 - R^2) q'(h_r) + \frac{2 \pi R K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} q'(h_r) \quad (14)$$

où $q(H, R)$ est défini en (9).

Comme on l'a postulé en début de cette étude, les termes F_{nr} et F_{ns} ne se développent que si le déplacement relatif sol-inclusion est suffisant, ce qui nécessite donc un sol suffisamment compressible. Pour le type d'applications examiné ici, ce sera toujours le cas ; il y a également nécessité, d'un sol assez peu déformable sous la pointe de pieu.

On dimensionnera donc les inclusions pour la valeur Q_i calculée ci-dessus, ce qui implique en pratique la présence d'un horizon de portance suffisante à distance modérée.

On pourra bien entendu choisir, vis-à-vis de la charge limite Q_{pj} en pointe de l'inclusion, un coefficient de sécurité relativement faible, menant à une charge ne restant que légèrement inférieure à la charge de fluage Q_{fr} .

En effet, imaginons que l'on dimensionne l'inclusion de sorte que la charge Q approche Q_{pj} . La pointe va de ce fait tasser et les conditions d'une mobilisation optimale du frottement négatif le long du fût n'étant pas respectées (point fixe), le terme F_{ns} réel sera plus faible

que celui calculé, tout en ayant en tête un déplacement relatif suffisant pour mobiliser F_{nr} . En définitive, dans de telles conditions, chaque inclusion n'encaisserait en réalité, après redistribution, qu'un effort inférieur à Q prévu ; la différence bien entendu serait retransmise au sol médiocre. Il y a d'ailleurs possibilité de chiffrer ce transfert par application des méthodes générales déjà citées (COMBARIEU 1985), qui prennent en compte une hauteur réduite d'action $h'_c < h_c$ de frottement négatif.

Dans le cas où les inclusions seraient arrêtées au sein même du sol médiocre, on pourra procéder comme suit pour chiffrer leur capacité d'amélioration.

1. On fait toujours l'hypothèse qu'il y a un déplacement relatif sol-pieu suffisant en tête d'inclusion pour mobiliser F_{nr} par effet d'ancrage. On en déduit le maillage. On estime, pour les inclusions, la hauteur d'action réduite h'_c , et l'on procède au calcul des tassements des épaisseurs h'_c et $H - h'_c$, comme précédemment. Chaque inclusion est alors soumise, à la profondeur h'_c à un effort qui a pour intensité $Q_i = \pi b^2 \gamma_r h_r + F_{ns} + F_{nr}$. Cet effort, le pieu étant arrêté dans le sol médiocre, est retransmis intégralement à celui-ci par frottement latéral positif et en pointe de l'inclusion.

Il contribue donc de ce fait à un tassement supplémentaire de la couche $H - h'_c$, que l'on pourra apprécier par la méthode de TERZAGHI, par exemple, en supposant que l'effort Q_i est reporté sur une semelle fictive située à la profondeur $h'_c + \frac{2}{3}(L - h'_c)$, (L , longueur de pieu $< H$) (fig. 11).

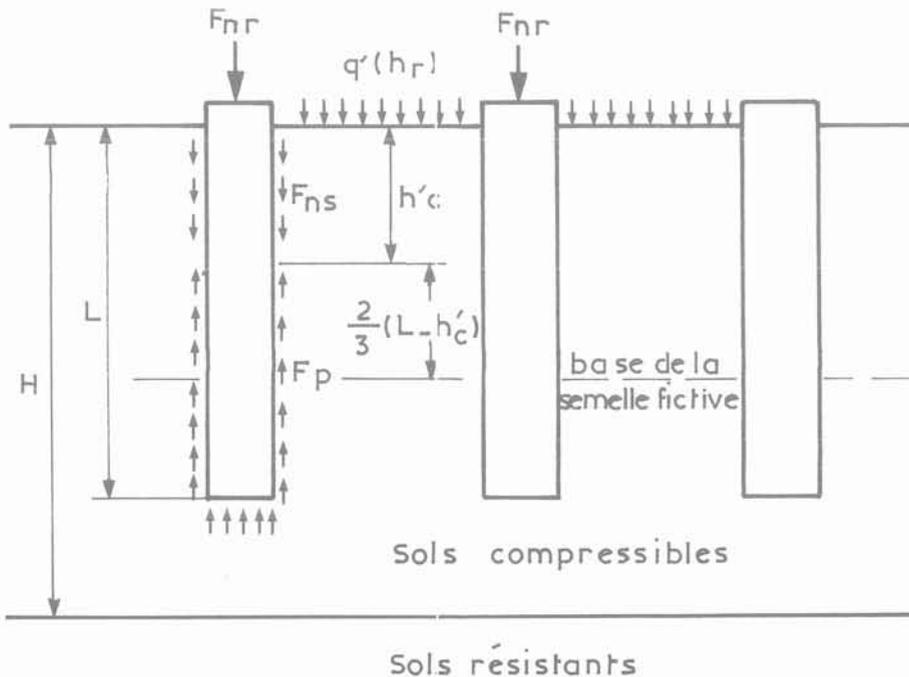


Fig. 11. — Inclusions arrêtées dans un sol médiocre.
Fig. 11. — Piles tip in soft soil.

Finalement, avec un réseau d'inclusions *arrêtées dans le sol médiocre*, toute la charge $\gamma_r h_r$ du remblai de tête est transmise au sol médiocre lui-même. Il y a simplement une modification relativement complexe de cette transmission, qui conduit cependant à une réduction des tassements qui se produiraient sans le réseau.

Dans ce cas, d'ailleurs, la charge limite de la pointe de l'inclusion est mobilisée et il va de soi que la capacité de reprise en tête F_{nr} est directement liée à la valeur de Q_{pi} , charge limite en pointe de l'inclusion (voir 2.1.).

Il faut remarquer que, dans le cas du réseau arrêté sur le sol dur, une légère fraction de la charge en tête peut également, après transmission à l'inclusion (pour $z < h_r$), être retransmise au sol médiocre, par frottement positif, sur la hauteur $H - h_r$. Ce mécanisme a été volontairement négligé quant à sa contribution à un léger tassement supplémentaire, lequel est très faible.

3.4. Adaptation de la géométrie des inclusions

Partant d'une valeur R du rayon de l'inclusion en tête, on aboutit à un effort Q_i que l'inclusion doit supporter. On cherchera donc une dimension économique de celle-ci, pouvant amener à choisir un diamètre de la partie courante largement inférieur à R , soit $R' < R$ (fig. 12).

On est donc ramené à la géométrie schématisée ci-dessous (fig. 12).

Cette adaptation de la géométrie modifie néanmoins les conditions d'apparition du frottement négatif F_{ns} sur le fût des inclusions. En effet, le rapport $\frac{b}{R}$ augmente sensiblement, l'importance de l'effet de groupe diminue, la surface du sol compressible, représenté par $\pi(b^2 - R'^2)$, augmentant devant une charge constante $\pi(b^2 - R'^2) q'(h_r)$ qui lui est transmise. Il est donc nécessaire de vérifier quelles répercussions sur le tassement du sol, et sur la charge transmise aux inclusions, ce changement de géométrie entraîne.

On calculera donc le frottement négatif induit sur le réseau défini par $\frac{b}{R}$, sous l'effet d'une contrainte moyenne en tête du sol médiocre définie par

$$\bar{q}'(h_r) = \frac{b^2 - R'^2}{b^2 - R^2} q'(h_r)$$

on a donc

$$\bar{q}'(h_r) < q'(h_r)$$

Il y a donc, puisque $R' < R$, une réduction de l'effet de groupe au sein du sol; le terme F_{ns} diminue, ce qui justifie a fortiori le passage de R à R' . Par contre, bien sûr, les tassements sont en règle générale légèrement plus élevés, puisque l'efficacité du dispositif est moins bonne.

D'un point de vue pratique, sur chantier, on sera le plus souvent amené à prévoir, avant tout travaux, la mise en œuvre d'un remblai technique de travail d'épaisseur h_{r1} , les inclusions étant mises en place

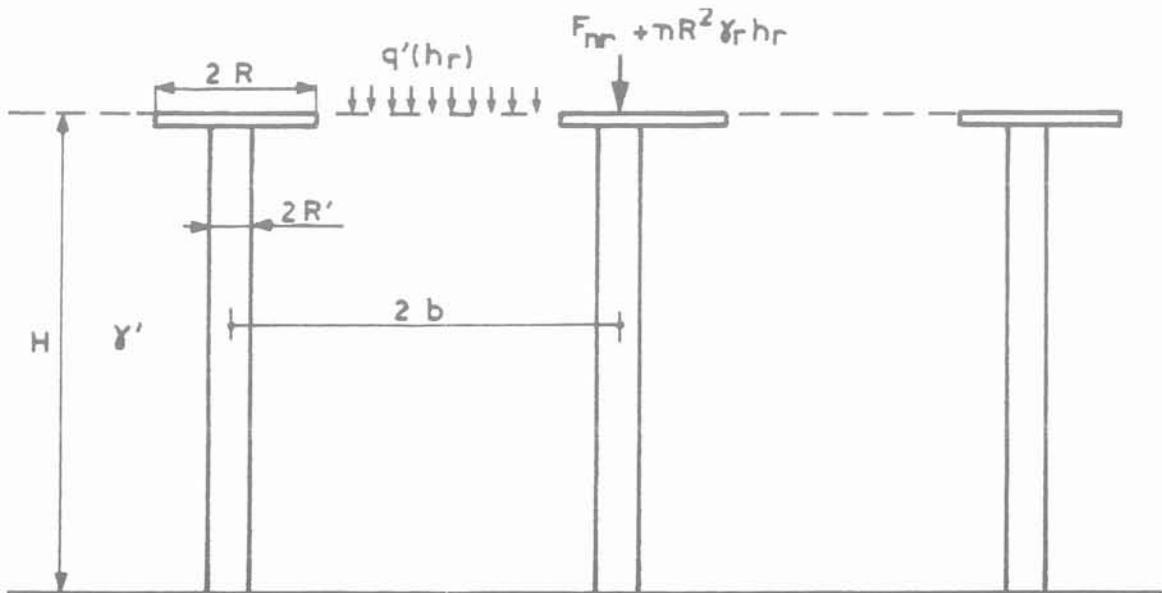


Fig. 12. — Inclusions surmontées d'une semelle.
Fig. 12. — Piles with cap.

ultérieurement. On se trouve avec la géométrie représentée ci-dessous, après achèvement de l'ensemble du remblai à édifier, de hauteur totale $h_{r1} + h_{r2}$ (fig. 13).

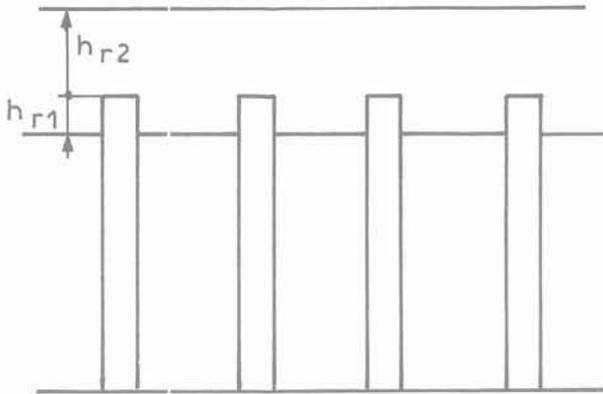


Fig. 13. — Réalisation pratique des inclusions.
Fig. 13. — Practical carrying out of piles.

Au niveau du calcul, cette disposition ne présente pas de difficulté particulière, puisque l'on peut distinguer deux couches de remblai h_{r2} et h_{r1} .

4. EXEMPLE D'APPLICATION

La méthode précédente est appliquée au cas de la figure 14.

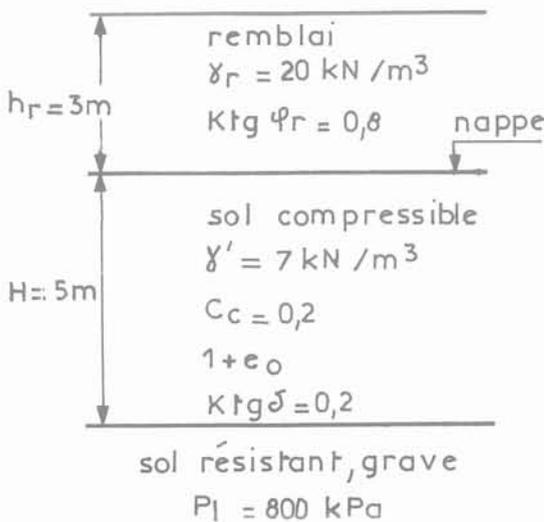


Fig. 14. — Exemple numérique.
Fig. 14. — Numerical example.

Le remblai étant construit directement, le tassement calculé est, par méthode simplifiée :

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{\gamma_r h_r + \gamma' \frac{H}{2}}{\gamma' \frac{H}{2}} \cdot H = 65 \text{ cm}$$

Le tassement prévisible (voir annexe) est de 77 cm. On cherchera à réduire la contrainte sur le sol compressible à une valeur résiduelle $q'(h_r) = 12 \text{ kPa}$.

Notons que cette contrainte, $q'(h_r)$, seule, ramène le tassement à 33 cm.

4.1. Calcul du réseau d'inclusions

On choisira a priori $R = 0,15 \text{ m}$, $q'(h_r) = \alpha \gamma_r h_r$ avec $\alpha = 0,2$ donnant (abaque 2 et 3),

$$\left\{ m_r \left(\alpha, \frac{b}{R} \right) \cdot h_r \right\}, \text{ et } \frac{b^2}{R^2} = 7,4 \text{ d'où } \frac{d}{R} = 2,4$$

(maillage carré).

Dans le sol compressible, le coefficient d'accrochage λ vaut 0,185 et $\frac{b}{R} = 2,72$; pour ce couple

$$\lambda, \frac{b}{R}, m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \cdot \frac{R}{Ktg \delta} = 0,36 \text{ (abaque 3), d'où}$$

$$m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) = 0,498; \text{ puis } m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) \times \frac{q'(h_c)}{\gamma'}$$

$$= 0,854, \text{ et (abaque 4), } h_c = 1,90 \text{ m.}$$

Il y a donc un point neutre à 1,90 m, où la contrainte verticale dans le sol vaut

$$q(h_c, R) = \gamma' h_c = 7 \times 1,95 = 13,28 \text{ kPa}$$

La contrainte moyenne $\bar{q}(h_c)$ dans le plan horizontal vaut donc, en vertu de (10) :

$$\bar{q}(h_c) = \gamma' h_c + q'(h_r) \left\{ 1 - \frac{m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right)}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} \right\}$$

$$\text{avec } m(\alpha, b) = \frac{2 \pi R Ktg \delta}{\pi (b^2 - R^2)} = 0,417$$

d'où

$$\bar{q}(h_c) = 13,28 + 12 \left(1 - \frac{0,417}{0,498} \right) = 15,23 \text{ kPa}$$

et, sur la hauteur h_c , la contrainte moyenne est, en vertu de (11) : $\bar{q} = 13,65$ kPa.

Les tassements calculés pour ces états de contraintes sont finalement de 13 cm pour l'épaisseur h_c , et de 2,2 cm pour la fraction restante $H - h_c$; soit un tassement total de 15 cm environ.

En conclusion, pour un tassement prévisible de 77 cm sans dispositions particulières, la seule prise en compte du développement de l'effet de voûte en tête des inclusions amène cette valeur à 33 cm. Ce premier effet réducteur, complété par l'apparition du frottement négatif sur le réseau d'inclusions, conduit en définitive à un tassement de 15 cm environ. Le tassement obtenu est donc cinq fois plus faible.

4.2. Efforts dans les inclusions

L'effort transmis en tête, vaut

$$F_{nr} + \pi R^2 \gamma_r h_r = \pi R^2 \gamma_r h_r \left\{ \frac{b^2}{R^2} (1 - \alpha) - \alpha \right\} = 25,9 \text{ kN}$$

Par frottement négatif, apparaît le long du fût un effort

$$F_{ns} = \frac{2 \pi R K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right)} q'(h_r) = 4,5 \text{ kN}$$

d'où

$$Q_t = F_{nr} + F_{ns} + \pi R^2 \gamma_r h_r = 30,4 \text{ kN}$$

Donc, pour un pilot de type battu posé au toit de la grave, de pression limite $P_1 - P_0 = 800$ kPa, avec un facteur de portance de 4, la capacité portante en pointe Q_{pl} vaut $(0,15)^2 \times 4 \times 800 = 225$ kN; ce pilot peut donc encaisser, sans déformation appréciable, 120 kN, bien supérieurs aux 30,4 kN à reprendre. La section peut donc être réduite, dans la mesure où les contraintes de compression sont admissibles. En admettant 3000 kPa, on peut envisager de réduire de moitié le rayon R initial du pilot et de le ramener à $R' = 7,5$ cm.

Examinons la répercussion de cet abaissement de R à R' sur le tassement. On a en effet :

$$\frac{b}{R'} = 2 \frac{b}{R} = 5,44$$

Dans ces conditions, on trouve successivement

$$m \left(\alpha, \frac{b}{R} \right) = 0,186, m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) = 0,312, h_c = 2,53 \text{ m},$$

$$\bar{q}(h_c) = 22,54 \text{ kPa et } \bar{q} = 17,47 \text{ kPa.}$$

Le tassement final calculé est de 21 cm avec 17,3 cm pour l'épaisseur h_c et 3,7 cm pour la partie inférieure $H - h_c$.

Cette valeur est donc supérieure à celle obtenue avec les inclusions de rayon R initialement choisi.

Quant aux efforts dans le pilot, ils sont réduits dans des proportions minimales, sachant qu'en tête il n'y a pas de modification; F_{ns} est donné par

$$F_{ns} = \frac{2 \pi R' K t g \delta}{m \left(\lambda, \frac{b}{R'} \right)} \text{ ou } R' = 0,075 \text{ m}$$

au lieu de $R = 0,15$ m, et $m \left(\lambda, \frac{b}{R'} \right) = 0,312$ au

lieu de 0,498 précédemment, d'où $F_{ns} = 3,6$ kN, soit $Q_t = 29,5$ kN.

Remarque. — Si l'on s'avisait d'arrêter les pilots avant le toit de grave, à 4 m par exemple, on peut voir rapidement, sans calculs approfondis, que l'efficacité d'une telle disposition serait extrêmement faible et, bien sûr, sans aucun intérêt.

5. DONNÉES EXPÉRIMENTALES

L'examen détaillé de la littérature technique n'a porté que sur la construction de remblais sur sol amélioré par inclusions.

5.1. Etude expérimentale de KORFIATIS (1984)

Une première expérimentation intéressante, car elle permet une confrontation avec la méthode proposée, est celle décrite par KORFIATIS (1984).

On a instrumenté trois aires d'essai, comportant chacune un remblai de 3,70 m de hauteur reposant sur 3,90 m de sols compressibles tourbeux, organiques, saturés. Deux zones comportant des minipieux de bois de diamètre 0,35 m, disposés selon des mailles carrées de 1,22 m et 1,52 m de côté (2 d) respectivement, et une zone sans minipieux, ont été suivies pendant plusieurs mois, au niveau des tassements de surface. Un géotextile Mirafi 500 X garnissait la base du remblai.

La figure 15 donne quelques détails sur l'expérimentation.

Au niveau des tassements, les valeurs mesurées sont données dans le tableau 1. Au bout de 190 jours, l'évolution est beaucoup plus lente pour le maillage le plus serré (0,9 mm/jour, 0,5 mm/jour et 0,2 mm/jour, respectivement).

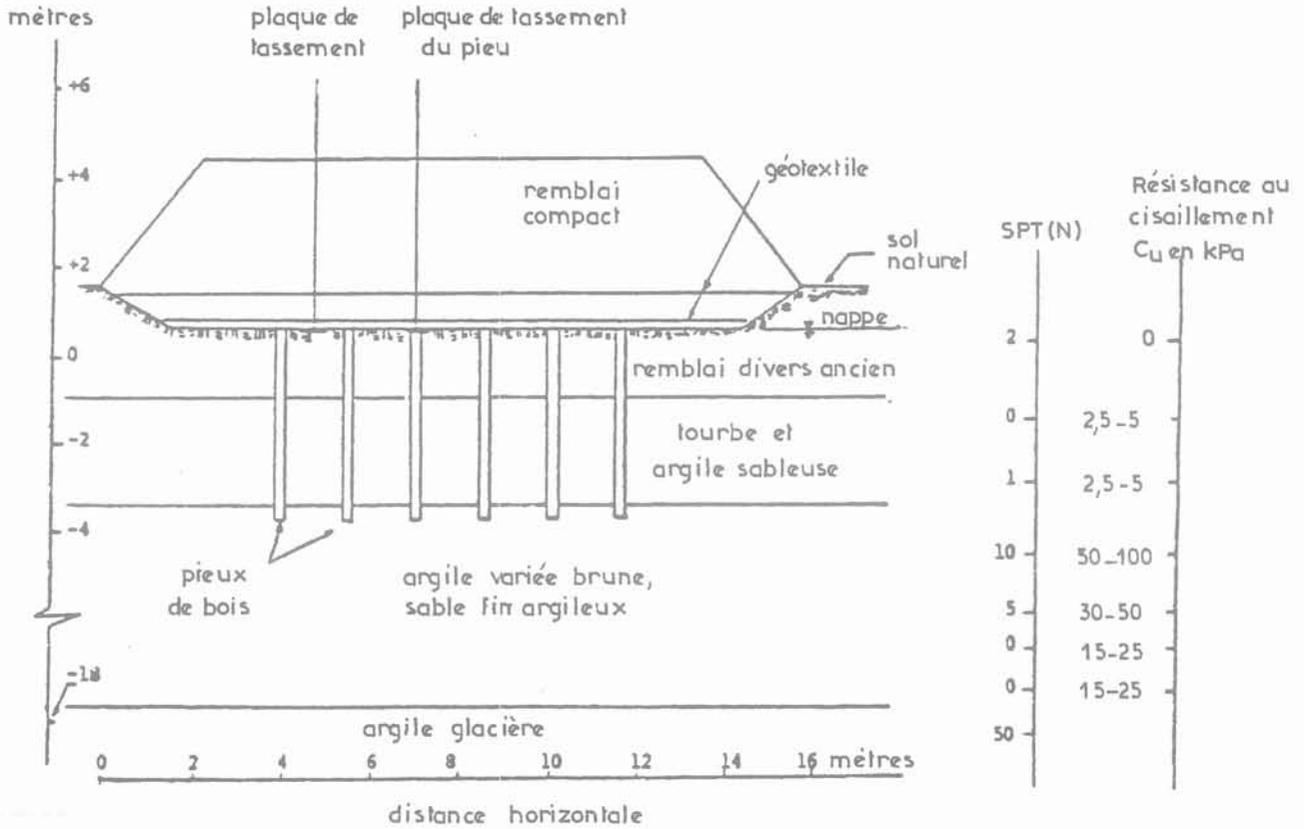


Fig. 15. — Expérimentation d'un remblai aux U.S.A. (d'après Korfiatis).
 Fig. 15. — Fill experimentation in USA (after Korfiatis).

Tableau 1. — Tassements mesurés.
 Table 1. — Measured settlements

Remblai	Référence	Maille de 1,22 × 1,22 m	Maille de 1,52 × 1,52 m
Tassement primaire (60 à 80 jours)	39,6 cm	18,3 cm	30,5 cm
Tassement à 190 jours	61 cm	21,3 cm	39,6 cm

Afin d'interpréter ces résultats, certaines hypothèses ont dû être faites pour remplacer les données manquantes. On a choisi pour le remblai un poids volumique γ_r de 20 kN/m³ et des coefficients $K_{tg\delta}$ de 0,8 et 1, successivement. Pour le sol compressible, on a adopté un poids volumique déjaugé γ' de 6 kN/m³, et des coefficients $K_{tg\delta}$ de 0,15 (coefficient d'accrochage $\lambda = 0,235$) et $K_{tg\delta} = 0,25$ ($\lambda = 0,135$).

Les maillages ($2d = 1,22$ et $1,52$ m, ce qui correspond à $\frac{b}{R} = 3,93$ et $4,90$), sont donc relativement lâches.

Ne connaissant pas les caractéristiques de compressibilité des sols, on a assimilé la couche de 3,90 m d'épaisseur à un matériau homogène.

Pour le remblai test (sans minipieux) les 61 cm de tassement observés en 190 jours (tassements primaire et secondaire) ont permis de calculer un coefficient $\frac{C_c}{1 + e_0}$ équivalent de 0,157; si l'on se limite au tassement primaire, (39,6 cm), on obtient une valeur de $\frac{C_c}{1 + e_0}$ de 0,10.

Sur la base de ces données, on a calculé par la méthode exposée les tassements avec inclusions, (tableau 2).

Tableau 2. — Tassements calculés (cm)
Table 2. — Calculated settlements

$Ktg\varphi_r$	0,8				1			
γ' Sol compressible	6 kN/m ³							
$Ktg\delta$ Sol compressible	0,15		0,25		0,15		0,25	
b/R	3,93	4,90	3,93	4,90	3,93	4,90	3,93	4,90
W calculé avec $\frac{C_c}{1 + e_o} = 0,157$	34,2	42,3	29,5	39,8	30,7	39,1	27	37
W calculé avec $\frac{C_c}{1 + e_o} = 0,10$	22,2	27,5	19,2	25,9	20	25,4	17,6	24,1

La comparaison des calculs et des mesures ne permet pas de choisir la bonne valeur des paramètres. Mais les calculs, comme les mesures, montrent une réduction appréciable des tassements du sol compressible du fait du réseau d'inclusions, avec des ordres de grandeur raisonnable compte tenu de toutes les incertitudes.

Il faut noter que les pointes des pieux ont poinçonné les marnes sous-jacentes, puisque les pieux ont tassé de 3 et 4,5 cm, respectivement. Ces tassements sont tout à fait logiques puisque dans le cas du réseau le plus lâche ($\frac{b}{R} = 4,90$) et pour $Ktg\varphi_r = 0,8$ et

$Ktg\delta = 0,25$, la charge Q_i transmise à un minipieu atteint 119 kN ; la charge limite en pointe est de l'ordre de 90 kN, d'après les caractéristiques géotechniques du sol. Il y a donc bien poinçonnement des pointes et, de ce fait, réduction du frottement négatif F_{15} ; l'efficacité du groupe est donc moins bonne que si les pieux reposaient sur un sol plus résistant.

D'autre part, la présence d'un géotextile au dessus des têtes de pieux donne globalement au remblai une cohésion équivalente, ici probablement faible, mais dont l'influence est bénéfique pour les tassements et croît rapidement avec le resserrement du maillage (voir annexe II).

5.2. Chantiers en Ecosse (REID et BUCHANAN, 1983)

Plusieurs remblais d'accès, à des ouvrages d'art, sur sols compressibles ont été édifiés sur des réseaux de pieux portant des semelles circulaires préfabriquées. Deux lits de TERRAM (membrane géotextile) renforcé de lanières, ont été disposés au-dessus de ces semelles pour favoriser l'effet de voûte.

Les pieux sont analogues à ceux utilisés pour l'ouvrage d'art ; leur espacement est modulé avec la distance à la culée, de même que leur longueur, de sorte qu'on

aménage une zone de transition progressive, où les tassements passent d'une valeur faible près de la culée à la valeur plus forte du tassement du sol sous le remblai en l'absence d'inclusions.

La capacité portante des pieux est aménagée de sorte qu'une sécurité de 2, près de la culée, conduite à une efficacité maximale des inclusions ; loin de la culée, la sécurité est plus faible.

La figure 16 montre clairement le dispositif mis en œuvre pour l'un des ouvrages d'art ainsi conçus.

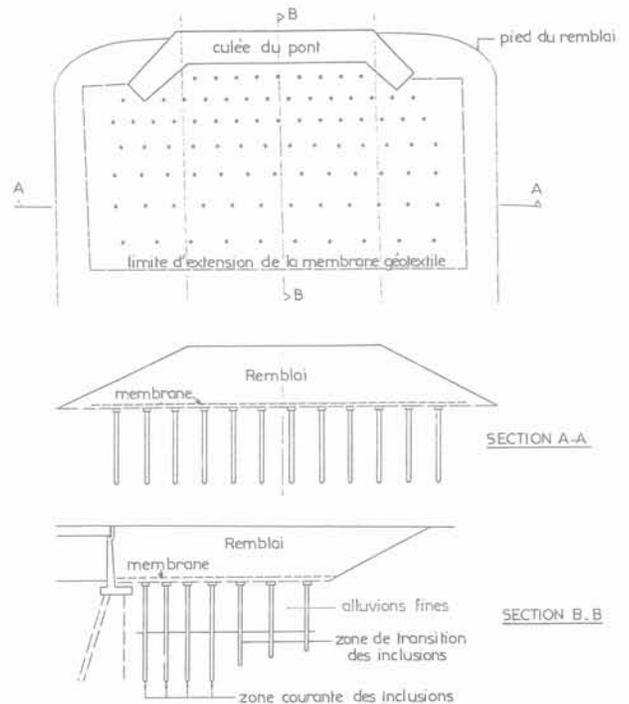


Fig. 16. — Principe des remblais d'accès à des ouvrages d'art en Ecosse (Reid et Buchanan).

Fig. 16. — Conception of embankments near bridges in Scotland (after Reid and Buchanan).

Une instrumentation poussée a permis de suivre les tassements, les pressions interstitielles, la charge en tête des inclusions et les déplacements horizontaux, à la fois dans la zone améliorée et hors de celle-ci.

Il apparaît sans aucune ambiguïté que, dans la zone traitée, un pourcentage très important de la charge de remblai passe dans l'inclusion (environ 80 %) ; les pressions interstitielles développées restent extrêmement faibles (quelques pourcents) et les déplacements horizontaux du sol sont réduits dans des proportions considérables (environ 1 cm contre 14 cm).

A partir des quelques données de la publication, la méthode proposée en 3 a été appliquée.

On a retenu les chiffres suivants pour la zone où le réseau des pieux est le plus serré, près de la culée :

$$\frac{b^2}{R^2} = 7,70 ;$$

$$R = 0,6 \text{ m} ; \gamma_r h_r = 130 \text{ kPa} ; \gamma_r = 13 \text{ kN/m}^3.$$

et l'on a choisi $Ktg_{\varphi_r} = 0,8$ et 1 , respectivement.

Dans ces conditions, on a respectivement :

$$m \left(\lambda, \frac{b}{R} \right) = 0,4 \text{ et } 0,5 \text{ et } q' (h_r) = 31,9 \text{ et } 25,8 \text{ kPa} ;$$

Ce qui conduit, en tête des inclusions, à des efforts de 860 et 905 kN, à comparer aux 900 kN mesurés sur le site.

5.3. Techniques utilisées en Suède (BROMS, 1979)

BROMS (1979) décrit les procédés utilisés en Suède pour construire sur pieux certains remblais d'accès à des culées d'ouvrages d'art. Les pieux reposent sur un sol suffisamment résistant et sont coiffés d'une semelle individuelle (« pile cap ») assurant un taux de couverture variable.

En particulier, le code routier suédois propose pour le dimensionnement l'abaque de la figure 17, qui donne le maillage nécessaire pour reprendre 80 % du poids du remblai ($\beta = 0,2$). La méthode suédoise étant d'origine expérimentale, la courbe est comparée à celles données par la méthode proposée dans cet article, pour $Ktg_{\varphi_r} = 0,5 - 0,75$ et 1 .

5.4. Techniques utilisées en Finlande (RATHMAYER, 1975)

RATHMAYER (1975) décrit trois remblais instrumentés, où la hauteur, la nature du matériau et le taux de couverture des semelles sur pieux varient, et pour lesquels plus de 80 % des charges sont transmises aux inclusions. La méthode utilisée, comme en Suède, permet d'édifier les remblais immédiatement après la mise en œuvre des inclusions.

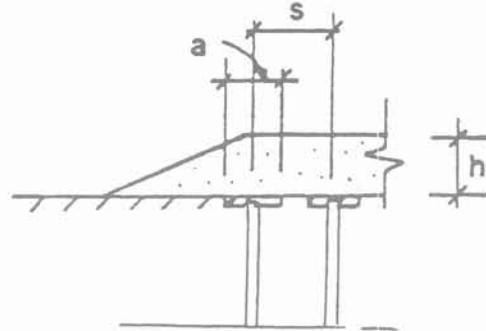


Fig 17 a

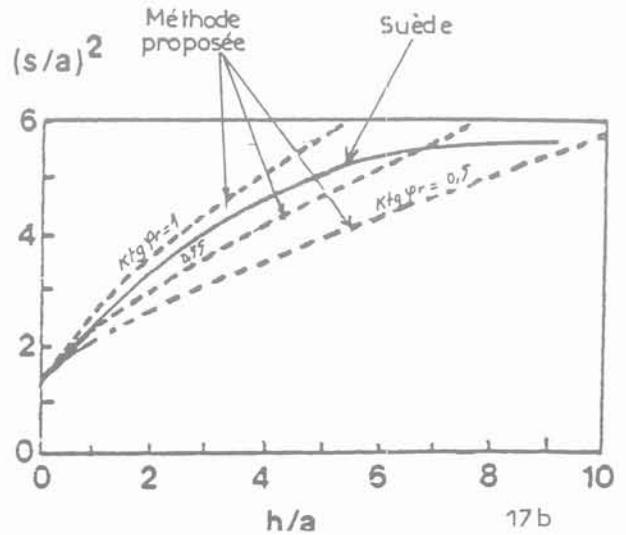


Fig. 17. — Abaque de dimensionnement des réseaux de pieux (d'après Bross).

Fig. 17 — Graph for piles network design (after Bross).

Dans les pays scandinaves le bois est un matériau bon marché et cette technique s'avère économiquement intéressante. Le code routier finnois donne une méthode de dimensionnement d'origine expérimentale.

RATHMAYER (1975) donne par ailleurs le tableau 3 ci-dessous, qui fait bien apparaître, quand la hauteur du remblai croît, un maillage de plus en plus lâche des têtes d'inclusions, qui doivent reprendre un pourcentage très élevé des charges de remblai (80 % au minimum).

Tableau 3 — Taux de couverture en % des inclusions
Table 3. — Covering ratio of piles

Hauteur du remblai (mètres)	Remblai de roche concassée	Remblai en grave
1,5 - 2	50 - 70	> 70
2 - 2,5	40 - 50	55 - 70
2,5 - 3	30 - 40	45 - 55
3 - 3,5	30 - 40	40 - 45
3,5 - 4	> 30	> 40

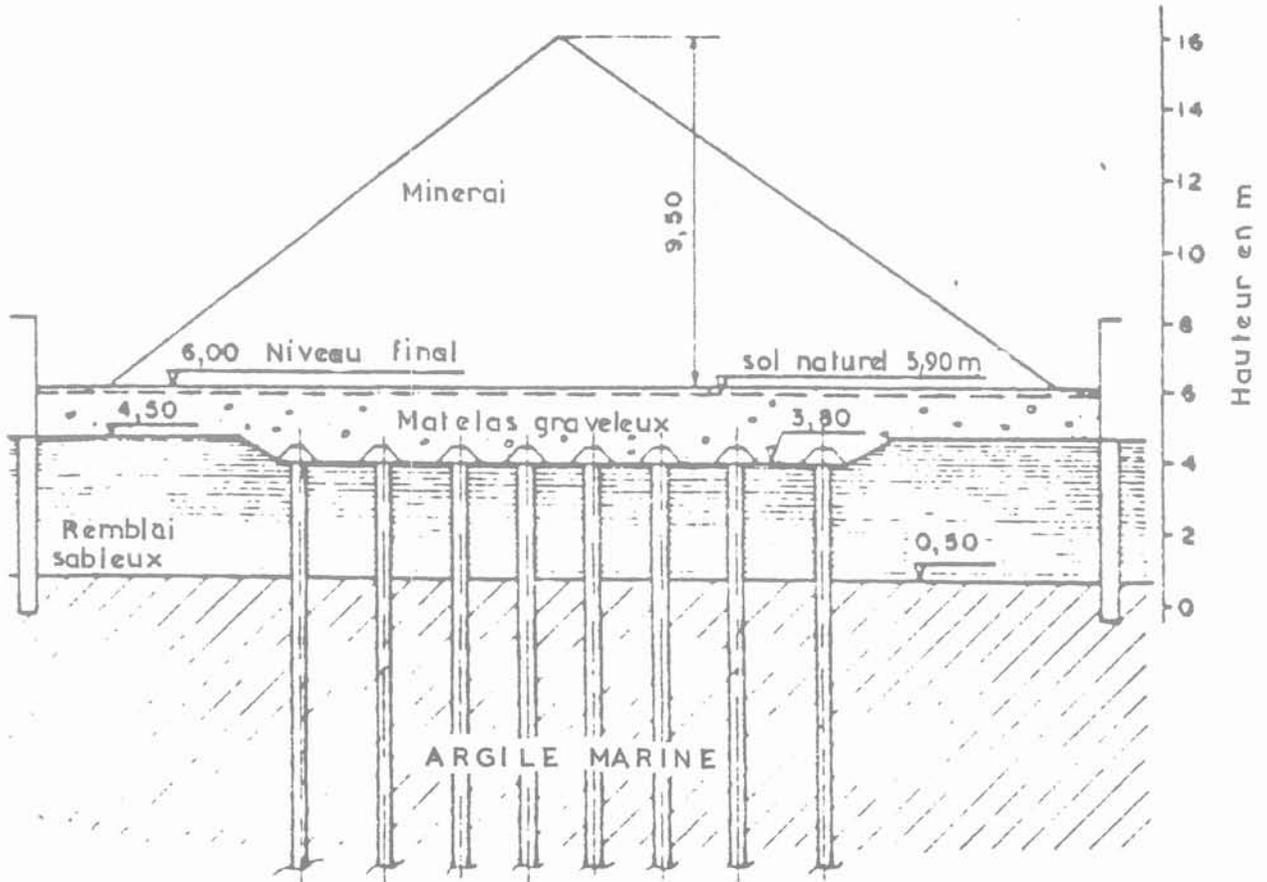


Fig. 18. — Coupe de l'aire de stockage sur pieux (Souto et al.).

Fig. 18. — Iron storage on piles (after Souto and al.).

5.5. Aires de stockage de minerai au Brésil (SOUTO et al., 1983)

La conception d'aires de stockage de minerai de fer très lourd à São Paulo, Brésil, décrite par SOUTO et al. (1983), relève du même principe.

Le stockage de près de 10 mètres de ce matériau se fait sur 25 mètres d'argile marine (fig. 18) ; les solutions rigides traditionnelles ont été abandonnées au profit de solutions souples, mettant en jeu les effets de voûte dans le matériau et consistant à transmettre les efforts dans des pieux par l'intermédiaire d'un remblai très frottant et de semelles indépendantes coiffant la tête des pieux. Le calcul par la méthode des éléments finis prévoyait la reprise par les pieux de 85 % de la charge, avec des tassements de 3 cm.

Les mesures réalisées ont donné des déformations verticales de 3,4 cm, avec 80 % de la charge passant dans les fondations. Il faut signaler que le tassement prévu (sans amélioration du sol) par les mêmes méthodes de calcul aux éléments finis dépassait 2 mètres.

Cette solution a conduit à 40 % d'économie, par comparaison à une méthode plus traditionnelle.

5.6. Etudes sur modèles réduits (TING et al., 1983)

Enfin, nous citons les études sur modèles réduits de TING et al. (1983), en Malaisie, qui ont fait varier les hauteurs et densités des charges de remblai et l'espacement des inclusions de 38 mm de diamètre. Les résultats des mesures sont comparés à des calculs en éléments finis (fig. 19).

Les auteurs concluent que la charge transmise aux inclusions équivaut au poids d'un prisme de remblai, appelé « zone de rupture » et dont le diamètre est 3 à 4 fois celui des inclusions (fig. 19) ; le résultat de ces essais montre bien qu'il y a une transmission importante des efforts dans les inclusions.

6. CONCLUSION

La construction des remblais sur sols compressibles conduit très souvent à une surconsommation importante de matériau par suite des tassements importants dont les sols médiocres sont le siège. Des problèmes

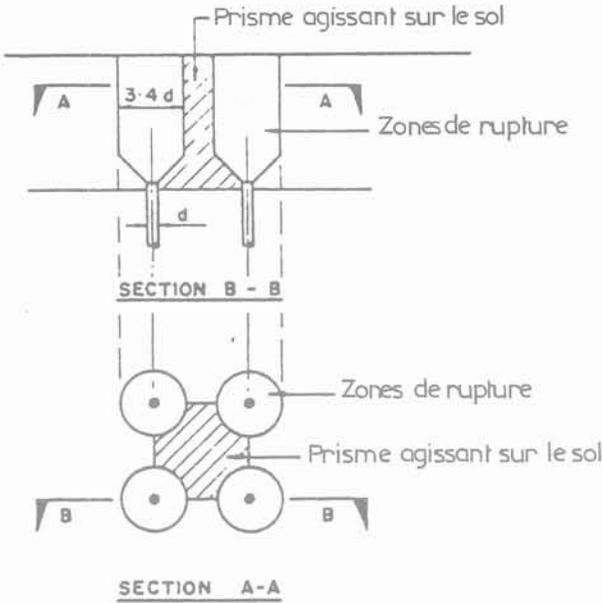


Fig. 19. — Essais sur modèles réduits (Ting et al.).
 Fig. 19. — Tests with laboratory model (after Ting and al.).

de délais d'exécution s'ajoutent généralement aux précédents, liés à la stabilité.

Une méthode d'amélioration des sols compressibles consiste à les renforcer par des inclusions verticales rigides. Une méthode de dimensionnement de ces réseaux est décrite dans ce rapport.

Comme le montre l'expérience accumulée à l'étranger, le renforcement par pieux des sols compressibles sous les remblais permet :

- de diminuer les tassements dans des proportions considérables ;
- de construire immédiatement les remblais,
- de limiter les mouvements latéraux,
- et d'assurer la stabilité des remblais à court terme.

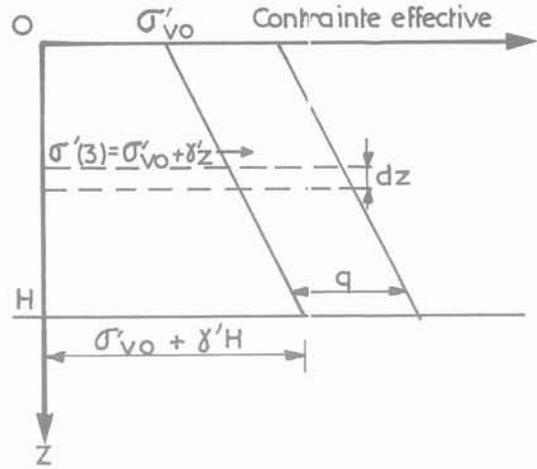
Cette étude et la méthode proposée ont été limitées au seul domaine de la construction de remblais.

Les cas des radiers et des semelles seront traités ultérieurement.

Annexe 1: remarque sur le calcul du tassement d'une épaisseur de sol compressible

Cette annexe examine les répercussions entraînées sur les valeurs de tassement calculées par les méthodes simplificatrices couramment utilisées. Quoique connues, il nous a paru utile de les rappeler. On raisonne ici en sol homogène, normalement consolidé, et répondant au modèle de TERZAGHI.

On considère une couche d'épaisseur H. A la cote $z = 0$, la contrainte effective initiale, avant chargement sous q, est σ'_{vo} ; le sol a un poids volumique déjaugé γ' .



Le tassement de la couche élémentaire dz est égal à :

$$\frac{dw}{dz} = 0,435 \frac{C_c}{1 + I_o} \ln \frac{q + \sigma'_{vo} + \gamma'z}{\sigma'_{vo} + \gamma'z}$$

On pose $0,435 \frac{C_c}{1 + I_o}$

On en déduit la compression de la couche d'épaisseur H :

$$w = k \int_0^H \ln \left(1 + \frac{q}{\sigma'_{vo} + \gamma'z} \right) dz$$

laquelle s'écrit tous calculs faits :

$$\begin{aligned} \frac{w}{k} &= \frac{q}{\gamma'} \ln \left(1 + \frac{\gamma'H}{\sigma'_{vo} + q} \right) \\ &+ \left(H + \frac{\sigma'_{vo}}{\gamma'} \right) \ln \left(1 + \frac{q}{\sigma'_{vo} + \gamma'H} \right) \\ &- \frac{\sigma'_{vo}}{\gamma'} \ln \left(1 + \frac{q}{\sigma'_{vo}} \right) \end{aligned}$$

Cette valeur est à comparer à la valeur simplifiée couramment employée :

$$\frac{w}{k} = \ln \frac{2q + 2\sigma'_{vo} + \gamma'H}{2\sigma'_{vo} + \gamma'H}$$

qui considère la valeur de la contrainte effective au milieu de la couche H.

En particulier, si $\sigma'_{vo} = 0$, le tassement W en tête est égal à :

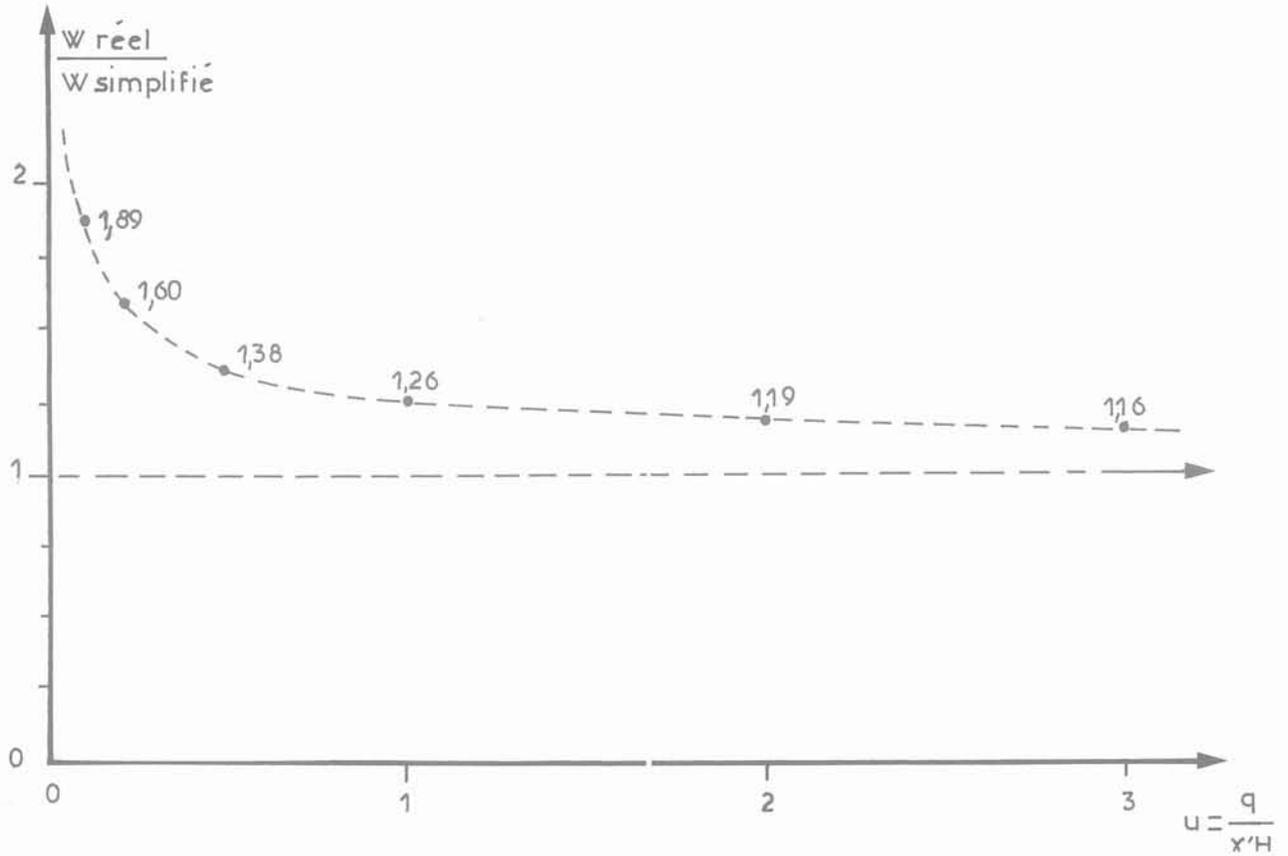


Fig. 20. — Rapport des tassements réels et simplifiés (cas où $\sigma'_{vo} = 0$).
 Fig. 20. — Ratio of exact and simplified calculated settlements.

$$\frac{W_{réel}}{k} = \frac{q}{\gamma'H} \ln \left\{ 1 + \frac{\gamma'H}{q} \right\} + \ln \left\{ 1 + \frac{q}{\gamma'H} \right\}$$

$$\text{et } \frac{W_{simpl.}}{k} = \ln \left\{ 1 + \frac{2q}{\gamma'H} \right\}$$

Le rapport $\frac{W_{réel}}{W_{simpl.}}$ varie avec $\frac{q}{\gamma'H}$, suivant le graphe ci-dessus (fig. 20). Pour $u = \frac{q}{\gamma'H}$ très grand, ce rapport vaut $\frac{1 + \ln u}{\ln 2u}$; quant u tend vers 0, il tend vers $\frac{1}{2(1 - \ln u)}$.

On tiendra compte de cette remarque importante, dans les calculs auxquels il est procédé dans cette étude.

Annexe 2 : influence de la cohésion du remblai

Si l'on caractérise le remblai par φ_r et C_r , on montre sans difficulté en admettant entre les inclusions, au sein du remblai, une contrainte $q'(z)$ uniforme (du fait d'un

accrochage $\lambda = 0$, très intense) et un déplacement de sol suffisant, que

$$q'(z) = \frac{1}{m\left(0, \frac{b}{R}\right)}$$

$$\left\{ \gamma_r - \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right) C_r}{K \tan \varphi_r} \right\} \cdot \left\{ 1 - e^{-m\left(0, \frac{b}{R}\right) z} \right\}$$

$$m\left(0, \frac{b}{R}\right) C_r$$

Le terme $\gamma_r - \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right) C_r}{K \tan \varphi_r}$ fait donc apparaître une cohésion critique dépendant du maillage et telle que, pour cette valeur, $q'(z) = 0$; pour $C_r > C_{r, crit}$, il ne passe donc pas d'effort dans le sol compressible, tout l'effort passant dans les inclusions; pour $C_r < C_{r, crit}$, comme

$$F_{nr} = 2 \pi R \int_0^{h_r} \tau(z) dz =$$

$$2 \pi R \int_0^{h_r} \{C_r + Ktg\varphi_r q'(z)\} dz$$

on montre que

$$F_{nr} = \frac{2 \pi R Ktg\varphi_r}{m\left(\alpha, \frac{b}{R}\right)} \{\gamma_r h_r - q'(h_r)\}$$

qui peut s'écrire

$$F_{nr} = F_{nr}(\varphi_r) + \frac{2 \pi R C_r}{m\left(\alpha, \frac{b}{R}\right)}$$

$$\left\{ 1 - e^{-m\left(\alpha, \frac{b}{R}\right) h_r} \right\}$$

où $F_{nr}(\varphi_r)$ est le terme correspondant à $C_r = \alpha$; la cohésion C_r ajoute à l'effort F_{nr} , dû au frottement φ_r , un terme complémentaire, directement lié au maillage.

En particulier, on peut, dans le cas d'un remblai renforcé (géotextiles ou tout autre procédé), introduire une cohésion équivalente, qui sera identifiée à un terme C_r ,

BIBLIOGRAPHIE

1. ABBS A.F. (1984), *Le renforcement par pieux des sols de fondation d'un réservoir de pétrole*. Comptes rendus, Colloque International sur le renforcement en place des sols et des roches, Paris, Presses de l'E.N.P.C., pp. 13-18.
2. BROMS B. (1979), *Problems and solutions to construction in soft clay*. Proceedings, 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, vol. 2, pp. 28-30.
3. COMBARIEU O. (1974), *Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 71, pp. 93-107.
4. COMBARIEU O. (1985), *Frottement négatif sur les pieux*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, rapport de recherche L.P.C., n° 136, 152 p.
5. GIGAN J.P. (1975), *Consolidation d'un sol de fondation par pilots*. Bulletin de liaison des L.P.C., n° 78, pp. 12-16.
6. KORFIATIS G.P. (1984), *Field testing of short pile systems for floor support*. Stevens Institute of Technology USA. Comptes rendus, Colloque International, « renforcement en place des sols et des roches », Paris, Octobre 1984, Presses de l'E.N.P.C., pp. 71-75.
7. MENARD L. (1969), *Ancrages à géométrie variable*. Notice D/93/69, Société Louis MENARD, 8 p.
8. NGUYEN THANH LONG, MORBOIS A. (1984), *Etude du procédé ACTIMUR*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, rapport des Laboratoires série GT, n° 6, 75 p.
9. PLUMELLE C. (1985), *Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux*. Revue Française de Géotechnique, n° 30, pp. 47-57.
10. QUEYROI D., CHAPUT D., PILOT G. (1985), *Amélioration des sols de fondation*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, note d'information technique, 55 p.
11. RANDOLPH M.F. (1983), *Desing of piled raft foundations*. In « Recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems », Bangkok, pp. 525-537.
12. RATHMAYER H. (1975), *Piled embankment supported by single pile caps*. Proceedings, Istanbul Conférence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8 p.
13. REID W.M., BUCHANAN N.W. (1983), *Bridge approach support piling*. In « Piling and ground treatment », Institution of civil Engineers, London, pp. 267-274.
14. SOUTO E.B., PRADO N.T., CASTRO C.F.C. (1983), *Iron-ore stockage on soft clays*. Comptes rendus 7^e Congrès Panaméricain de Mécanique des sols et des Travaux de fondations, Vancouver, vol. II, pp. 499-506.
15. THORBURN S., LAIRD C.L., RANDOLPH M.F. (1983), *Piling and ground treatment*. Institution of civil Engineers, London, pp. 157-164.
16. TING W.H., TOH C.T., CHAN S.F. (1983), *Pile supported fill*. In « Recent developpements in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems », Bangkok, 1983, pp. 95-100

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN JUIN 1988
DÉPÔT LÉGAL 1988 N° 3852