

pt 15

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N°36

117 F

3^e TRIMESTRE 1986

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 : L. Parez – M. Panet – M. Rat – B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi – F. Bonnechère – C. Bordet – P. Duffaut – J. Goguel – J. Kérisel –

P. La Rochelle – G. L'Héritau – J. Salençon – F. Schlosser

Secrétaire : Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 – 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1986 (numéros 34 à 37) franco : 415 F

Prix au numéro franco : 117 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.

) 1986

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 36
3^e TRIMESTRE 1986

sommaire

résolution par la méthode des caractéristiques des contraintes du problème de butée dans un sable décrit par le modèle « état critique » J.-M. Hovan - J. Graham	5
la consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique I. Juran - A. Bernardet	17
le drainage des talus par la technique des éperons, évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité P. Aigle - F. Desnouvaux - J.-P. Prost	31
la tomographie sismique comme méthode de reconnaissance détaillée du sous-sol Ph. Cote - R. Lagabrielle	47
l'ancrage par succion, études sur modèles réduits Didier Fau - Daniel Raynaud	55
géotextiles et géomembranes E. Leflaive	69

Colloque International/International Conference
ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
INTERACTIONS SOLS-STRUCTURES
SOIL STRUCTURE INTERACTIONS

PARIS 5-7 mai 1987

sous le patronage de / under the auspices of

Association Française pour la Construction - Association Française des Travaux en Souterrain
Comité Français de Mécanique des Roches - Comité Français de Mécanique des Sols

BUT ET THÈME DU COLLOQUE :

Ce colloque se propose de faire le point sur les travaux récents dans le domaine de l'interaction sol-structure.

Les thèmes suivants seront traités :

- interaction fondation-structure
- influence des excavations sur les structures avoisinantes
- influence des remblais sur les structures avoisinantes
- influence des travaux souterrains à faible profondeur
- influence sur les structures des travaux d'amélioration du sol.

COMMUNICATIONS

Les personnes qui désirent présenter une ou plusieurs communications au Colloque « Interactions Sols-Structures » sont priées d'envoyer avant le 31 août 1986 :

- le titre de la communication (en français et en anglais),
- auteur(s) (nom, titre, fonction, organisme et adresse complète),
- le résumé (200 mots) en français et en anglais.

COMITÉ DES PROGRAMMES / PROGRAMME COMMITTEE

Président / Chairman

F. SCHLOSSER

*Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France
Directeur de TERRASOL*

Membres / Members

F. BAGUELIN

Directeur Techn., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

G. BARLA

Professor, Technical University of Turin, Italy

B. BROMS

*President of the ISSMFE
Professor, Nanyang Technological Institute, Singapore*

J. BURLAND

*Professor, Imperial College of Science and Technology,
United Kingdom*

W. CLOUGH

*Professor, Virginia Polytechnic Institute
and State University, U.S.A.*

**PURPOSE AND TOPIC
OF THE CONFERENCE :**

This conference offers to make a checking of recent works in the field of soil-structure.

The following themes will be on the agenda :

- fondation - structure interaction
- influence of excavation construction on structures
- influence of embankments construction on structures
- influence of shallow underground construction
- influence of foundation soil improvement on structures.

PAPERS

Authors who wish to present a paper to the "Soil Structure Interactions" Conference are requested to send before 31st august 1986 :

- title of the paper (in French and in English),
- author(s) (name, qualification, position, organization and full address),
- abstract : 200 words (in French and in English).

J.L. COSTAZ

Chef de la Division Génie Civil, EDF SPTEN, France

P. DUFFAUT

Vice-Président de l'AFTES, France

R. FLOSS

Professor, Technische Universität München, R.F.A.

A. HAKIMI

*Directeur Général du Laboratoire Public
d'Essais et d'Etudes, Maroc*

J.L. JUSTO

Professeur, ETS d'Architecture de Séville, Espagne

R. LACROIX

Président de l'Association Française pour la Construction, France

J.-P. MAGNAN

*Professeur Adjoint à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Chef de Division de Géotechnique, Mécanique des Sols 1,
LCPC, France*

M. PANET

*Directeur Scientifique, Société Havraise des Pétroles
(SIMECSOL), France*

INSCRIPTIONS ET RENSEIGNEMENTS / REGISTRATION AND INFORMATION

COLLOQUE / CONFERENCE
ENPC / DFCAI - DEP INTERNATIONAL

28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS (France)
Téléphone : (1) 42 60 34 13 - Téléc : 216 278 E

résolution par la méthode des caractéristiques des contraintes du problème de butée dans un sable décrit par le modèle « état critique »

J.-M. HOVAN

Candidat au doctorat, département de génie civil,
Université du Minnesota *

J. GRAHAM

Professeur, département de génie civil,
Université du Manitoba **

Résumé

On a résolu par la méthode des caractéristiques des contraintes, le problème bidimensionnel du mur en butée contre du sable ; ce sable est défini par le modèle d'état critique. Le modèle tient compte du niveau des contraintes, de la densité de mise en place, de la compressibilité du sable et du passage d'un comportement d'écroutissage à un comportement d'antiécrouissage qui accompagne les niveaux de contraintes les plus élevés.

Les résultats font apparaître une relation linéaire entre $\log(k_p)$ et \log (hauteur du mur) ; cette relation dépend des données du sable utilisées. Les valeurs obtenues ont été comparées avec les résultats disponibles d'essais de maquettes et de murs en vraie grandeur. Bien que les données expérimentales soient insuffisantes pour une application satisfaisante du modèle d'état critique, la tendance des résultats est encourageante. Plus de vérifications expérimentales sont toutefois nécessaires.

Abstract

A solution has been obtained for the scale effect of plane strain failure of a passive wall in sand using stress characteristics. The sand is characterized by a critical state model that takes account of local stress levels in the failure zone; the placement density; the compressibility of the sand; and the transition from strain softening (expansive) behaviour to strain hardening (compressive) behaviour with increasing stresses. The results suggest linear relationships between $\log(K_p)$ and \log (wall height) depending on the properties of the sand. Calculated results have been compared with available published results from models and large scale walls. Although the published data does not permit development of the corresponding critical state models, the trend of the calculated results is encouraging.

* Minneapolis, USA 55414.

** Winnipeg, Canada R3T 2N2.

1. INTRODUCTION

La stabilité des murs en butée contre du sable est habituellement estimée à partir de calculs d'équilibre limite qui tiennent compte des forces de poids propre dans la zone de rupture. Les forces de rupture sont d'ordinaire exprimées à l'aide du coefficient de butée K_p , par la formule $P_p = 0,5 K_p \gamma H$ (les notations sont résumées à la fin de l'article). La plupart des solutions existantes utilisent des surfaces potentielles de rupture composées de spirales logarithmiques et de lignes droites (BIAREZ et al., 1965). De telles solutions impliquent des restrictions sévères sur les conditions de frontière et de domaine qui peuvent être résolues. D'autre part, la plupart des analyses exigent que l'angle de frottement sol-structure soit constant alors qu'il est en fait fonction des déplacements et n'est pas une propriété inhérente du sol (JAMES et BRANSBY, 1970 ; MORGENSTERN et EISENSTEIN, 1970).

Dans le présent contexte, il est aussi important de remarquer qu'on suppose habituellement que la résistance d'un sable mis en place avec une densité uniforme est gouvernée par la contrainte limite de cisaillement, et par le critère de Mohr-Coulomb $\tau_f = \sigma_n \tan \Phi$ où l'angle de résistance au cisaillement reste constant (fig. 1a). (Tout au long de notre étude, nous utilisons les contraintes effectives et la convention habituelle « ' » qui les représente a été supprimée pour raison de simplicité.)

En réalité, l'enveloppe de rupture n'est pas droite mais courbe ; aussi Φ n'est-il pas constant. La courbure résulte de l'effet du niveau de pression sur l'importance relative des trois composantes de la résistance du cisaillement des sables, à savoir (1) le frottement de la matière minérale au contact des grains (2) l'enchevêtrement des grains, et (3) la dilatance (ROWE, 1969). La figure 1b présente une relation entre Φ et la pression (LADANYI, 1960 ; DE BEER, 1970). En pratique, les ingénieurs de mécanique des sols tiennent compte de la courbure de l'enveloppe de rupture lorsqu'ils utilisent des valeurs de Φ variant en fonction de la taille de l'ouvrage (TCHENG et ABSI, 1969 ; LAPERCHE, 1976) et de la densité

relative initiale du sable (par exemple, BJERRUM, 1973). Bien qu'il soit possible d'arriver à des valeurs comparables entre les résultats d'essais de maquettes de laboratoire et des calculs de butée (GRAHAM, 1971), de telles valeurs sont trop grandes pour être utilisées en pratique (JAMES et BRANSBY, 1970). Par ailleurs, le comportement des maquettes de mur de laboratoire est beaucoup plus « cassant » que celui observé pour des ouvrages en vraie grandeur. Ces deux effets ont conduit les ingénieurs à traiter les valeurs analytiques et les valeurs de laboratoire avec scepticisme.

Les changements du comportement contrainte-déformation du sable en fonction de la densité relative sont bien connus pour les essais triaxiaux (fig. 2). Les sables denses se dilatent lors du cisaillement alors que les sables lâches se rétractent. Des changements similaires de comportement se produisent lorsque les niveaux de contrainte augmentent : les sables de même densité relative initiale se dilatent sous faible contrainte alors qu'ils se rétractent sous forte contrainte lors du cisaillement. Les résultats de la figure 2 ont été normalisés en divisant la contrainte par la pression de confinement σ_{cell} et les termes « écoulement » et « anti-écrouissage » remplacent les termes habituels de mécanique des sols « lâche » et « dense », ou « faible pression » et « grande pression ».

Dès lors, le problème consiste à construire un meilleur modèle de comportement du sable et à l'introduire dans une analyse plus complète. MANDEL (1943) avait présenté les équations générales de Kötter pour un matériau homogène à courbe intrinsèque quelconque (SALENÇON, 1974). Le comportement d'un sol non-homogène où la cohésion augmente linéairement avec la profondeur fut présenté par SALENÇON et al. (1976). Des calculs précédents présentés par GRAHAM (1974) utilisaient le modèle de résistance simplifié (fig. 1b) de DE BEER (1970) d'après LADANYI (1960), selon lequel Φ variait en fonction du logarithme de la contrainte principale moyenne. Dans leur étude, la plage de variation de Φ dépendait de la densité de mise en place du sable. On utilise ici un modèle de sable décrit dans *Critical State Soil Mechanics* d'ATKINSON et

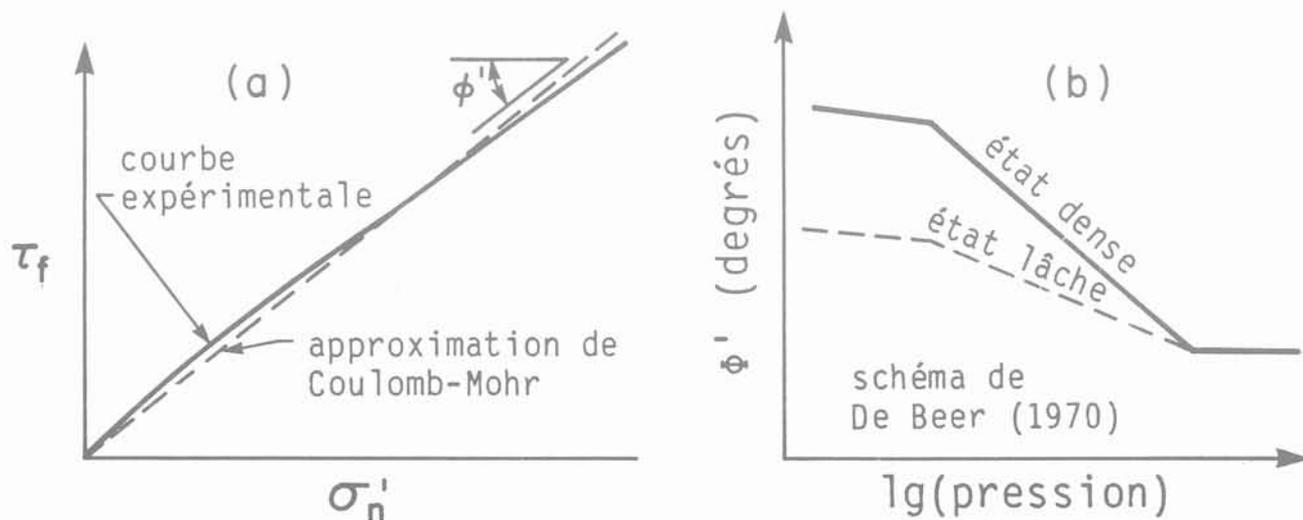


Fig. 1 — (A) Approximation de Coulomb-Mohr pour l'enveloppe de rupture.
 (B) Relation Φ' - $\lg(\text{pression})$ (d'après DE BEER, 1970).

BRANSBY (1978). Ce modèle est incorporé dans la méthode des caractéristiques de contraintes pour résoudre la rupture des murs en butée. Nous prenons aussi en compte les effets de la compressibilité du sable, ce qui permet une première analyse théorique de l'influence de la hauteur d'un mur sur les valeurs des contraintes de rupture du sable.

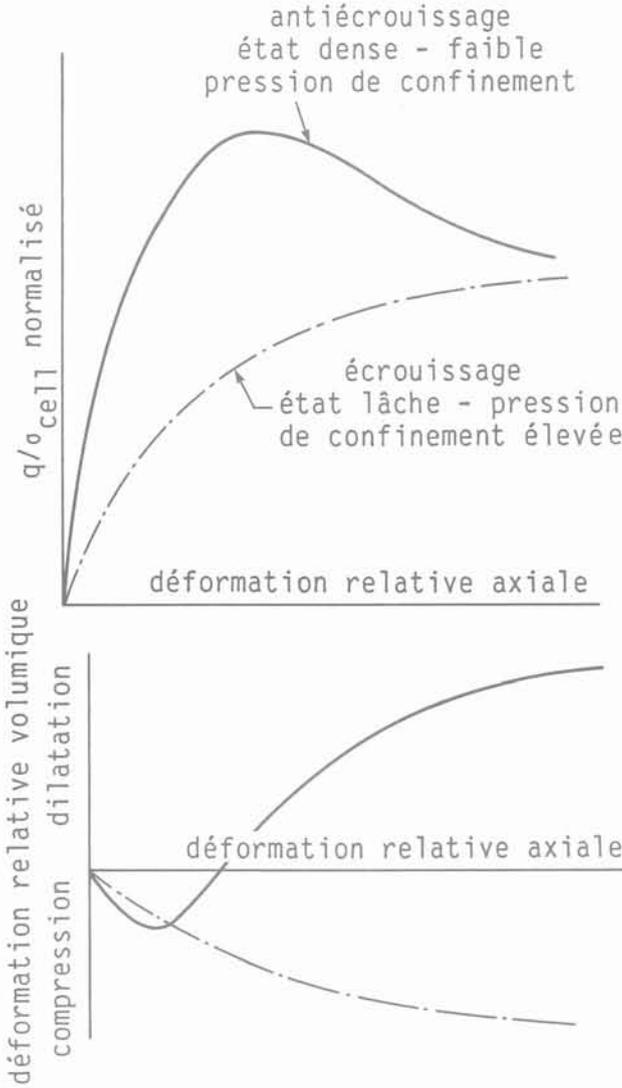


Fig. 2 — Comportement contrainte-déformation et déformation volumique du sable.

2. LE MODELE D'ETAT CRITIQUE

« L'état critique » a été bien développé pour les argiles remaniées (ROSCOE et BURLAND, 1968) et a conduit à des modélisations utiles des propriétés des argiles naturelles (GRAHAM et al., 1983). Le modèle définit des lignes parallèles de pente λ dans l'espace V - $\log(p)$ pour la consolidation et la résistance au cisaillement d'un échantillon normalement consolidé. Il prend aussi en

compte une grande partie du comportement plus complexe de la surconsolidation. La pente λ est appelée ici « compressibilité ».

Pour les sables, un modèle similaire n'a pas encore été mis au point, bien que des données expérimentales existent (fig. 3a) et qu'elles aient été récemment confirmées par des essais triaxiaux sous conditions non-drainées sur des sables de la mer de Beaufort canadienne (fig. 3b ; BEEN et al., 1985).

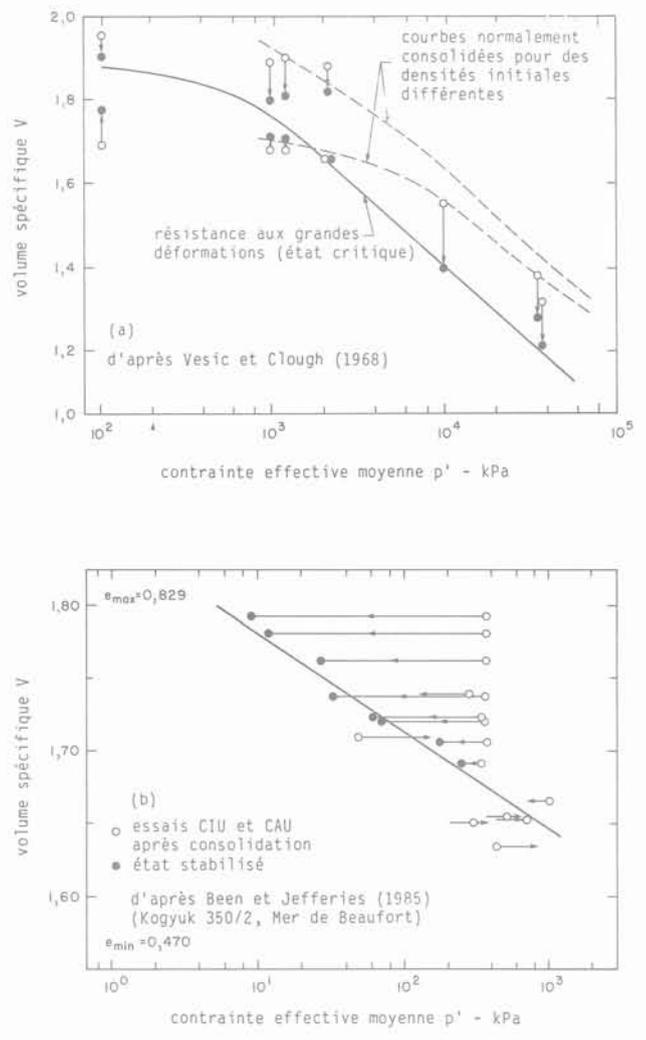


Fig. 3 — Données d'état critique des essais triaxiaux pour des sables.

ATKINSON et BRANSBY (1978) proposent une nouvelle méthode graphique (fig. 4a) pour décrire l'espace p, q, V . On projette l'espace p - V sur un plan constant $p = 1 \text{ kPa}$ dans la direction λ et une nouvelle variable $V_\lambda = V + \lambda \ln(p)$ est introduite. La relation entre la contrainte et la déformation volumique d'un essai peut être alors tracée graphiquement avec en ordonnée le rapport des contraintes q/p et en abscisse, le paramètre de pression-volume V_λ (fig. 4b). La section supérieure de la surface de l'état limite peut être alors approchée par l'enveloppe droite AB de la figure 4b. Cette droite décrit les contraintes de rupture associées à l'anti-écrouissage

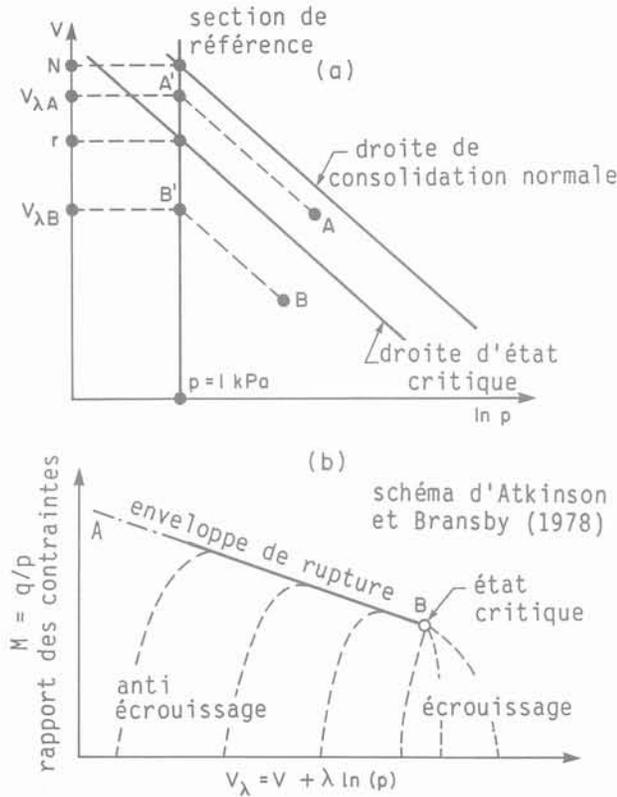


Fig. 4 — Modèle d'état critique pour les sables.

d'un échantillon « dense » ou « faible pression » de la figure 2. Le point B correspond à la rupture d'écroutissage normalisé d'un échantillon « lâche » ou « haute pression ». Ce point correspond aussi à l'état critique.

Le volume reste constant et l'état critique est atteint par écroutissage après grande déformation de l'échantillon. Prendre comme nouvelle variable $V_\lambda = V + \lambda \ln(p)$ dans le modèle du sol, permet de tenir compte de la courbure de l'enveloppe expérimentale de rupture (fig. 1a) en utilisant le volume spécifique de mise en place V_0 et la compressibilité λ du sable. On peut noter que $M = (q/p)$ est lié à l'angle Φ (Φ dépendant de la pression locale p) par la relation $\sin \Phi = 3M(6 + M)$.

Avec ce modèle, il n'est plus possible de décrire un sable simplement par son angle Φ , car Φ dépend désormais du niveau de pression, de la densité de mise en place et de la compressibilité λ . Définir la résistance de cette façon en fonction de la pression permet d'étudier la variation des coefficients de butée en fonction de la hauteur du mur. Par comparaison, les analyses basées sur le modèle plus simple $\Phi = \text{constante}$ prédisent que le coefficient de butée $K_p(\Phi) = 2P_p/\gamma H^2$ est indépendant de la hauteur du mur H . On peut noter que le modèle du sol de la figure 4b présente une limite en B qui correspond à Φ_{min} où l'enveloppe de rupture devient droite dans les diagrammes $q-p$ et $V-\ln(p)$ (fig. 3).

Les calculs des coefficients de butée ont été effectués pour l'ensemble des valeurs données dans le tableau I. On a séparé l'analyse en deux groupes, un premier où la plage de variation des paramètres est étroite, un deuxième où ces mêmes variations sont plus importantes. Dans chaque groupe, quatre valeurs de λ ont été testées. Dans le cas de la plage de variation étroite, les propriétés du sable ne sont affectées que faiblement par les changements de pression alors que dans celui de la plage de variation large, de plus grandes variations sont enregistrées. Les paramètres du sol du tableau I sont représentés par les deux séries d'enveloppes $q/p - V_\lambda$ des figures 5a, b correspondant respectivement aux plages de variations étroite et large.

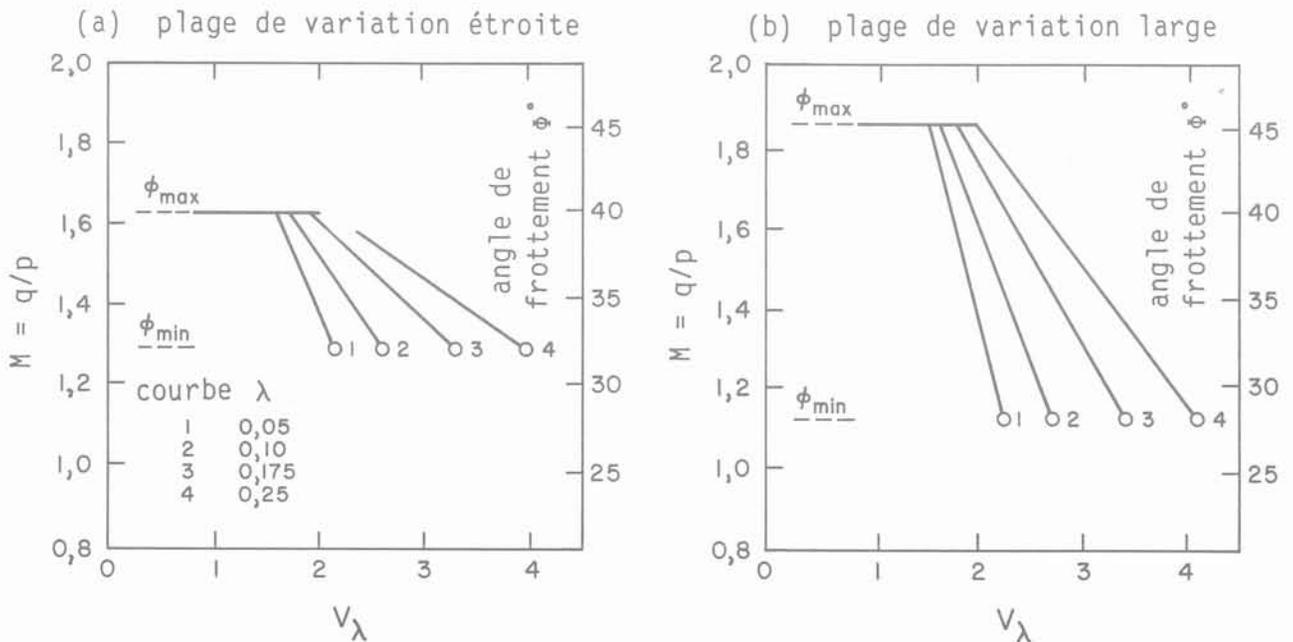


Fig. 5 — Enveloppes de rupture utilisées : (a) plage de variation étroite (b) plage de variation large.

Tableau I

PARAMETRES DU SABLE POUR MODELISER
LES ENVELOPPES DE RUPTURE
DE LA FIGURE 5

	Plage de variation étroite		Plage de variation large	
	10	10 ⁴	10	10 ⁴
Valeurs de p(kPa)				
Volume spécifique V = (1 + e)	1,5	1,7	1,4	1,8
Φ _{min} , Φ _{max} (degrés)	32	40	28	45

Notes :

- (1) (V)_i = V_i + λ ln p_i
- (2) Valeurs choisies de λ = 0,05 - 0,10 - 0,175 - 0,25

3. APERÇU DE L'ANALYSE

La méthode des caractéristiques de contraintes a été décrite en détail par SOKOLOVSKII (1965), GRAHAM (1968) et SALENÇON (1974) et ne sera revue que brièvement ici. En déformation plane, on associe les équations d'équilibre :

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} = \gamma ; \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb,

$$\max (| \tau_n | - f(\sigma_n)) = 0 \quad (2)$$

qui peut être écrit :

$$\frac{\partial (| \tau_n | - f(\sigma_n))}{\partial \omega} = 0 \quad (3)$$

$$\text{ou } \sigma_n = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \cos 2\omega \quad (4)$$

$$\tau_n = \{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\} \sin 2\omega$$

La figure 6a est une représentation schématique de ces expressions mathématiques. En utilisant les équations (3) et (4), on arrive à la condition générale cotg(2μ) = f'(σ_n) où 2μ = π - 2ω. Quand on suppose Φ constant, on a alors f(σ_n) = σ_n tg(Φ) et μ = π/4 - Φ/2. L'angle μ = π/4 - f'(σ_n)/2 détermine la direction des plans de cisaillement limite (lignes de glissement) en un point P (figure 6b), en fonction des états locaux de contraintes et de la pente locale f'(σ_n) de l'enveloppe de rupture courbe (ce que GRAHAM et POLLOCK (1972) ont appelé « la valeur locale Φ, fonction de la pression »).

Après avoir d'abord transformé les coordonnées du tenseur des contraintes au point P dans les axes x et z en grandeur sans dimension (fig. 6b), puis substitué l'équation (4) dans l'équation (1) et enfin, introduit des transformations logarithmiques pour séparer les produits résultants, on obtient deux familles de caractéristiques de contraintes réelles.

$$dn/dz = a,$$

dans la direction de glissement
 $dx/dz = \text{tg} (\psi - \mu) \quad (5)$

$$\text{et } d\xi/dz = b,$$

dans la direction conjuguée
 $dx/dz = \text{tg} (\psi + \mu) ; \text{ où } \quad (6)$

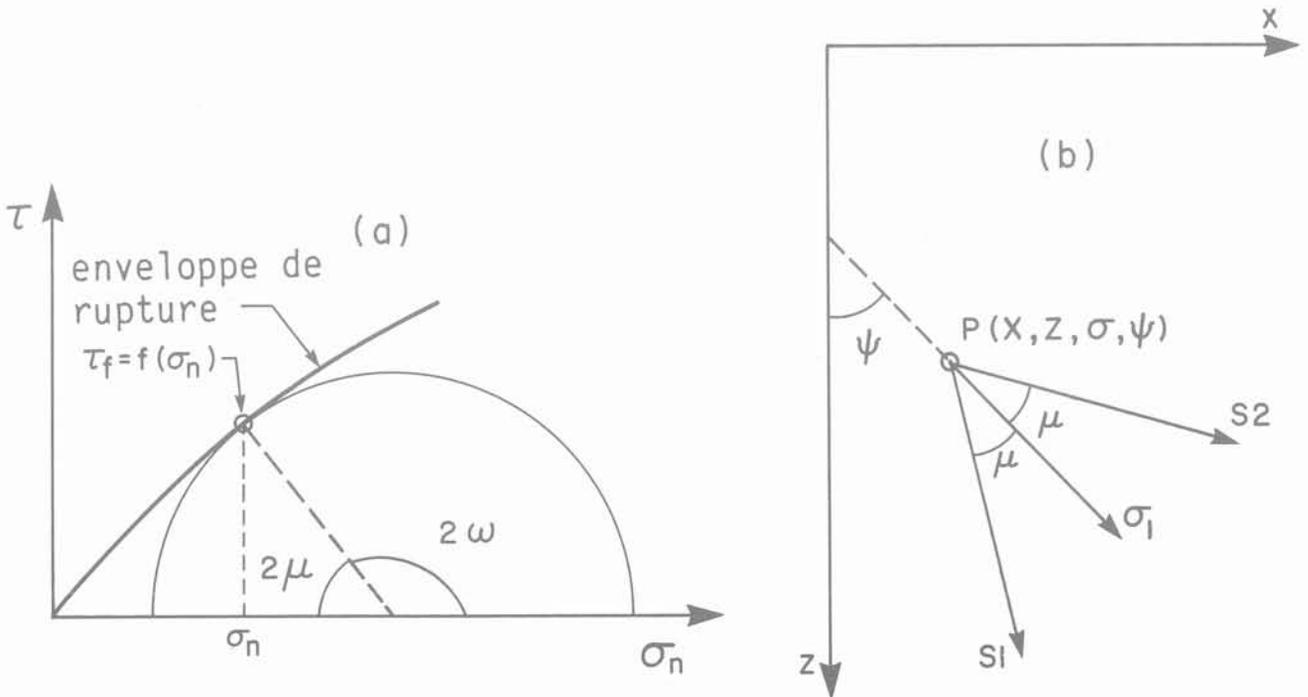


Fig. 6 — (A) Condition de rupture d'après Coulomb-Mohr, enveloppe non linéaire (B) Définition des variables.

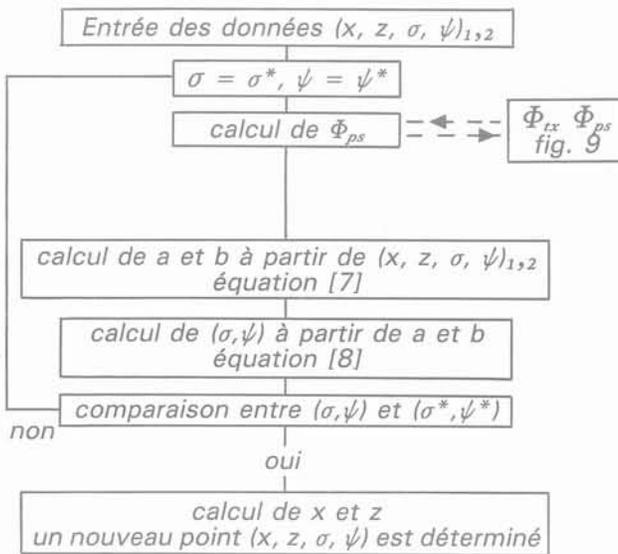
$$a, b = \frac{\pm 1}{2\sigma \sin \Phi} \cdot \frac{\sin(\psi \pm \mu)}{\cos(\psi \pm \mu)} ; \sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (7)$$

$$\eta, \xi = \ln(\sigma)/2 \operatorname{tg} \Phi \pm \mu \quad (8)$$

Ce système de quatre équations à quatre inconnus (x, z, σ, ψ) peut être résolu pour tout nouveau point d'une masse de sol en rupture, à partir d'un point frontière ou à partir de tout autre point du domaine déjà calculé dans les équations (5) et (6).

Tableau II

ORGANIGRAMME DU CALCUL
D'UN NOUVEAU POINT (x, z, σ, ψ) (Φ)
A PARTIR DE DEUX AUTRES POINTS
DEJA CONNUS (x, z, σ, ψ)_{1,2}



Aucune solution analytique n'est disponible, et on utilise la méthode de différences finies. Celles-ci prend dans les équations (5) et (6) les variations de la direction de la contrainte principale (SOKOLOVSKII, 1965) ; de la contrainte principale moyenne (GRAHAM, 1968) ; et de l'angle de cisaillement local Φ (GRAHAM et POLLOCK, 1972) ; HOVAN 1985). Le tableau II présente un organigramme des calculs nécessaires.

3.1 Conditions aux limites

Le problème du mur en butée fût considéré par HAJAL (1961) et SALENÇON (1972). Le mur de la figure 7 est résolu avec les hypothèses suivantes :

- a) Mur de hauteur H retenant un remblai de sable sans cohésion, de poids volumique γ , de compressibilité λ , et de résistance définie par un des modèles d'état critique de la figure 6.
- b) Frontière inférieure d'une zone massive de Rankine uniquement définie pour un remblai horizontal et sans surcharge. On peut noter que lorsque $\Phi = (\sigma_n)$ comme le montre la figure 1a, le bord de la zone passive n'est pas droit mais s'infléchit vers le bas.
- c) Singularité au coin supérieur du mur, là où les lignes de glissement s'écartent en éventail avec des pentes différentes ($\psi_i - \mu$) et où $\sigma_i/\sigma_0 = \exp\{2(\psi_i - \psi_0) \operatorname{tg} \Phi_i\}$.
- d) Mur complètement rugueux où $\delta = \Phi(\sigma_n)$. Pour simplifier les comparaisons avec des solutions existantes, on ne fait pas varier ici la valeur de l'angle de frottement mobilisé en fonction de la profondeur, comme le suggèrent JAMES et BRANSBY (1970) et GRAHAM (1971).

La figure 7 présente une solution typique obtenue par la méthode des caractéristiques de contraintes. La condition de non-surcharge du remblai entraîne des difficultés de calculs à la singularité (c) (KRAVTCHENKO

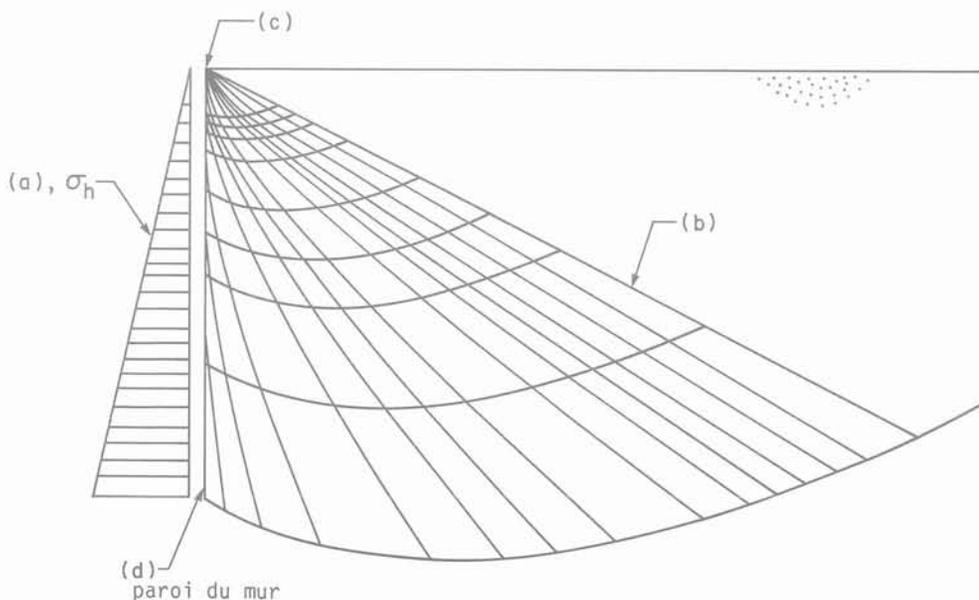


Fig. 7 — Solution typique des caractéristiques de contraintes pour le mur en butée.

et SIBILLE, 1965) et il faut recourir à un calcul de différences finies pour évaluer les fonctions logarithmiques ξ et η , indéterminées pour $\sigma = 0$. Ces difficultés peuvent être résolues (GRAHAM, 1968) en commençant initialement avec une surcharge sur la surface (b). On calcule la zone de rupture correspondante, puis on contracte vers le point (c) cette zone de rupture. La contraction est en fait un changement d'échelle par un facteur arbitraire ($\times 10$), dont le but est de diminuer l'influence de la surcharge. La surface réduite obtenue est alors utilisée comme spirale de départ et permet de recalculer le domaine de contraintes jusqu'à la zone qui se trouve sous l'influence du chargement. A la fin de cette deuxième phase, les effets de la surcharge ont été réduits par le facteur de contraction. On répète alors le procédé jusqu'à ce que les changements d'échelle ne produisent plus que de petites variations acceptables de K_p .

GRAHAM (1974) a montré que, pour des conditions aux limites identiques, on obtient des valeurs de K_p tout à fait similaires par la méthode des surfaces potentielles de rupture et par la méthode des caractéristiques de contraintes. La seconde méthode a l'avantage de permettre la modélisation de distributions de frottement aux frontières plus réalistes (JAMES et BRANSBY, 1970 ; GRAHAM, 1971) ainsi que la prise en compte de données plus complexes dans la zone de rupture, comme ici le modèle d'état critique présenté aux figures 4 et 5. La validité du nouveau programme d'ordinateur a été vérifiée (tableau III) en comparant les valeurs de la solution de GRAHAM (1971) (Φ reste constant) avec celles produites par une solution qui utilise une version simplifiée de la figure 5 ; dans ce cas, on spécifie $\Phi_{min} = \Phi_{max}$ afin d'avoir Φ constant. Les différences entre les deux solutions sont négligeables.

Tableau III

COMPARAISON DES VALEURS DE K_p D'APRES UNE SOLUTION $\Phi = \text{CONSTANTE}$

Φ (degrés)	30	34	38
K_p (Auteurs)	5,65	7,85	11,60
K_p (Graham, 1971)	5,6	7,8	11,3

3.2 Résistance en déformation plane

La relation q/p (Φ) fonction de V_λ de la figure 5 provient habituellement d'essais de laboratoire et correspond alors à des valeurs triaxiales Φ_{tx} . Cependant, l'analyse présentée à l'organigramme du tableau II et le domaine des caractéristiques de contraintes de la figure 7 correspondent à des conditions de déformation plane, et font appel à des valeurs Φ_{ps} . GRAHAM (1971) a montré qu'il est nécessaire d'utiliser l'angle Φ_{ps} , mobilisé au niveau de contraintes adéquat, pour comparer les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales issues d'essais de maquettes de laboratoire.

Il est bien connu que les angles de résistance au cisaillement en déformation plane Φ_{ps} sont plus grands que les valeurs Φ_{tx} correspondantes obtenues à partir d'essais triaxiaux symétriques. La figure 8 montre trois relations entre Φ_{ps} et Φ_{tx} provenant de publications. Pour notre

étude de mur en butée, la relation de Bishop (1966) est utilisée sous la forme suivante :

- (i) pour $\Phi_{tx} \leq 33^\circ$, $\Phi_{ps} = \Phi_{tx}$
- (ii) pour $33^\circ \leq \Phi_{tx} \leq 36^\circ$,
 $\ln \Phi_{ps} = 1,666 \ln \Phi_{tx} - 2,336$
- (iii) pour $36^\circ \leq \Phi_{tx}$, $\ln \Phi_{ps} = 1,293 \ln \Phi_{tx} - 1,002$

Le passage d'un type de valeurs à un autre est effectué par un sous-programme (tableau II) qui évalue la valeur Φ_{ps} nécessaire pour le calcul d'un nouveau point du domaine des caractéristiques de contraintes. On opère en termes de contraintes locales et de la compressibilité de la figure 5.

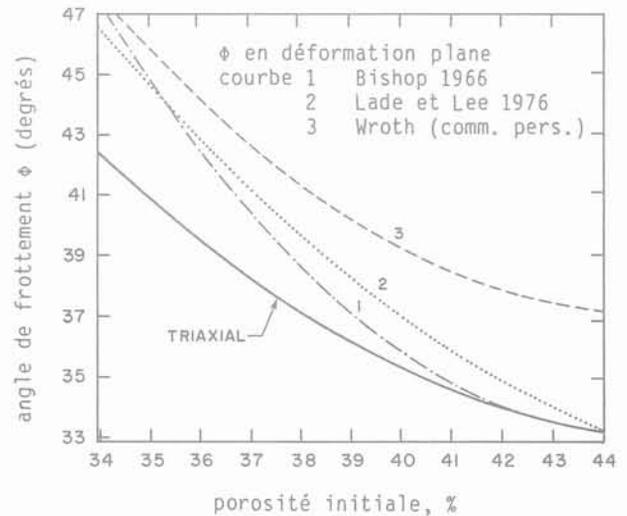


Fig. 8 — Relations expérimentales entre les angles de frottement en déformation plane et en déformation triaxiale.

4. RESULTATS

La force de rupture du mur P_p est l'intégrale $\int \sigma_x dz$, prise le long de la partie arrière du mur (d) de la figure 7. Les valeurs de σ_x augmentent avec la hauteur du mur, mais la variation n'est pas linéaire quand l'enveloppe de rupture est courbe comme dans la figure 1a. Toutefois, pour simplifier les comparaisons, il s'avère pratique d'utiliser la définition usuelle $K_p = 2P_p / \gamma H^2$. Les figures 9 et 10 présentent les valeurs du coefficient de butée K_p en fonction de la hauteur du mur et de la compressibilité du sable utilisant les plages large et étroite des données du sol définies par la figure 5. Comme la figure 4b modélise la courbure de l'enveloppe de rupture, K_p varie en fonction de la hauteur du mur et ce, bien qu'il s'agisse d'un paramètre sans dimensions. Cette variation traduit les effets dus à la taille de l'ouvrage (DE BEER, 1970 ; LAPERCHÉ, 1976 ; HABIB, 1985 ; KIMURA et al., 1985). Un mur plus haut conduit à des contraintes plus importantes dans la zone de rupture ; il mobilise donc des valeurs de l'angle Φ plus petites, et ainsi les valeurs de K_p sont réduites. Le modèle d'état critique permet une première approche quantitative de la transition écrouissage-antiécrouissage qui est liée à la compressibilité λ .

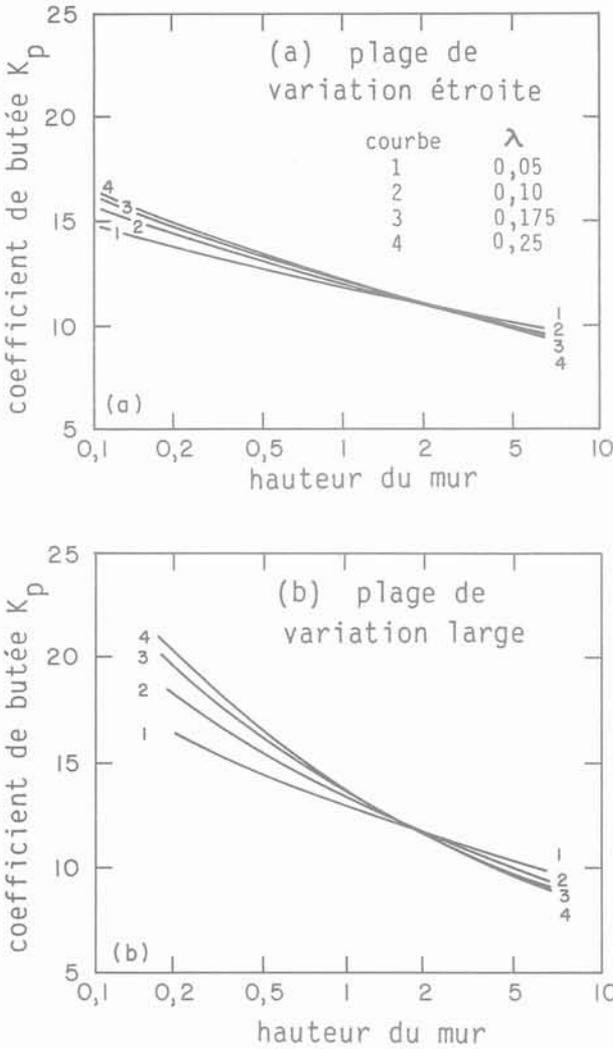


Fig. 9 — Coefficients de butée K_p en fonction de lg (hauteur du mur)

La figure 9 présente un diagramme semi-logarithmique de K_p fonction de la hauteur H du mur pour quatre valeurs de λ . Neuf valeurs de hauteurs de mur ont été prises en compte (voir aussi figure 10). En accord avec la discussion qualitative précédente, K_p décroît lorsque H augmente. La plage de variation des résultats est plus grande dans le cas de la plage de variation large de données du sable, où les propriétés changent beaucoup en fonction de la pression. Elle est plus petite dans le cas de la plage de variation étroite. Il y a de plus une particularité de la figure 9 qui mérite attention. Pour de plus petits murs (H petit), de petites valeurs de λ conduisent à de plus petites valeurs de K_p . Cependant, pour des murs hauts, le comportement est renversé et ce sont les plus grandes compressibilités qui produisent les plus petites valeurs de K_p .

Ce comportement est encore plus évident sur la figure 10. Pour les deux plages de variations étroite et large des données du sable, les valeurs de K_p augmentent avec λ quant la hauteur du mur est faible, mais décroissent quand cette même hauteur est grande. L'explication du phénomène est complexe et se trouve dans le modèle d'état critique de la figure 4. On doit se rappeler que

d'après cette figure, les plus grandes valeurs de V_x sont associées aux plus grandes valeurs de p ou aux plus grandes valeurs de λ . Pour les deux plages de variation étroite et large de l'angle Φ de la figure 5 entre M_{max} et M_{min} , la pente de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe V_x décroît lorsque λ augmente. Ainsi pour de petits murs (H petit) où la plage des contraintes du sable est petite, on obtient une plage des valeurs $M(\Phi)$ plus grande pour des petites valeurs de λ que pour des grandes valeurs de λ . Il en résulte des valeurs moyennes plus petites de l'angle mobilisé Φ . Ce qui signifie que pour de petits murs, de plus petites valeurs de K_p sont associées aux valeurs de λ plus petites.

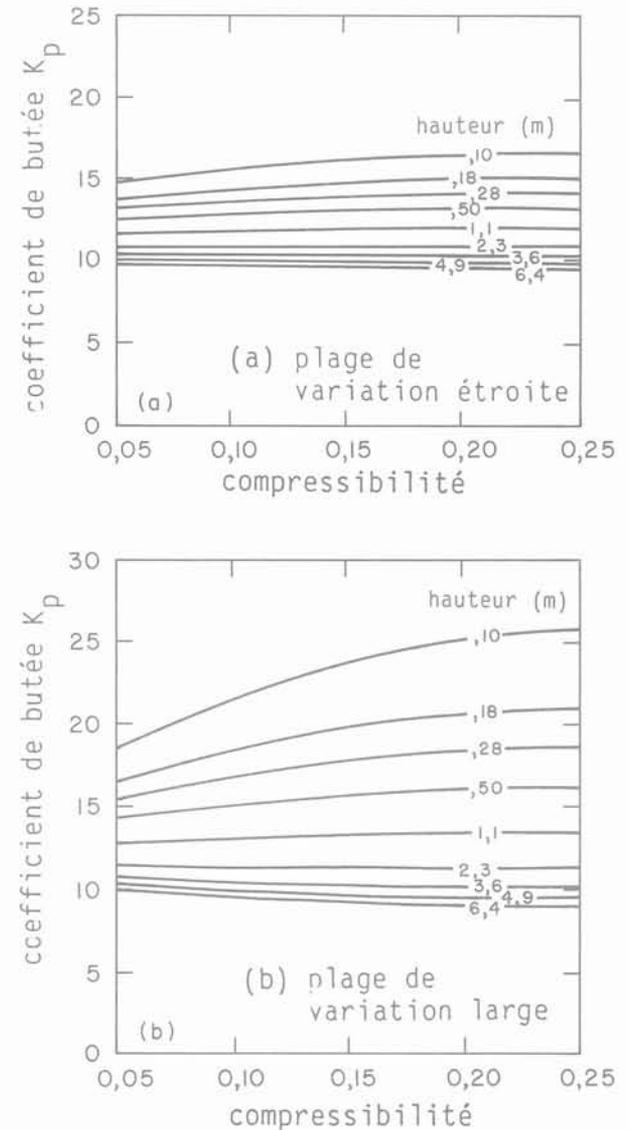


Fig. 10 — Coefficients de butée K_p en fonction de la compressibilité λ .

La possibilité de rupture diminue lorsque le sol devient compressible, car le nombre de contacts entre particules augmente au fur et à mesure que la contrainte croît. La rupture intervient alors pour des contraintes plus élevées et donne un angle Φ mobilisé plus grand. Il en

résulte que des valeurs des K_p élevées correspondent aux fortes valeurs de λ .

La situation est différente pour des murs hauts (H grand). Dans ce cas, les contraintes près de la limite de la zone passive (b) (fig. 7) sont très petites, et deviennent très grandes au bas de la limite (d). La distribution des valeurs mobilisées $q/p(\Phi)$ dépend de la relation logarithmique $V_\lambda = V + \lambda \ln p$ (fig. 5a). Il en résulte que, pour des murs hauts, de grandes valeurs de λ produisent des valeurs de K_p plus petites, bien que proches, que dans le cas des petits λ . Dans ce cas, l'influence de la compressibilité existe toujours, mais est cachée par l'influence d'une grande plage de variation de contraintes dans la zone de rupture et par la courbure de l'enveloppe de rupture.

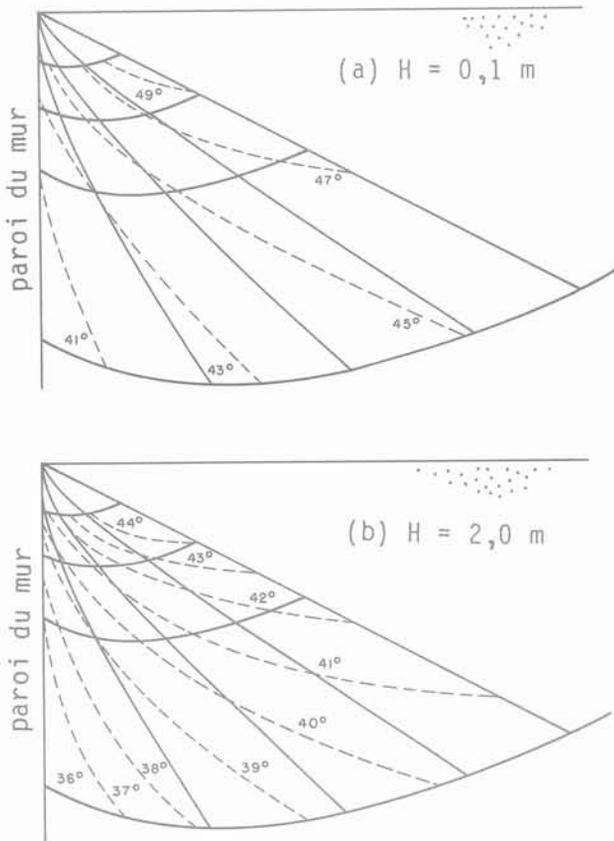


Fig. 11 — Valeurs de l'angle Φ localement mobilisé dans les zones de rupture de différentes dimensions.

Contrairement aux analyses habituelles du problème du mur de butée, le sable que nous considérons n'a pas une valeur unique de l'angle Φ , prédéterminée par la densité de mise en place. La figure 4b modélise un sable qui peut se dilater ou se comprimer lors du cisaillement, et qui localement peut mobiliser des valeurs $M(\Phi)$ différentes, fonction du niveau de contrainte. Ceci apparaît sur les figures 11a, b où $\lambda = 0,25$. La figure 11a est relative à une maquette de laboratoire avec $H = 0,1$ m, et la figure 11b à un mur en vraie grandeur typique, avec $H = 2,0$ m. Les lignes pleines correspondent aux caractéristiques de contrainte qui décrivent la forme de la zone de rupture. A chaque intersection de deux caractéristi-

ques de contrainte, les niveaux de contrainte sont connus et ainsi les valeurs de l'angle localement mobilisé Φ peuvent être évaluées. Les lignes en pointillé représentent pour la zone de rupture, les contours où la mobilisation de Φ est constante (iso- Φ). La variation est de l'ordre de 8° dans chacune des zones de rupture. Comme prévu, les valeurs de Φ sont plus grandes pour de petits murs que pour de hauts murs (de l'ordre de 5° fig. 11a, b) et les valeurs de K_p suivent la même tendance. Dans ce cas, les valeurs sont $K_p = 25,5$ pour $H = 0,1$ m et $K_p = 12,5$ pour $H = 2,0$ m.

5. DISCUSSION

Les résultats des figures 9 et 10 proviennent de l'utilisation d'un modèle de sol amélioré (le modèle d'état critique) dans une version avancée du programme qui utilise un angle Φ variable (comme prescrit par GRAHAM [1974]). Les lignes 1 et 2 de la figure 12 montrent les valeurs extrêmes atteintes dans l'analyse, respectivement par la plage de variation large avec $\lambda = 0,25$ et par la plage de variation étroite avec $\lambda = 0,05$. On montre donc que les relations K_p en fonction de $\log(H)$ sont similaires à celles obtenues par GRAHAM et POLLOCK (lignes 3 et 4) mais que, comme on peut s'y attendre, les résultats diffèrent dans le détail. On n'a pas essayé ici d'ajuster les données du sol de la figure 5 afin que les résultats des deux solutions coïncident. Toutefois, il est apparent que le nouveau modèle prédit des réductions substantielles de K_p quand H augmente (LAPERCHE, 1976), et prédit que les réductions dépendent de la compressibilité du sable.

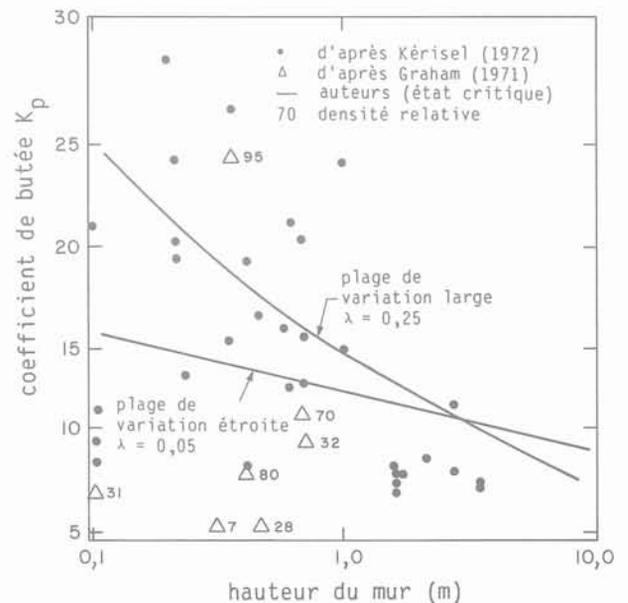


Fig. 12 — Comparaison des résultats de K_p en fonction de \lg (hauteur du mur).

On peut comparer ces résultats avec des données disponibles de maquettes de laboratoire et de murs réels (fig. 13), dont les références sont fournies par GRAHAM (1971). Les données figurant dans les publications sont insuffisantes pour appliquer complètement le modèle d'état critique approprié à chaque programme expérimental. Toutefois, la tendance des données est claire, et va dans le sens des résultats des figures 9 et 10.

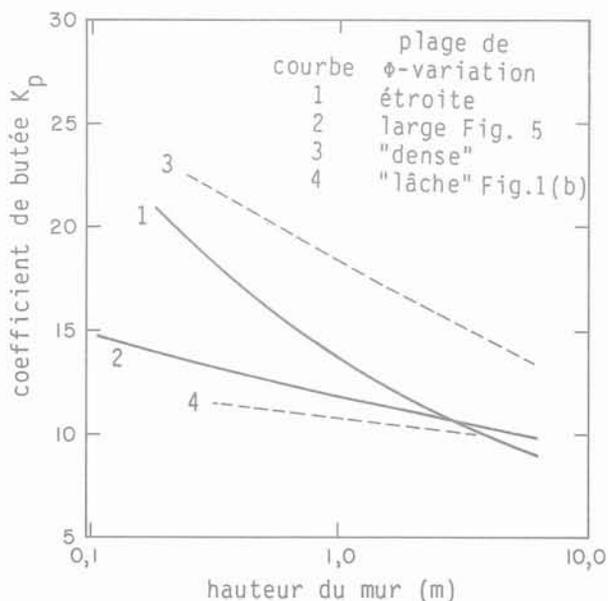


Fig. 13 — Comparaison des résultats théoriques de K_p avec les données disponibles sur maquettes et sur murs réels.

Lorsque la hauteur du mur augmente, il y a un changement évident du mécanisme de rupture : on passe d'une rupture générale de cisaillement le long de surfaces de rupture clairement définies avec petits mouvements, à une rupture par affaissement, où les phénomènes de compression du sol dominent et entraînent d'importants mouvements du mur. Au moins une partie de cette transition peut être attribuée au changement du comportement écrouissage-antiécrouissage qui accompagne, pour un sable, l'augmentation de la pression de confinement (fig. 2). Cet effet est inclus dans le modèle d'état critique de la figure 4b et se répercute dans le calcul des valeurs K_p .

Le point B de la figure 4 montre que lorsque les contraintes sont importantes (mais encore au-dessous des valeurs qui causent la fracture ou une déformation plastique des grains de sable), le modèle d'état critique définit une enveloppe de rupture qui approche une pente constante Φ_{min} . A ce stade, on s'attend à des valeurs de K_p ou de N_γ plus ou moins constantes. Cet état n'est jamais atteint par des murs de butée, mais on doit le considérer pour les grandes plate-formes gravitaires de forage, où le coefficient N_γ peut atteindre une valeur constante minimale. L'analyse des semelles peu profondes a été récemment proposée par GRAHAM et HOVAN (1985).

Lorsque les conditions de frontière d'un problème sont définies identiquement pour une solution d'équilibre limite et pour une solution résolue par la méthode des caractéristiques de contraintes, on trouve en principe la

même valeur de la force de rupture (GRAHAM, 1974 ; SALENÇON, 1974). On doit donc se demander s'il y a quelque avantage associé à la complexité supplémentaire de la méthode des caractéristiques. Les données ci-dessus, et les articles précédents du deuxième auteur, ont montré que la méthode numérique des caractéristiques permet une définition plus précise des conditions de frontière (GRAHAM, 1971) et du comportement du sol (GRAHAM, 1974 ; GRAHAM et HOVAN, 1986). Par ces moyens, on obtient une modélisation plus générale du problème.

La question la plus fondamentale soulevée par cette étude est de savoir comment modéliser le comportement du sable. Traditionnellement, les comparaisons entre résultats théoriques et expérimentaux sont faites sur la base de « l'angle- Φ » du sable. Pourtant, il est reconnu que le sable n'a pas une valeur unique Φ et que des comparaisons ne peuvent être valables que si une valeur moyenne et appropriée pour la zone de rupture peut être évaluée (GRAHAM, 1971 ; HOVAN, 1985).

Si Φ est un paramètre inadéquat, que prendre en considération ? L'application du modèle d'état critique de la figure 4b demande peu d'essais supplémentaires, mais qui doivent être prévus dès la conception du programme d'essai ; celui-ci doit désormais inclure différentes densités de mise en place, différents niveaux de contrainte, et des mesures précises du changement de volume lors du cisaillement. Ce modèle de sol semble ouvrir d'importantes possibilités pour l'analyse du comportement des ouvrages. Ces possibilités n'ont pas encore été entièrement explorées, mais la présente étude montre qu'il peut rendre compte des effets d'échelle. Il faut toutefois noter que ce modèle de résistance de sol, relativement simple, n'a reçu qu'une validation partielle, et que des données d'essais supplémentaires sont nécessaires, relatives à une plus grande variété de sables de différentes minéralogies.

6. CONCLUSIONS

L'utilisation du modèle d'état critique dans la méthode des caractéristiques de contraintes fait apparaître une relation plus ou moins linéaire entre K_p et \log (hauteur du mur). La solution permet d'inclure l'effet du niveau de contrainte et de la densité de mise en place, ainsi que le comportement de plus en plus ductile qui est observé lorsque la hauteur du mur augmente. La tendance des résultats est conforme aux essais sur maquettes et sur murs réels. Des études supplémentaires sont nécessaires pour valider le modèle d'état critique à partir d'essais de résistance en laboratoire, et pour déterminer les paramètres relatifs à un grand nombre de sables différents.

ANNEXE

NOTATION

H	Hauteur du mur
K_p	Coefficient du butée
M	Rapport des contraintes q/p à rupture

N_γ	Coefficient de force portante des semelles pour l'effet des forces de poids propre dans la zone de rupture
p	Contrainte effective moyenne $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
q	Contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$
q_u, Q_u	Contrainte (force) portante à rupture
V	Volume spécifique, volume du sol occupé par volume unitaire des solides
V_λ	$V + \lambda \ln p$
γ	Poids volumique du sol
λ	Compressibilité du sable, pente de la droite normalement consolidée dans l'espace $V, \lg(p)$
μ	$\pi/4 - \Phi/2$
Φ	Angle de frottement
ψ	Angle de σ_1 par rapport à l'axe z , positif dans le sens contraire des aiguilles d'une montre
σ	(Sans indice) contrainte moyenne, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement

INDICES

$n, f,$	
max, min	normal, rupture, maximale, minimale
1, 3, i, o	majeur mineur, i-ième, initial
tx, ps, v	triaxial, en déformation plane, vertical
Tout au long du texte, les contraintes utilisées sont effectives.	

BIBLIOGRAPHIE

- AMAR, S. BAGUELIN F. et CANEPA Y. (1984), *Etude expérimentale du comportement des fondations superficielles*, Sols et fondations, n° 427 septembre 1984. Institut technique du bâtiment et des travaux publics, Paris, France.
- ATKINSON J.H. et BRANSBY P.L. (1978), *The mechanics of soils : an introduction to critical state soil mechanics*, McGraw Hill (U.K.) Ltd., Maidenhead, England, 375 pp.
- BEEN K. et JEFFERIES M.G. (1985), *A state parameter for sands*, Géotechnique, 35(2), pp. 99-112.
- BIAREZ J., BOUCRANT L.-M. et NEGRE R. (1965), *Equilibre limite d'écrans verticaux soumis à une translation ou une rotation*, Comptes rendus 6^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, 2, pp. 368-372.
- BJERRUM L. (1973), *Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea*, Géotechnique, 23(3), pp. 319-358.
- DE BEER E.E. (1970), *Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand*, Géotechnique, London, England 20(4), pp. 387-411.
- GRAHAM J. (1968), *Plane plastic failure in cohesionless soils*, Géotechnique, London, England, 18(3), pp. 301-316.
- GRAHAM J. (1971), *Calculation of passive pressure in sand*, Revue canadienne de géotechnique, 8(4), pp. 566-578.
- GRAHAM J. et POLLOCK D.J. (1972), *Scale dependent plasticity analysis for sand*, Civil Engineering and Public Works Review, London, England, 67, March 1972, pp. 245-251.
- GRAHAM J. (1974), *Plasticity solutions of stability problems in sand*, Revue canadienne de géotechnique 11(4), mai 1974, pp. 238-247.
- GRAHAM J., NOONAN M.L. et LEW K.V. (1983), *Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay*, Revue canadienne de géotechnique 20(3), pp. 502-516.
- GRAHAM J. and HOVAN J.-M. (1986), *Stress characteristics for bearing capacity in sand using a critical state model*, A paraître, Revue canadienne de géotechnique, 23(2).
- HABIB P. (1985), *Effet d'échelle et surfaces de glissement*, Revue française de géotechnique, n° 31, pp. 5-10.
- HAJAL M. (1961), *Etude générale de la butée d'un écran plan contre un massif cohérent par la théorie des caractéristiques*, Thèse, Laboratoire de Mécanique des Fluides, Université de Grenoble, France.
- HOVAN J.-M. (1985), *Computation of bearing capacity and passive pressure coefficients in sand using stress-characteristics and critical state*, Thèse présentée à l'université de Manitoba, soutenue en février 1985, pour obtenir le diplôme de Maîtrise de Science.
- JAMES R.G. et BRANSBY P.L. (1970), *Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem*, Géotechnique, 20(1), pp. 17-37.
- KIMURA T., KUSAKABE O et SAITOH K (1985), *Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge*, Géotechnique, 35(1), pp. 33-46.
- KRAVTCHEKOV J. et SIBILLE R. (1965), *Etude des singularités rencontrées dans les problèmes d'équilibre limite*, C.R. Acad. Sc., Paris, 261(2), pp. 2296-2298.
- LADANYI B. (1960), *Etude des relations entre les contraintes et les déformations lors du cisaillement des sols pulvérulents*, Annales des Travaux Publics de Belgique, 3, pp. 241-274.
- LADE P.V. et LEE K.L. (1976), *Engineering properties of soils*, University of California-Los Angeles, Report UCLA-ENG-7652.
- LAPERCHE J.P. (1976), *Etude expérimentale de la force portante des fondations superficielles. Effet d'échelle et interaction*, Thèse Institut de Mécanique, Grenoble.
- MANDEL J. (1943), *Equilibre par tranches planes des solides à la limite d'écoulement*, Travaux, décembre 1943.
- MORGENSTERN N.R. et EISENSTEIN Z. (1970), *Methods of estimating lateral loads and deformations*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, pp. 51-102.
- ROSCOE K.H. et BURLAND J.B. (1968), *On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay*, From « Engineering Plasticity ». Cambridge University Press, pp. 535-609.

25. ROWE P.W. (1969), *Progressive failure and strength of a sand mass*, Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1, pp. 341-349.
26. SALENÇON J. (1972), *Butée d'une paroi lisse sur un massif plastique solutions statiques*, J. Mécanique, 11(1), pp. 135-146.
27. SALENÇON J. (1974), *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*, Editions Eyrolles, Paris, 1974.
28. SALENÇON J., MANDEL J. et GABRIEL Y. (1976), *Capacité portante globale d'une fondation sur un sol non-homogène*, Géotechnique, 26(2), pp. 351-370.
29. SOKOLOVSKII V.V. (1965), *Statics of granular media*, Pergamon Press, New York, N.Y.
30. TCHENG Y. et ABSI E. (1969), *Poussée et butée en vraie grandeur*, Comptes rendus du 7^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux des Fondations.
31. VESIC A.S. (1973), *Analysis of ultimate loads of shallow foundations*, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99 (1), pp. 45-73.
32. VESIC A.S. et CLOUGH G.W. (1968), *Behaviour of granular material under high stresses*, ASCE, SMFE Division, 94(3), pp. 661-688.

la consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique

The one dimensionnal consolidation under cyclic loading

I. JURAN

Directeur-Adjoint du CERMES*

A. BERNARDET

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées,
Elève-Chercheur au CERMES*

Résumé

Après un rapide exposé des théories existant dans la littérature sur la consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique, on présente les résultats d'une étude expérimentale sur ce problème, obtenus sur un limon. Deux sortes d'essais ont été réalisés : des essais statiques et cycliques. Une analyse approfondie des résultats obtenus avec les premiers a permis d'améliorer considérablement l'interprétation des seconds. Cette étude, limitée essentiellement à l'influence de la période des cycles, a cependant mis en évidence l'importance du comportement irréversible des sols fins sur le processus de la consolidation dans le cas d'une charge cyclique.

Abstract

After a brief review of the published theories of the one dimensionnal consolidation under cyclic loading this paper presents the results of an experimental study of this problem obtained on a silty clay. Two kinds of tests has been performed: static and cyclic tests. A very precise analysis of the results of the first ones had improved considerably the interpretation of the second ones. This study, limited to the effect of the periode of the cycles, had, however, show how important are the effects of the irreversible behavior of fine grained soils on the process of the consolidation in the case of a cyclic load.

* ENPC. La Courtine, BP 105 — 93194 Noisy-le-Grand cedex.

INTRODUCTION

Cet article présente une étude expérimentale de la consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique. Cette étude a eu essentiellement pour objectif de mettre en évidence l'effet de la période des cycles sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude du tassement.

Pour atteindre cet objectif on a effectué sur un sol limoneux des essais de consolidation œdométrique sous charge cyclique et sous charge statique. Les essais sous charge cyclique ont permis de mettre en évidence un certain nombre de phénomènes et en particulier de montrer que lors d'une consolidation sous un chargement cyclique le sol atteint un état d'équilibre, à pression interstitielle moyenne constante, sans que les surpressions interstitielles provoquées par le chargement appliqué soient entièrement dissipées. En comparant les courbes de consolidation obtenues sous charge cyclique avec celles obtenues sous charge statique on remarque que les cycles ont pour effet de réduire la vitesse de consolidation.

Pour l'interprétation théorique des résultats expérimentaux d'essais sous charge cyclique on a considéré la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX (1978) qui s'appuie sur les hypothèses de la théorie de TERZAGHI. D'utilisation courante dans la pratique celle-ci présente l'avantage de conduire à des calculs relativement simples. Mais elle repose sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, en particulier sur les lois du comportement du sol, entraînant généralement des erreurs significatives dans l'estimation des temps de tassements. Dans le cas d'une charge cyclique, on constate que la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX ne permet pas de prévoir correctement les phénomènes observés. Elle permet cependant de les comprendre et d'interpréter ainsi de manière qualitative les résultats expérimentaux.

Dans ce qui suit on rappelle brièvement la solution théorique proposée par BALIGH et LEVADOUX et on présente les résultats expérimentaux, l'analyse des phénomènes observés ainsi qu'une comparaison entre la théorie et l'expérience.

2. ANALYSE THEORIQUE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE SOUS CHARGE CYCLIQUE

2.1 Réflexions sur l'hypothèse d'un comportement réversible du sol

La figure 1 montre l'évolution des isochrones des surpressions interstitielles au cours d'une consolidation œdométrique sous un chargement cyclique. Ces isochrones traduisent la variation de la surpression interstitielle $\Delta u(t)$ avec la profondeur normalisée $Z = z/H$ (z et H étant respectivement la profondeur considérée et le chemin de drainage) à l'instant t .

Elles ont été déterminées à partir des formules établies par WILSON et ELGOHARY (1974) qui résultent de l'application de la théorie de TERZAGHI au cas d'un

chargement cyclique en prenant pour le sol un comportement (relation indice des vides-contrainte effective) linéaire et réversible. Avant développement elles s'écrivent :

$$u(Z, T) = \Delta\sigma \sum_{n=0}^N (-1)^n \cdot u_0(Z, T - n T_0/2)$$

où :

$T = C_v \cdot t/H^2$, facteur temps,

T_0 est la période exprimée en facteur temps $\frac{C_v t_0}{H^2}$

C_v est le coefficient de consolidation

$\Delta\sigma$ est l'amplitude de la charge cyclique

t_0 est la période des cycles

N est le nombre des cycles

où : $u_0(Z, T)$ note la solution de base de l'équation de TERZAGHI pour une variation unitaire de la charge appliquée.

L'analyse de l'évolution de ces isochrones au cours des premiers cycles fait apparaître que pendant la première phase de chargement la pression interstitielle $\Delta u(t)$ se dissipe de la même façon que lors d'une consolidation sous une charge statique égale à $\Delta\sigma$ et atteint l'isochrone 1 (fig. 1) au moment du premier déchargement. Ce déchargement s'accompagne instantanément d'une diminution uniforme égale à $\Delta\sigma$ de la pression interstitielle qui devient négative pour la totalité de la couche de sol (isochrone 2). Si l'on compare l'isochrone 3, atteinte au cours de la phase de déchargement, à l'isochrone 2, on peut remarquer que dans la partie supérieure de la couche, proche du drainage, la pression interstitielle a crû. La contrainte effective a donc diminué. Au contraire, dans la partie inférieure, la pression interstitielle a continué à décroître et la contrainte effective à augmenter.

On constate donc qu'à un même instant une partie de la couche de sol est à l'état surconsolidé alors que l'autre reste à l'état normalement consolidé. Or, en pratique, les seuls sols susceptibles de présenter un comportement réversible sont les sols surconsolidés. En effet, la plupart des sols présentent une compressibilité différente suivant que la contrainte effective est égale ou inférieure à la contrainte de préconsolidation (σ'_p).

2.2 Caractérisation d'un comportement irréversible

Tout en s'appuyant sur les hypothèses de la théorie de TERZAGHI, BALIGH et LEVADOUX (1978) ont pris en compte l'effet de la contrainte de préconsolidation sur la relation indice des vides-contrainte effective. Celle-ci est schématisée par deux droites (fig. 2) l'une de pente a_v lorsque le sol est normalement consolidé ($\sigma' = \sigma'_p$) l'autre de pente a_{vsc} lorsque le sol est surconsolidé ($\sigma' < \sigma'_p$). Pour chacun de ces deux états les coefficients de consolidation sont respectivement C_v et C_{vsc} .

Ils ont caractérisé un tel comportement en introduisant les deux paramètres suivants :

$$\alpha = \frac{a_{vsc}}{a_v} \quad \beta = \frac{C_v}{C_{vsc}}$$

$$0 < \alpha < 1$$

$$0 < \beta < 1$$

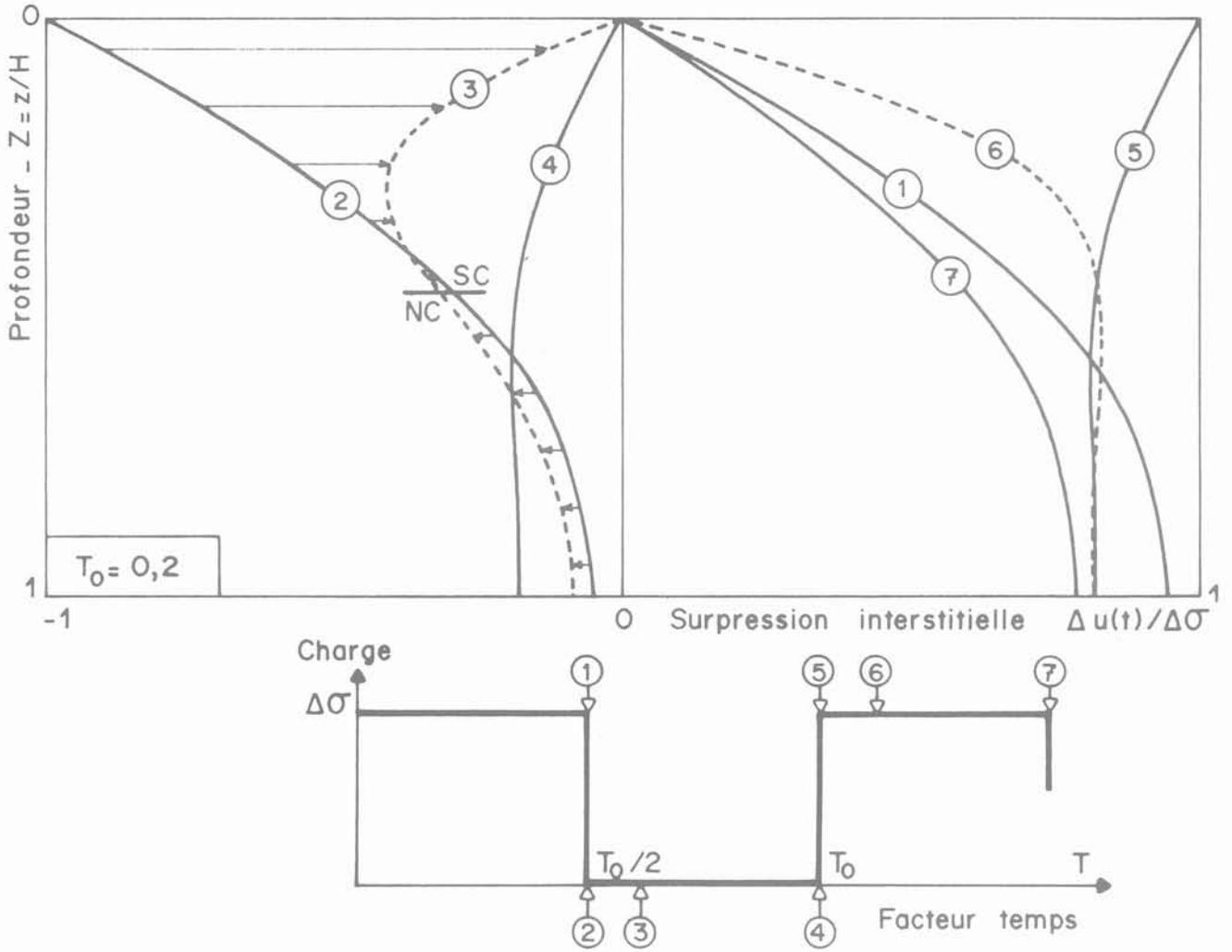


Fig. 1 — Evolution des isochrones au cours des premiers cycles d'après la théorie de TERZAGHI.

qu'ils supposent constants au cours de la consolidation et indépendants de la contrainte de préconsolidation σ'_p . Lorsque $\alpha = \beta = 1$, on se retrouve dans le cas d'un sol à comportement réversible.

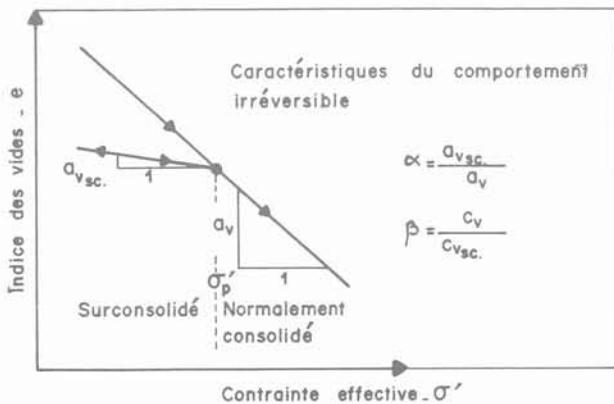


Fig. 2 — Schématisation d'un comportement irréversible (BALIGH et LEVADOUX, 1978).

2.3. Solutions à l'état d'équilibre

Lorsque le nombre de cycles devient suffisamment grand, le sol atteint un état d'équilibre à pression interstitielle moyenne constante et les tassements arrivent alors à leur amplitude maximum. A l'état d'équilibre, sous charge cyclique, le sol n'est donc pas entièrement consolidé et en maintenant à l'arrêt des cycles la charge maximale appliquée constante on provoque une reprise du tassement de consolidation primaire. Celle-ci est due à la dissipation de la surpression interstitielle qui réside dans le sol à l'état d'équilibre sous la charge cyclique.

Par définition de l'état d'équilibre sous charge cyclique, la contrainte de préconsolidation ne varie pas d'un cycle à l'autre. Par conséquent, les caractéristiques de consolidation sont en tous points et à chaque instant celles du sol surconsolidé. BALIGH et LEVADOUX (1978) ont montré qu'alors les répartitions des pressions interstitielles, contraintes effectives et contraintes de préconsolidation, sont celles obtenues en considérant un sol à comportement réversible avec un coefficient de consolidation $C_{vsc} = C_v/\beta$. Elles sont parfaitement définies et peuvent être déterminées à partir de résultats de la

théorie de TERZAGHI. Ainsi, l'état d'équilibre ne dépend que de la période des cycles exprimées en facteur temps pour le sol surconsolidé T_o/β (où : $T_o = C_v t_o/H^2$; t_o étant la période des cycles).

La connaissance simultanée des répartitions de la contrainte effective $\sigma'(z)$ et de la contrainte de préconsolidation $\sigma'_p(z)$ à un instant donné suffit pour déterminer le tassement. Compte tenu de la loi de comportement bilinéaire retenue (fig. 2), l'indice des vides e est donné par :

$$e - e_o = -\alpha_v \Delta\sigma'_p(Z) + \alpha_v [\Delta\sigma'_p(Z) - \Delta\sigma'(Z)]$$

où e_o est l'indice des vides initial.

On en déduit le degré de consolidation U défini par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f} = \int_0^1 \frac{\Delta\sigma'(Z)}{\Delta\sigma} dZ + (1-\alpha) \int_0^1 \frac{[\Delta\sigma'_p(Z) - \Delta\sigma'(Z)]}{\Delta\sigma} dz \tag{2}$$

où : $\Delta h(t)$ note le tassement à l'instant t ;
 Δh_f note le tassement final sous la charge statique $\Delta\sigma$.

L'irréversibilité du comportement du sol est exprimée par la seconde intégrale qui disparaît lorsque $\alpha = 1$.

On remarque qu'à l'état d'équilibre le degré de consolidation oscille à l'intérieur d'un fuseau défini par deux valeurs extrêmes correspondant respectivement à un tassement maximal U^{∞}_{max} et un tassement minimal U^{∞}_{min} . Pour déterminer ces deux valeurs, on considère que :

$$\Delta\sigma'_{max}(Z) + \Delta\sigma'_{min}(Z) = \Delta\sigma$$

où : $\Delta\sigma'_{max}$ note la contrainte effective à la fin d'une phase de chargement et $\Delta\sigma'_{min}$ à la fin d'une phase de déchargement.

En supposant de plus que :

$$\Delta\sigma_{max}(Z) = \Delta\sigma'_p(Z) \tag{3}$$

On obtient :

$$\left. \begin{aligned} \text{a. } U^{\infty}_{max} &= \int_0^1 \frac{\Delta\sigma'_{max}(Z)}{\Delta\sigma} dZ = 1 - 2 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-M^2 T_o/2\beta}}{M^2 (e^{-M^2 T_o/2\beta} + 1)} \\ \text{b. } U^{\infty}_{min} &= \alpha + (1 - 2\alpha) U^{\infty}_{max} \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

où : $M = (2m + 1) \pi/2$

2.4. Evolution du tassement avec le temps

La bilinéarité de la loi de comportement prise en compte conduit à une hétérogénéisation de la couche de sol au cours de consolidation qui ne permet pas de résoudre analytiquement le problème. La solution exacte ne peut être obtenue que par des méthodes de résolution numériques. Cependant, certaines hypothèses sur la dissipation des pressions interstitielles au cours des cycles ont permis à BALIGH et LEVADOUX (1978) de détermi-

ner simplement un encadrement des courbes enveloppes du tassement réel U_{max} et U_{min} .

Les auteurs ont supposé qu'au début de chaque phase de chargement :

- les pressions interstitielles ont une répartition initiale uniforme et sont telles que : $\Delta u = \Delta\sigma$,
- la contrainte de préconsolidation est la contrainte effective atteinte à la fin de la phase de chargement précédente.

Il en découle que les isochrones sont données en permanence par la solution de base de TERZAGHI pour une charge statique : $u(Z; T)$. On montre en particulier pour le cas d'un chargement cyclique qu'il existe un facteur temps T_N tel que l'isochrone atteinte, à la fin de chaque phase de chargement, est donnée par :

$u(Z; NT_o/2) = \Delta\sigma \cdot u_o(Z, T_N)$ avec N impair
 BALIGH et LEVADOUX (1978) ont montré que le facteur temps T_N est donné par :

$$T_N = \frac{T_o}{2\beta} \left[1 - (1 - \beta) \frac{N + 1}{2} \right] \tag{5}$$

L'analyse des isochrones au cours d'un cycle montre que d'une part, pendant la phase de décharge, la dissipation du gradient des suppressions interstitielles provoque initialement une augmentation de la contrainte effective dans la partie basse de l'échantillon et par conséquent la contrainte de préconsolidation σ'_p y est supérieure à la contrainte effective σ'_{max} atteinte à la fin de la phase de chargement. Par ailleurs, à la fin d'une phase de déchargement les pressions interstitielles négatives ne sont pas nulles. Les hypothèses considérées par BALIGH et LEVADOUX conduisent donc à sous-estimer les contraintes effectives et par voie de conséquence, le tassement. Ils obtiennent ainsi une limite inférieure $U^{li}_{max}(NT_o/2)$ du tassement maximal en fin d'une phase de chargement.

Pour obtenir un encadrement du tassement réel ils déterminent une borne supérieure U^{ls}_{max} en considérant un majorant de la différence :

$$\Delta U = U_{max}(NT_o/2) - U^{li}_{max}(NT_o/2) \tag{6}$$

Ce terme croissant avec le nombre de cycles tend donc vers un maximum lorsque N tend vers l'infini. Cette valeur limite est donnée par :

$$\Delta U_{max} = U^{\infty}_{max} - U_o(T_o/2\beta) \tag{7}$$

et donc : $U^{ls}_{max} = U^{li}_{max}(NT_o/2) + \Delta U_{max}$

Au cours de la consolidation sous la charge cyclique le tassement réel passe progressivement de la limite inférieure, pour les premières valeurs de N (1, 3...), à la limite supérieure atteinte lorsque N tend vers l'infini. Or l'écart entre ces deux limites ΔU_{max} est fonction de la période des cycles T_o/β (fig. 3) et tant que celle-ci est suffisamment longue (> 1 par exemple) il reste dans des limites raisonnables ($< 5,3\%$). Par contre, lorsque la période devient petite, les deux limites s'écartent l'une et l'autre et, pour évaluer la vitesse de consolidation, il serait nécessaire d'avoir un encadrement plus précis de la courbe de tassement réelle ce qui demande de faire appel à une méthode de résolution numérique.

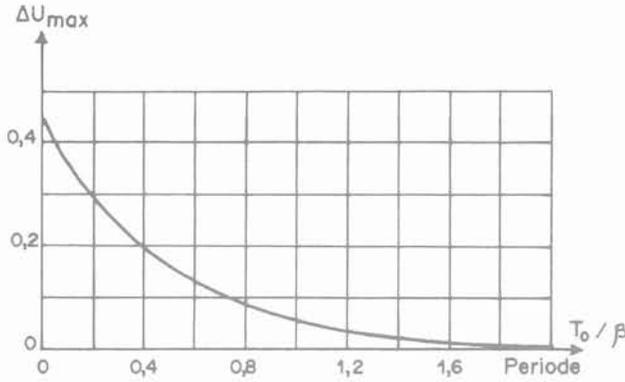


Fig. 3 — Variations avec la période de l'écart ΔU_{max} entre les deux bornes d'encadrement de U_{max} .

La courbe enveloppe des tassements minimaux U_{min} étant de moindre importance dans la pratique les auteurs n'en ont déterminé qu'une borne inférieure obtenue à partir de la courbe des tassements maximaux. Pour ce faire, ils ont repris tout d'abord l'hypothèse faite pour évaluer $U_{max}^{li}(NT_o/2)$, à savoir que la pression interstitielle revient à zéro au cours d'une phase de déchargement. On obtient ainsi une première valeur pour cette borne inférieure par :

$$U_{min}(NT_o/2) = (1 - \alpha) U_{max} (N - 1 T_o/2) ; N \text{ pair} \tag{8}$$

On en obtient une seconde en supposant que le regonflement $[U_{max} - U_{min}]$ est le même au cours de chaque cycle. Or ce terme atteint sa valeur maximale à l'état d'équilibre et donc :

$$U_{min}(NT_o/2) = U_{max} [(N - 1)T_o/2] - \alpha (2U_{max}^\infty - 1) \tag{9}$$

On ne retiendra pour U_{min} que la plus élevée de ces deux valeurs. Pour les premières valeurs de N , celle-ci est donnée par la relation (8), puis par (9) lorsque N devient suffisamment grand.

2.5. Exemple de courbe de consolidation

La figure 4 présente une courbe de consolidation sous un chargement cyclique obtenue en considérant la solution décrite ci-dessus avec une période de cycles de $T_o = 0.1$ et $\alpha = \beta = 0.1$.

Sur cette figure on distingue pour chaque cycle à la fin de la phase de chargement les deux limites supérieure et inférieure entre lesquelles passe la courbe enveloppe des tassements maximaux. En comparant cette solution avec celle obtenue pour le cas d'un sol à comportement réversible, on peut en particulier remarquer que :

- Dans le cas d'un sol à comportement réversible les courbes enveloppes U_{max}^∞ et U_{min}^∞ sont à peu près symétriques par rapport à la courbe correspondant à la moitié de la courbe de consolidation sous charge statique ($U_s/2$). A l'état d'équilibre, on a en particulier la relation $U_{max}^\infty + U_{min}^\infty = 1$.

- Dans le cas d'un sol à comportement irréversible les courbes enveloppes U_{max} et U_{min} ne sont plus symétriques par rapport à la courbe de $U_s/2$ et pour une même

période des cycles les tassements extrêmes à l'état d'équilibre sont plus élevés que ceux obtenus pour le sol à comportement réversible.

- Les regonflements au cours des phases de déchargement sont nettement plus faibles que ceux obtenus pour un sol à comportement réversible.

- Les temps de consolidation sont plus élevés. En effet, pour un facteur temps de 2, contrairement à ce que l'on observe sous une charge statique les tassements extrêmes ne sont pas encore atteints. Ainsi, les cycles ont pour effet de réduire la vitesse de consolidation.

2.6. Critique de la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX

En plus du fait que la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX est inadaptée à l'étude des cycles de courte période, les principales critiques que l'on peut formuler à son encontre sont celles de la théorie de TERZAGHI. Outre le fait que cette théorie ne tient pas compte de l'effet de la consolidation secondaire, ces critiques concernent essentiellement :

- l'hypothèse sur la loi de comportement du sol, en effet, le sol n'est pas linéairement élastique et son coefficient de compressibilité a_v varie au cours de la consolidation en fonction de la contrainte effective ;

- l'application de la loi de DARCY supposant une perméabilité constante du sol. En effet, la perméabilité du sol est fonction de son indice des vides et varie donc avec la contrainte effective au cours de la consolidation.

Par suite des variations de la compressibilité et de la perméabilité du sol au cours de l'essai, le sol n'est pas homogène et la vitesse de consolidation est généralement différente de celle prévue par la théorie de TERZAGHI.

L'utilisation de la solution décrite ci-dessus pour une analyse de la consolidation sous charge cyclique doit donc conduire à sous-estimer le degré de consolidation réel du sol. Cependant, comme on le montre ci-dessous, elle permet une interprétation qualitative des phénomènes observés expérimentalement.

3. ETUDE EXPERIMENTALE

3.1. Objectif et méthodologie

Cette étude a pour objectif de mettre en évidence l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude des tassements. Pour évaluer cet effet des cycles on a effectué deux séries d'essais de consolidation unidimensionnelle à l'oedomètre, à savoir :

- essais de consolidation sous charge statique ;
- essais de consolidation sous charge cyclique.

Les essais sous charge statique ont été effectués suivant la procédure classique de l'essai oedométrique. Il s'agit d'un chargement par paliers de contrainte successifs maintenus chacun pendant 24 heures avec un doublement de la contrainte à chaque palier.

Pour chaque palier on obtient ainsi une courbe de consolidation correspondant à la variation du degré de con-

solidation $U = \Delta h(t) / \Delta h_s$ (où : $\Delta h(t)$ et Δh_s sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final) en fonction du temps. La valeur du coefficient de consolidation C_v pour le palier de contrainte considéré est déterminé par la méthode classique de Casagrande. Ainsi, les essais statiques ont permis de déterminer les caractéristiques du sol (compressibilité a_v et perméabilité k) à l'état normalement consolidé. Par ailleurs, des essais œdométriques spécifiques, avec des paliers de déchargement, ont été effectués pour déterminer les caractéristiques du sol (compressibilité a_{usc} et perméabilité k_{sc}) à l'état surconsolidé. Ces essais ont permis une détermination expérimentale des paramètres α et β , définis par BALIGH et LEVADOUX (fig. 2) dont les valeurs ont été utilisées pour l'interprétation des essais sous charge cyclique.

Les essais sous charge cyclique ont été effectués lors du palier correspondant à une contrainte de préconsolidation de $\sigma'_p = 50$ kPa avec des cycles ayant une amplitude de $\Delta\sigma = 50$ kPa et une période t_c variable suivant les échantillons. Lors des paliers précédents et suivants on a effectué des essais de consolidation sous charge statique. Lors des essais sous une charge cyclique le nombre de cycles a été généralement suffisant pour atteindre un état d'équilibre, à surpression interstitielle moyenne constante, correspondant à la fin de la consolidation primaire sous la charge cyclique appliquée. A l'arrêt des cycles on a maintenu la charge maximale appliquée (100 kPa) constante. On a alors remarqué une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation de la surpression interstitielle qui réside dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. La courbe de consolidation sous un chargement cyclique se présente sous la forme de la variation d'un degré de consolidation U en fonction du facteur temps T défini

pour le sol à l'état normalement consolidé ($T = C_v t/H^2$). Le degré de consolidation est donné par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c}$$

où : $\Delta h(t)$ est le tassement à l'instant t ;

et : Δh_c est le tassement final atteint à la fin de la consolidation primaire du sol sous la charge maximale maintenue constante après l'arrêt des cycles. Pour déterminer ce tassement on utilise la procédure classique de Casagrande d'une façon identique à celle utilisée pour une courbe de consolidation sous une charge statique.

Afin d'évaluer l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude des tassements on a comparé les courbes de consolidation sous charge cyclique avec une courbe de référence correspondant à la consolidation statique.

La méthode la plus simple pour effectuer une telle comparaison consiste à comparer une courbe de consolidation sous charge cyclique avec une courbe sous charge statique obtenues sur deux échantillons distincts pour le même palier de contrainte, mais compte tenu des écarts observés entre les échantillons cette méthode n'est pas la plus précise. L'analyse statistique de l'ensemble des essais effectués sous charge statique a montré qu'il convient d'estimer pour un palier donné les valeurs du tassement total Δh_s et du t_{50} (temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 50 %) à partir des résultats obtenus sur le même échantillon pour les paliers précédents et suivants. Connaissant les valeurs de Δh_s et du t_{50} on peut établir la courbe de référence correspondant à la consolidation statique pour le palier considéré. Cette procédure a permis d'améliorer de façon significative la précision et l'évaluation de l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation.

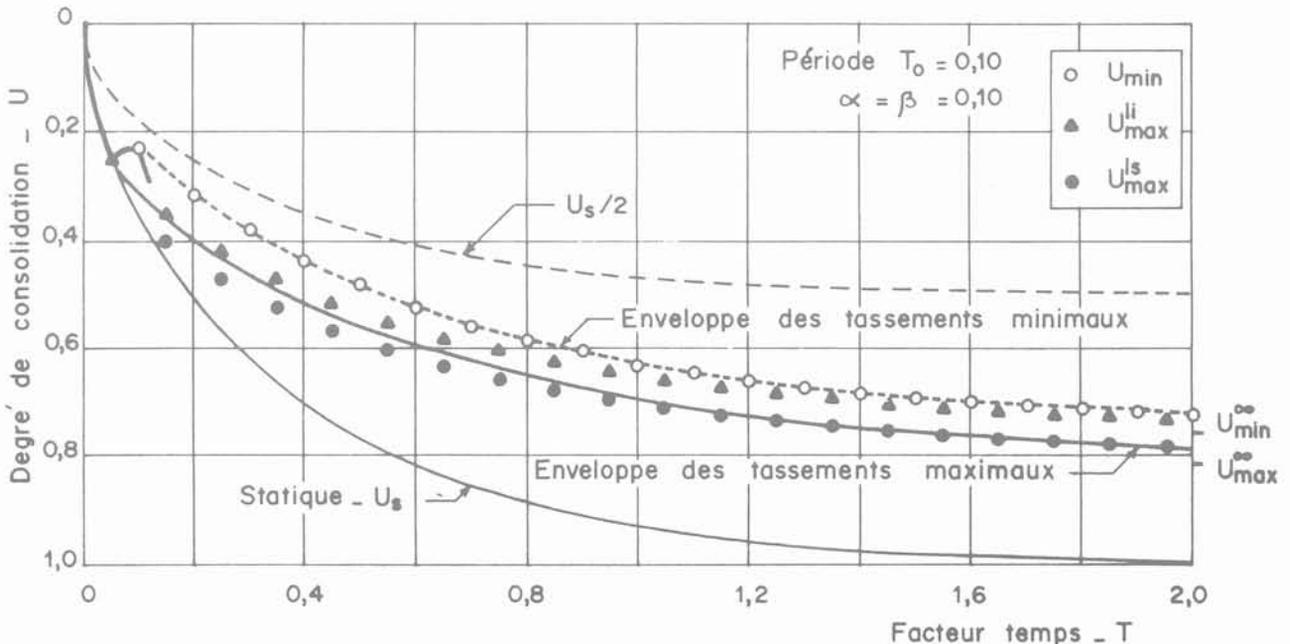


Fig. 4 — Exemple de courbe de consolidation sous charge cyclique. Cas d'un sol à comportement irréversible. BALIGH et LEVADOUX (1978).

On décrit ci-après les résultats expérimentaux des essais effectués sous charge statique et sous charge cyclique ainsi que l'interprétation de ces derniers fondée sur la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX.

3.2. Matériel et procédure d'essais

Les essais de consolidation unidimensionnelle ont été effectués pour la plupart à l'œdomètre classique. Cependant, afin d'étudier l'effet des cycles sur la dissipation des surpressions interstitielles on a utilisé également un œdomètre à contre-pression conçu par ROWE (1966) dont une coupe schématique est représentée à la figure 5.

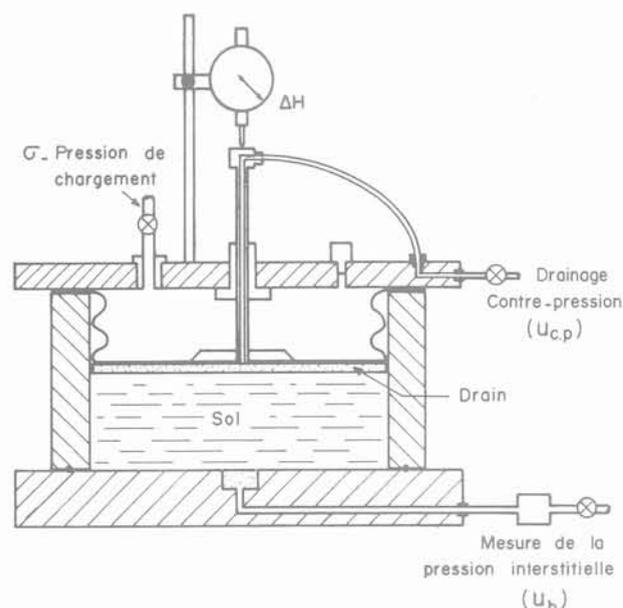


Fig. 5 — Cellule de Rowe : schéma de principe (Rowe, 1966).

Cette cellule permet un chargement hydraulique sur des échantillons cylindriques de 76 mm de diamètre et de 35 mm de hauteur initiale ainsi que l'application d'une contre-pression permettant d'assurer la saturation du sol. La pression interstitielle est mesurée à la base de l'échantillon par l'intermédiaire d'une pierre poreuse reliée à un capteur de pression électronique.

Sur la cellule de Rowe le chargement cyclique a été obtenu au moyen d'un système de deux électrovannes interposées sur le circuit de mise en pression et commandées par un montage électronique produisant un signal cyclique carré. Ce système a permis d'automatiser l'exécution du chargement cyclique et d'éviter ainsi toute manipulation en cours d'essai.

Il est à noter que la mesure des pressions interstitielles sur la cellule de Rowe s'avère délicate ; la parfaite saturation du sol et des circuits de l'appareil n'est pas toujours aisée à obtenir et cela entraîne un temps de réponse non négligeable sur les indications données par le capteur de pression. En particulier, ce capteur n'est pas en mesure de rendre fidèlement compte des discontinuités de pressions interstitielles provoquées par une variation instantanée de la charge appliquée. Pour contourner ces

problèmes de mesure les cycles ont été exécutés en agissant sur la contre-pression u_{cp} et en maintenant la charge totale σ constante. On note qu'une variation instantanée de la contre-pression a un effet tout à fait analogue à celui produit par une variation instantanée de la charge lors d'un chargement ou d'un déchargement. Il en résulte une variation instantanée de la surpression interstitielle qui est égale, au signe près, à celle de la contre-pression. Cependant, en procédant ainsi on évite toute variation brusque de la pression interstitielle à la base de l'échantillon. Celle-ci ne varie qu'au cours de la consolidation, lors de la dissipation de la surpression interstitielle ; sa variation est donc continue et égale, au signe près, à celle de la contrainte effective à la base de l'échantillon.

3.3. Caractéristiques du sol et préparation des échantillons

Le sol choisi pour réaliser cette étude est le limon de Jossigny. Sa courbe granulométrique est donnée sur la figure 6 et ses limites d'Atterberg sont : $w_L = 35$, $w_p = 21$ et $I_p = 14$. A titre indicatif les valeurs des principales caractéristiques de consolidation du sol à l'état remanié sont :

$$C_v \text{ de } 10^{-4} \text{ à } 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$k_v \text{ de } 10^{-8} \text{ à } 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$C_c \text{ indice de compressibilité, voisin de } 0,25$$

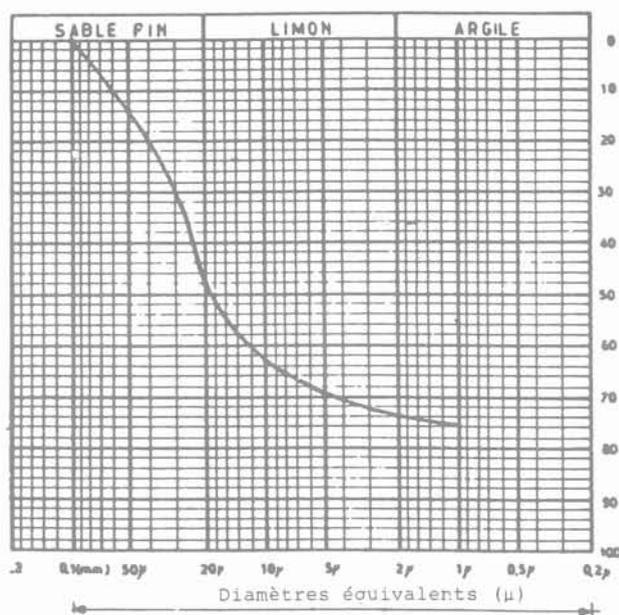


Fig. 6 — Granulométrie du limon.

La qualité des résultats expérimentaux dépend pour une grande part du mode de préparation des échantillons. Pour obtenir des échantillons normalement consolidés et des résultats reproductibles, le sol a été remanié et, après un tamisage humide au tamis de $80 \mu\text{m}$, préparé par malaxage à une teneur en eau de 50 % correspondant à 1,4 fois sa limite de liquidité.

3.4. Résultats expérimentaux d'essais de consolidation sous charge statique

La figure 7 présente des exemples de courbes de consolidation sous charge statique obtenues à l'œdomètre classique d'une part et à la cellule de Rowe d'autre part.

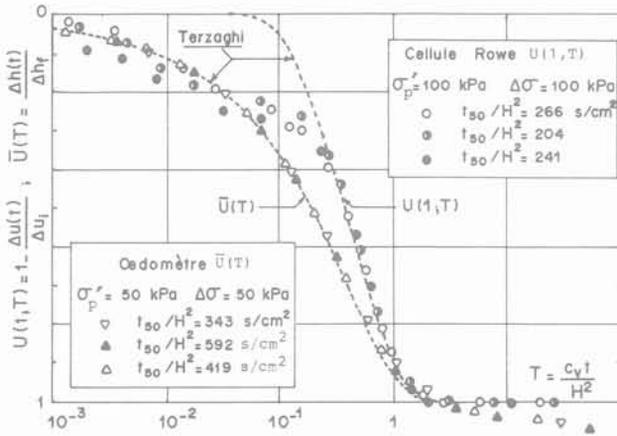


Fig. 7 — Consolidation sous charges statiques à l'œdomètre et à la cellule Rowe. Comparaison avec la théorie de TERZAGHI.

— Les courbes obtenues à l'œdomètre classique donnent les variations, en fonction du facteur temps T , du degré de consolidation $\bar{U}(T)$ défini par :

$$\bar{U}(T) = \frac{\Delta h(T)}{\Delta h_f}$$

où : $\Delta h(T)$ note le tassement à l'instant T ;
 Δh_f note le tassement final.

— Les courbes obtenues à la cellule de Rowe donnent les variations du degré de consolidation $U(1, T)$ à la base de l'échantillon. Celui-ci est déterminé à partir des mesures de la surpression interstitielle à la base de l'éprouvette à la cellule de Rowe par :

$$U(1, T) = 1 - \frac{\Delta u_b(t)}{\Delta u_i}$$

où : $u_b(t)$ et Δu_i sont respectivement la surpression interstitielle mesurée à l'instant t et celle mesurée initialement, T note un facteur temps défini en considérant la valeur du t_{50} relevée sur la courbe de tassement correspondante, soit :

$$T = T(50\%) \cdot t/t_{50}$$

$T(50\%)$ est le facteur temps correspondant à un degré de consolidation $U = 50\%$.

Il est à noter que toutes les courbes de consolidation établies à partir des mesures de tassement sont de forme très proche de celle de la courbe théorique de Terzaghi. Cependant, ces résultats montrent une forte dispersion entre les valeurs de t_{50}/H^2 obtenues pour le même palier de charge. Les courbes de dissipation des surpressions interstitielles font apparaître pour des degrés de consolidation inférieurs à 35 % un certain écart entre la courbe de référence déduite de la théorie de TERZAGHI et l'expérience. Cet écart est probablement dû à l'effet

d'une légère surconsolidation lors de la mise en place de l'échantillon. Cependant, pour les degrés de consolidation supérieurs à 35 %, on observe un très bon accord entre les résultats expérimentaux et la théorie de TERZAGHI. Il en résulte que la valeur du coefficient de consolidation C_v , déterminée à partir des mesures de pressions interstitielles est pratiquement identique à celle déterminée à partir des mesures de tassements.

La figure 8 présente les variations du rapport t_{50}/H^2 , caractérisant la vitesse de consolidation, en fonction de la contrainte effective. Les valeurs de t_{50}/H^2 sont des valeurs moyennes obtenues en considérant l'ensemble des essais effectués respectivement à l'œdomètre classique et à la cellule de Rowe. On remarque que, dans la représentation logarithmique adoptée, les droites de régression sont caractérisées par un coefficient de corrélation supérieur à 0,97. Cela permet, dans le cas des essais avec un palier de chargement cyclique, d'évaluer la valeur de t_{50} que l'on aurait obtenue sous un chargement statique correspondant au même palier à partir des valeurs t_{50} mesurées lors des paliers précédents et suivants. Les résultats obtenus sur la cellule de Rowe indiquent des vitesses de consolidation supérieures à celles mesurées à l'œdomètre.

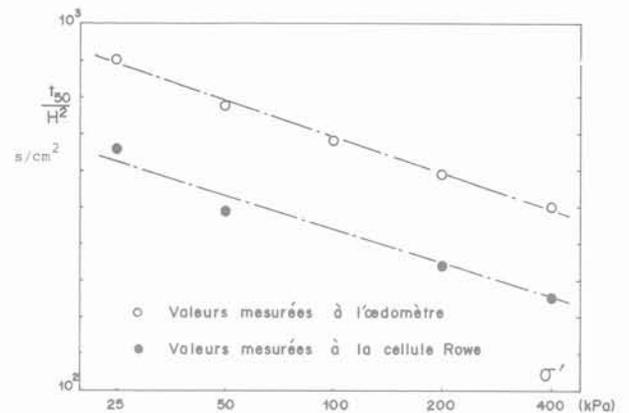


Fig. 8 — Variations des valeurs moyennes de t_{50}/H^2 avec la contrainte effective.

Certains essais de consolidation ont été effectués à la cellule perméamétrique en mesurant, à la fin de chaque palier, la perméabilité du sol par un essai à charge variable. Pour ces essais, on peut calculer à chaque palier, la valeur du rapport t_{50}/H^2 à partir de la théorie de TERZAGHI en considérant les valeurs expérimentales des caractéristiques de compressibilité a_v et de perméabilité k du sol. D'après la théorie de TERZAGHI ce rapport est donné par :

$$\frac{t_{50}}{H^2} = T(50\%) \frac{a_v \gamma_w}{k(1 + e_0)}$$

En comparant, pour différents paliers de charge, la valeur mesurée du rapport t_{50}/H^2 à celle calculée on remarque que la théorie conduit à sous-estimer les temps de consolidation.

La figure 9 montre une comparaison entre les variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective mesurée à l'œdomètre et à la cellule de Rowe. Les

écarts observés pour les paliers de faibles contraintes (< 20 kPa) sont essentiellement dus à l'imprécision des mesures ayant pour origine des difficultés de réglage du système de mise en pression à la cellule de Rowe sous faibles charges, des frottements parasites, etc.

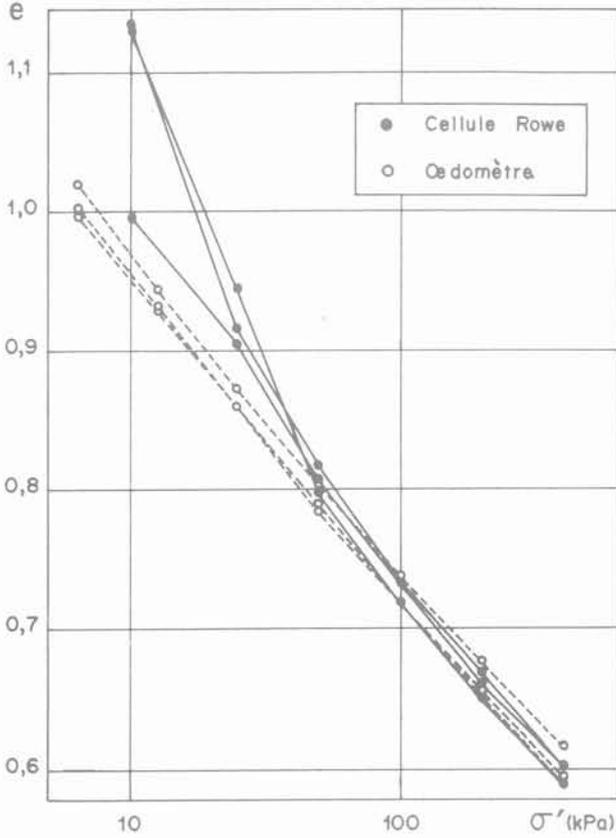


Fig. 9 - Courbes œdométriques.

Il est à noter que le tassement final Δh_f décroît linéairement avec $\text{Log } \sigma'_f$ (σ'_f étant la contrainte effective en fin de palier). L'analyse de l'ensemble des essais à l'œdomètre a montré que la droite de régression de cette variation linéaire présente un coefficient de corrélation supérieur à 0,99. Cela permet lors des essais avec un palier de chargement cyclique d'évaluer le tassement qui aurait été provoqué par un chargement statique correspondant au même palier à partir des valeurs de tassements mesurées lors des paliers précédents.

3.5. Détermination expérimentale des paramètres α et β

D'après la théorie de BALIGH et LEVADOUX, le comportement réel d'un sol peut être schématisé par une relation bilinéaire entre l'indice des vides et la contrainte effective, en considérant respectivement le comportement du sol à l'état normalement consolidé et à l'état surconsolidé. Ce comportement est alors caractérisé par les deux paramètres :

$$\alpha = \frac{a_{vsc}}{a_v} \text{ rapport des coefficients de compressibilité}$$

$$\beta = \frac{C_v}{C_{vsc}} \text{ rapport des coefficients de consolidation.}$$

Pour déterminer les valeurs expérimentales de ces paramètres on a effectué à la cellule perméamétrique des essais œdométriques au cours desquels chaque palier de contrainte a comporté trois phases de 24 heures chacune :

- Phase 1 : premier chargement sous une contrainte $\sigma'_f = \sigma'_p + \Delta\sigma$
 σ'_p étant la contrainte de préconsolidation du palier,
- Phase 2 : déchargement et retour à la contrainte σ'_p du palier,
- Phase 3 : second chargement sous la contrainte σ'_f avant de passer au palier suivant.

À l'issue de chacune de ces phases, on a mesuré la perméabilité du sol par un essai à charge variable.

Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 10. Ils montrent que la perméabilité et la compressibilité varient en fonction de la contrainte effective. On remarque également que les paramètres α et β définis par BALIGH et LEVADOUX ne sont pas constants.

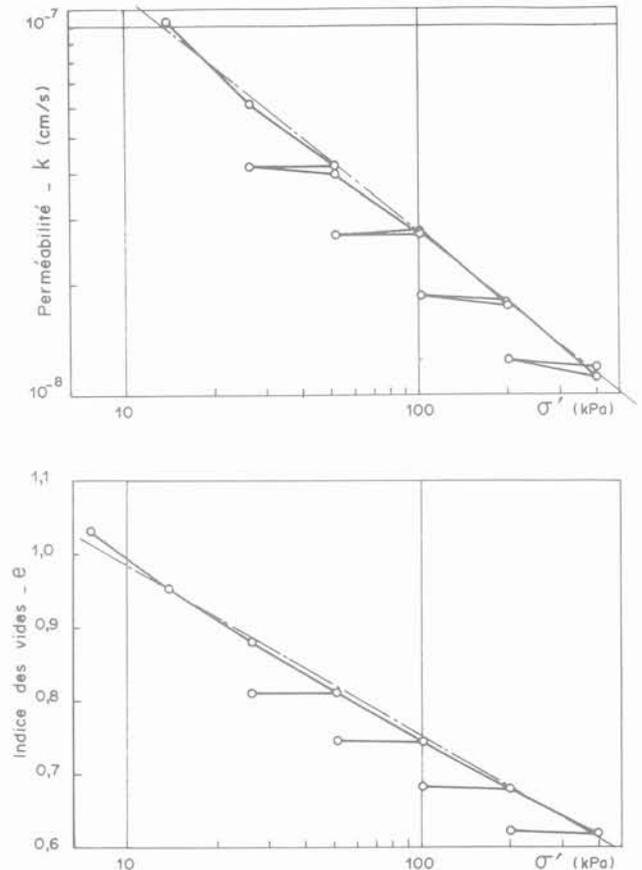


Fig. 10 - Variations de la perméabilité et de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective σ' .

S'il est aisé de déterminer la variation du paramètre α avec la contrainte effective, la détermination expérimentale directe du paramètre β s'avère plus difficile car la

consolidation du sol à l'état surconsolidé est très rapide et ne permet pas une évaluation précise du coefficient C_{vsc} à partir des mesures de tassement. On peut cependant évaluer ce coefficient à partir des mesures de la perméabilité. On remarque que :

$$\beta_{min} = \alpha < \beta < \beta_{max} = \alpha \frac{k(\sigma'_p)}{k(\sigma'_f)}$$

où : σ'_p = contrainte de préconsolidation du palier,
 σ'_f = contrainte effective à la fin du palier.

Les variations des paramètres α et β en fonction de la contrainte effective sont présentées sur la figure 11.

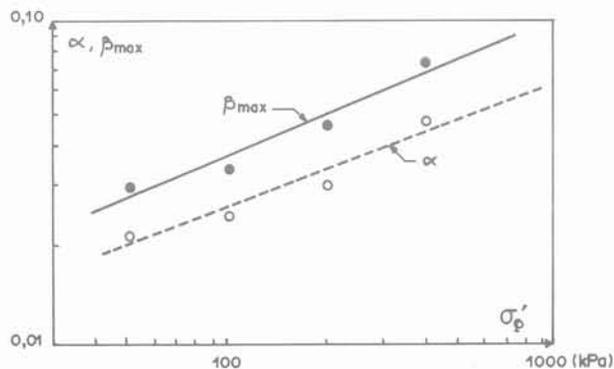


Fig. 11 — Variation de α et β en fonction de σ'_p .

Dans le cas de la cellule de Rowe, il est aussi simple de déterminer un temps caractéristique (t_{50} en l'occurrence) sur les courbes de dissipation de la pression interstitielle pour le sol à l'état surconsolidé que pour le sol à l'état normalement consolidé. Pour une majorité des essais effectués entre 200 et 400 kPa, les valeurs obtenues pour β sont comprises entre 0,05 et 0,09 environ et sont donc du même ordre de grandeur que celles présentées sur la figure 11.

3.6. Résultats des essais sous charges cycliques

3.6.1. Présentation

Les figures 12 et 13 montrent des courbes de consolidation obtenues aussi bien sur un œdomètre classique que sur la cellule de Rowe lors d'essais sous charge cyclique. Ces courbes sont présentées sous la forme d'un degré de consolidation U en fonction d'un facteur temps T ,

$$U = \frac{\Delta h}{\Delta h_c}$$

La valeur de Δh_c prise en compte est celle du tassement final obtenu à la fin de la consolidation primaire sous la charge maximale maintenue constante après l'arrêt des cycles.

et : $T = T(50\%) \cdot t/t_{50}$ avec ($T(50\%) = 0.197$).

où : t_{50} est la valeur estimée pour le temps de consolidation sous charge statique à partir des valeurs de t_{50} mesurées lors des paliers précédents et suivants.

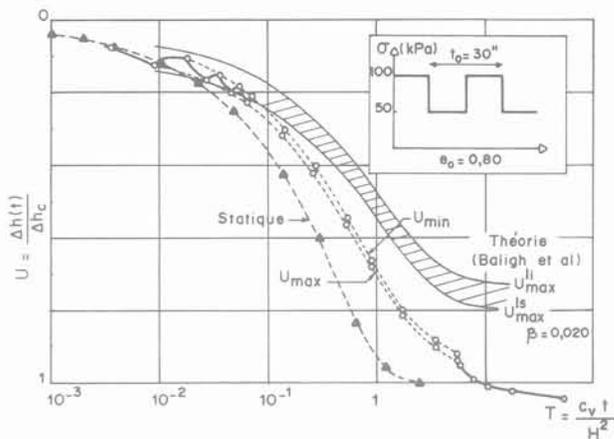


Fig. 12 — Courbes de consolidation sous charges statique et cyclique à l'œdomètre. Comparaison théorie-expérience.

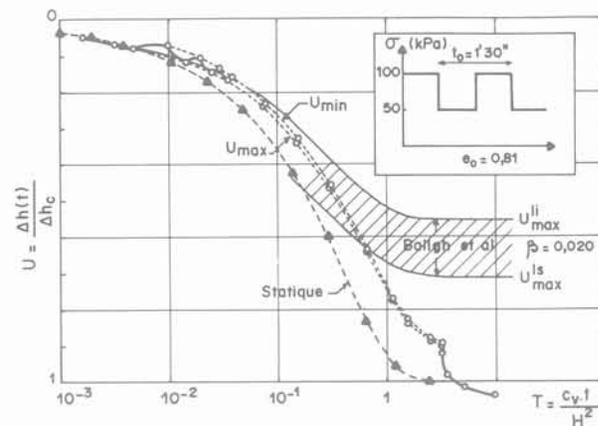


Fig. 13 — Courbes de consolidation sous charges statique et cyclique à la cellule Rowe. Comparaison théorie-expérience.

On remarque que l'allure générale de ces courbes est très proche de celle prévue par la solution de BALIGH et LEVADOUX en considérant les valeurs expérimentales des paramètres α et β . Le tassement oscille à l'intérieur d'un fuseau, qui s'est révélé très étroit, défini par deux courbes enveloppes. L'allure de ces courbes montre que, d'une façon générale, la charge cyclique a été maintenue suffisamment longtemps pour que le phénomène de consolidation primaire soit arrivé à son terme et que les tassements restant à intervenir ne correspondent qu'au phénomène de consolidation secondaire, autrement dit on a atteint un état d'équilibre à pression interstitielle moyenne constante. Ce point est confirmé par les mesures des surpressions interstitielles à la cellule de Rowe. A l'arrêt des cycles on maintient la contrainte maximale (100 kPa) constante. On observe alors une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation des surpressions interstitielles. Ces résultats sont en accord avec les résultats théoriques indiquant qu'à l'état d'équilibre sous charge cyclique, la couche de sol n'est pas entièrement consolidée ($U_{max}^\infty < 1$).

3.6.2. Etude paramétrique

La variable principale de cette étude est la période des cycles t_c exprimée en facteur temps pour le sol à l'état normalement consolidé, soit : $T_0 = C_v \cdot t_c / H^2$. Les essais sous charges cycliques avec des périodes relativement longues ($T_0 > 10^{-2}$) ont été effectués à l'œdomètre classique. Pour effectuer des cycles de courte durée on a utilisé la cellule de Rowe. On présente ci-après les résultats expérimentaux concernant l'effet des cycles sur le degré de consolidation à l'état d'équilibre sous la charge cyclique, sur le tassement final, sur la vitesse de consolidation et sur la dissipation des surpressions interstitielles.

DEGRE DE CONSOLIDATION A L'ETAT D'EQUILIBRE SOUS CHARGE CYCLIQUE

La théorie de BALIGH et LEVADOUX montre que les degrés de consolidation U_{max}^∞ et U_{min}^∞ atteints à l'état d'équilibre sous charge cyclique sont fonction de la période des cycles.

La figure 14 montre les valeurs expérimentales de ces degrés de consolidation, mesurées à l'arrêt des cycles, en fonction de la période T_0 . Les valeurs expérimentales sont comparées aux courbes théoriques calculées en utilisant les valeurs de α et β déterminées à partir d'essais sous charge statique $\beta = 0,020$ et $\alpha = 0,025$. Cette comparaison montre que, comme le prévoit la théorie, la valeur de U_{max}^∞ croît avec la période. Cependant, les valeurs théoriques de U_{max}^∞ obtenues en utilisant la valeur expérimentale du paramètre β sont nettement inférieures à celles observées expérimentalement.

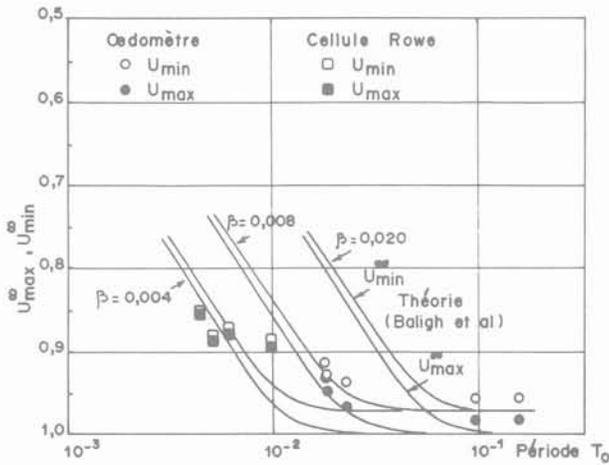


Fig. 14 — Degrés de consolidation maximal et minimal à l'état d'équilibre.

Il est possible de déterminer pour chaque essai une valeur de α à partir de l'équation (4). Les valeurs de α ainsi déterminées à partir de l'ensemble des essais cycliques sont regroupées sur la figure 15. On remarque que, si les valeurs déduites des essais à l'œdomètre classique correspondent à la valeur déterminée à partir des essais sous charge statique (fig. 11), celle-ci est nettement supérieure aux valeurs obtenues dans les essais à la cellule de Rowe. Cela traduit dans le cas de la cel-

lule de Rowe un regonflement plus faible que ne le prévoit la théorie ; cet écart peut éventuellement être attribué à l'existence de frottements parasites.

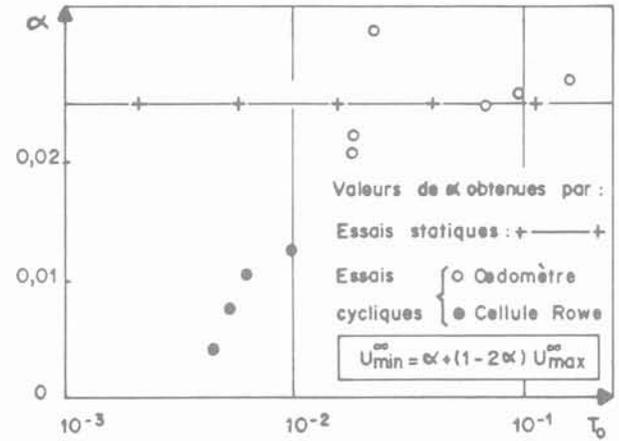


Fig. 15 — Comparaison des valeurs du paramètre α déduites d'essais sous charges statique et cyclique.

TASSEMENT FINAL — Δh_c

La figure 16 montre l'effet des cycles sur le tassement total Δh_c obtenu après arrêt des cycles. On remarque que le rapport $\Delta h_c / \Delta h_f$ (Δh_f étant le tassement final correspondant à un essai sous charge statique) croît légèrement avec la période des cycles T_0 , mais l'effet sur l'amplitude des tassements reste inférieur à 10 %.

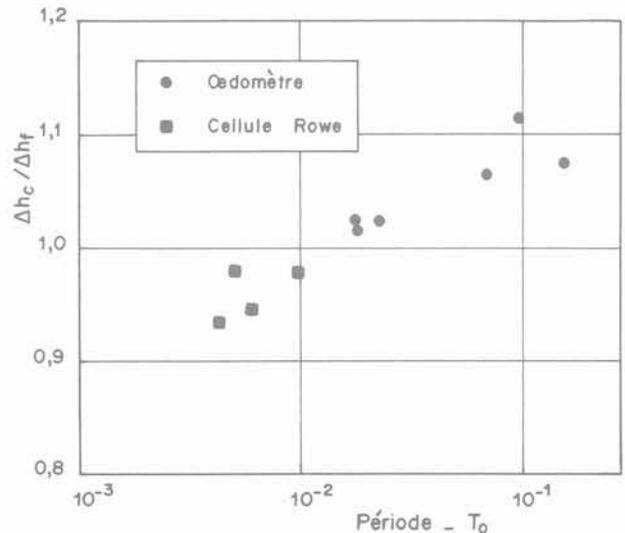


Fig. 16 — Effet des cycles sur le tassement total après l'arrêt des cycles.

VITESSE DE CONSOLIDATION

Sur les figures 12 et 13, on compare les courbes de consolidation sous charge cyclique avec celles obtenues sous la contrainte statique maximale. On remarque que, comme le prévoit la théorie, les cycles ont pour effet de

ralentir la consolidation. Pour caractériser cet effet des cycles, on a déterminé sur les courbes de consolidation cyclique le temps t_{50c} nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 50 % défini par rapport au tassement total après arrêt des cycles Δh_c . Les valeurs du rapport t_{50c}/t_{50s} (où t_{50s} correspond en un essai sous charge statique) sont regroupées sur la figure 17 en fonction de la période des cycles T_0 . On remarque que, pour l'ensemble des essais à l'œdomètre et à la cellule de Rowe la valeur de ce rapport se situe aux environs de 2. On observe ainsi pratiquement un doublement des temps de consolidation sous cycles par rapport à la consolidation sous charge statique.

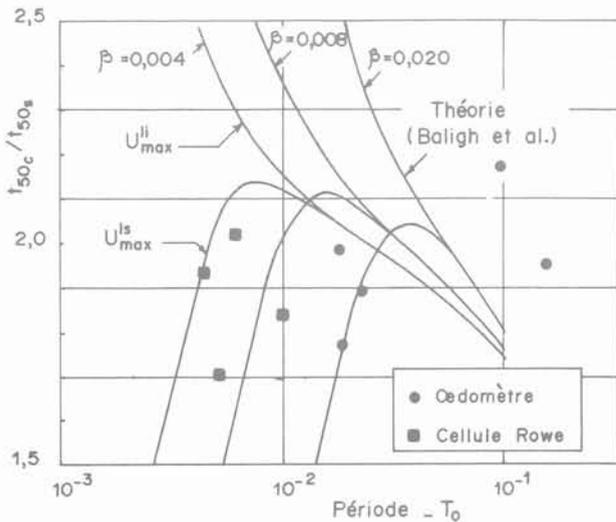


Fig. 17 — Effet des cycles sur la vitesse de consolidation.

La comparaison entre les courbes théoriques de consolidation sous charge cyclique et les courbes expérimentales présentées sur les figures 12 et 13 montre que la théorie de BALIGH et LEVADOUX conduit à sous-estimer sensiblement la vitesse de consolidation et le degré de consolidation à l'état d'équilibre. Il est à noter que, pour la période des cycles considérée ($T_0 = 10^{-2}$), l'écart entre les bornes inférieure et supérieure, calculées en utilisant la valeur expérimentale de β ($\beta = 0,020$), devient important.

Sur la figure 17, on compare les valeurs expérimentales du rapport t_{50c}/t_{50s} avec les valeurs théoriques calculées pour différentes valeurs du paramètre β . L'écart entre les bornes inférieure (U_{max}^{II}) et supérieure (U_{max}^{IS}) devient important pour les périodes courtes et rend alors toute comparaison difficilement interprétable.

PRESSION INTERSTITIELLE SOUS CHARGE CYCLIQUE

La figure 18 montre pour un essai de consolidation sous charge cyclique la variation de la contrainte effective à la base de l'échantillon déduite des mesures de pressions interstitielles à la cellule de Rowe. On peut distinguer trois phases :

- une phase transitoire qui aboutit sur un état d'équilibre ;
- un état d'équilibre caractérisé par des variations de la pression identiques d'un cycle à l'autre ;

— une courbe de dissipation après arrêt des cycles lorsque la charge maximale appliquée (100 kPa) est maintenue constante.

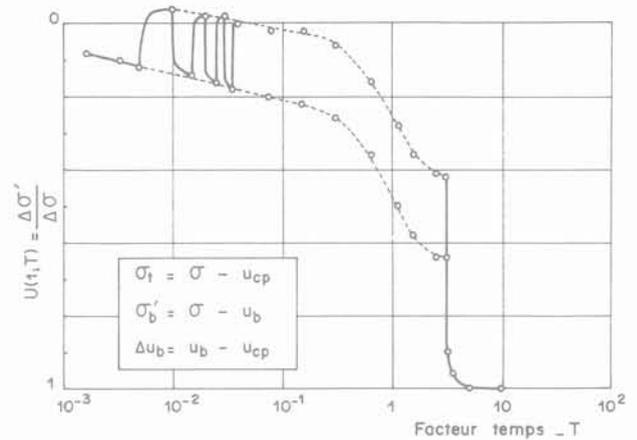


Fig. 18 — Variation de la contrainte effective mesurée lors d'une consolidation sous charge cyclique.

Pendant la phase transitoire, la contrainte effective mesurée à la base de l'échantillon croît lorsque le sol est chargé et décroît lorsqu'il est déchargé. Elle oscille donc à l'intérieur d'un fuseau défini par deux courbes enveloppes tendant chacune vers une valeur limite lorsqu'on atteint l'état d'équilibre. L'écart entre les deux reste pratiquement constant tout au long de la consolidation.

Sur la figure 19a, on compare la variation expérimentale de la contrainte effective à la base de l'éprouvette au cours d'un cycle à l'état d'équilibre avec celle déduite de la théorie de TERZAGHI en tenant compte des observations formulées par BALIGH et LEVADOUX.

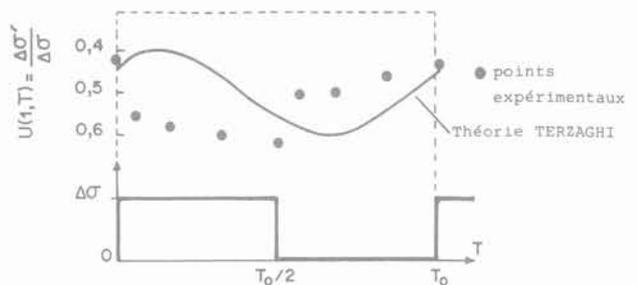


Fig. 19a — Variation de la contrainte effective à la base à l'état d'équilibre.

D'après la théorie, lorsqu'on a atteint un état d'équilibre, la totalité de la couche de sol a un comportement suconsolidé et la répartition des contraintes et des pressions interstitielles est alors identique à celle obtenue à partir de l'équation (1) en considérant un sol à comportement réversible avec une période de cycle T_0/β .

La comparaison entre la théorie et l'expérience fait apparaître certaines différences entre les variations calculées et mesurées de la contrainte effective. Cependant, les valeurs théoriques des contraintes effectives maximale et minimale atteintes au cours des phases de chargement

et de déchargement correspondant aux valeurs mesurées. On peut en particulier noter que, comme le suppose la théorie (équation (2)), on a pratiquement : $\Delta\sigma'_{max} + \Delta\sigma'_{min} = \Delta\sigma$.

Par ailleurs, d'après la théorie, l'amplitude de la variation de la pression interstitielle n'est fonction que de la période des cycles T_0/β . La figure 19b montre que les valeurs expérimentales de cette amplitude correspondent aux prévisions théoriques obtenues en prenant pour β sa valeur expérimentale $\beta = 0,020$ (fig. 11).

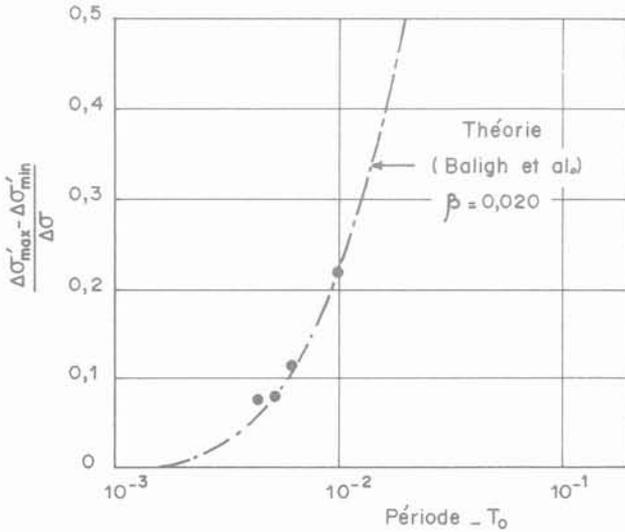


Fig. 19b — Amplitude de la variation de la contrainte effective à la base à l'état d'équilibre.

Enfin, il est intéressant de noter que la comparaison entre la théorie et l'expérience fait apparaître un bon accord entre les valeurs mesurées et calculées des pressions interstitielles à l'état d'équilibre, alors que la théorie conduit à sous-estimer le tassement à l'état d'équilibre et la vitesse de consolidation. Ces différences peuvent être attribuées, du moins partiellement, à l'effet sur le tassement de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé sous charge cyclique.

En effet, cette irréversibilité a été mise en évidence par un essai à l'œdomètre classique ou un chargement statique ($\sigma'_p = 200$ kPa ; $\Delta\sigma = 200$ kPa) a été suivi d'une succession de déchargements et de chargements (entre 100 et 400 kPa) dont la période (durée de chargement ~ 100 min., durée de déchargement ~ 4 min.) était suffisante pour une dissipation complète des surpressions interstitielles. La figure 20a montre la courbe de consolidation correspondante. La figure 20b montre les courbes de consolidation obtenues lors des différentes phases de chargement, le sol étant entièrement surconsolidé. On remarque l'apparition de tassements irréversibles liés probablement au phénomène de fluage du sol (consolidation secondaire). En effet, lors d'un rechargement la consolidation primaire est pratiquement terminée avant d'atteindre le tassement obtenu lors de la phase précédente. Comme le montre la figure 20a l'accumulation de ces tassements irréversibles du sol à l'état surconsolidé, s'effectue à une vitesse supérieure à celle de la consolidation secondaire du sol normalement consolidé.

Pour le chemin de contrainte unidimensionnel suivi lors d'un essai œdométrique, ce comportement irréversible à l'état surconsolidé ne semble pas avoir un effet sensible sur les pressions interstitielles, en particulier, à l'état d'équilibre ; il a, par contre, une influence significative sur les tassements totaux. La modélisation adoptée par BALIGH et LEVADOUX ne permet pas de tenir compte de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé et conduit donc à sous-estimer les tassements.

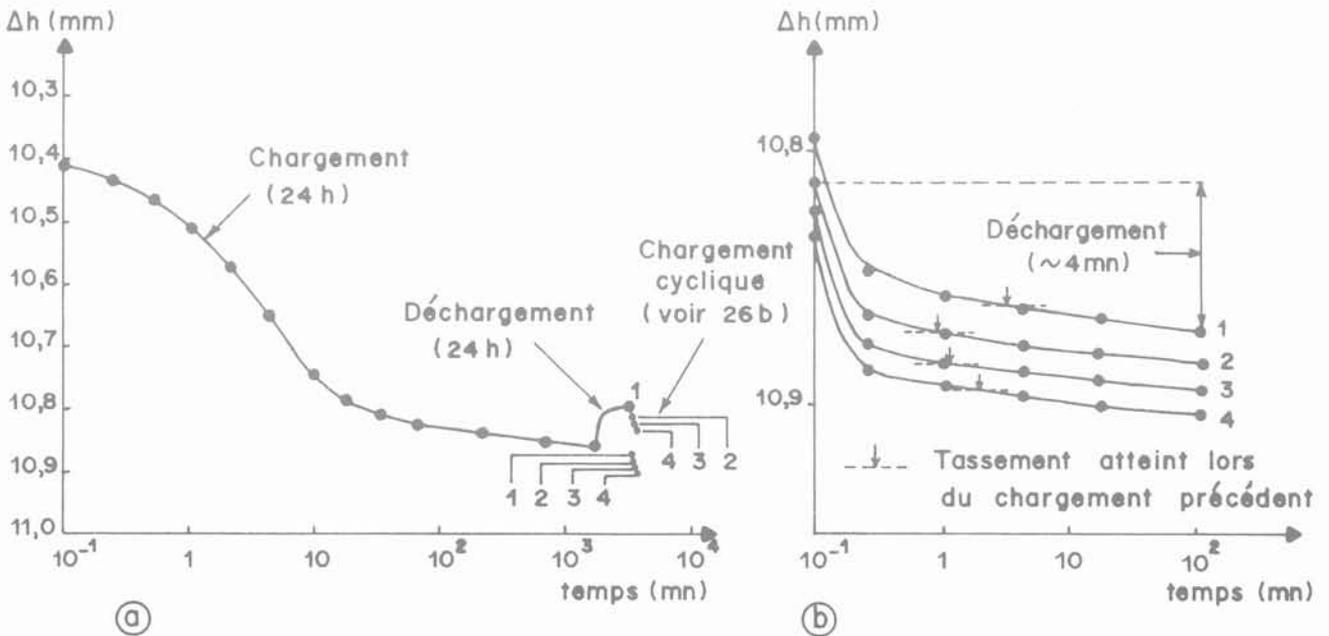


Fig. 20 — Résultats d'un essai cyclique de longue période à l'œdomètre.

CONCLUSIONS

Cette étude expérimentale a permis de mettre en évidence un certain nombre des phénomènes intervenant dans la consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique. On remarque en particulier que les cycles ont pour effet de réduire la vitesse de consolidation. Lors d'une consolidation sous un chargement cyclique le sol atteint un état d'équilibre, à pression interstitielle moyenne constante, sans que les surpressions interstitielles provoquées par le chargement appliqué soient entièrement dissipées. Ainsi, à l'état d'équilibre sous la charge cyclique appliquée le sol n'est pas entièrement consolidé. En maintenant, à l'arrêt des cycles, la contrainte maximale appliquée constante, on provoque une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation de la surpression interstitielle qui réside dans l'éprouvette à l'état d'équilibre sous la charge cyclique.

La comparaison des résultats expérimentaux avec la solution théorique de BALIGH et LEVADOUX montre que si cette solution permet une interprétation qualitative des phénomènes observés, elle conduit à sous-estimer considérablement la vitesse de consolidation et le degré de consolidation à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. En effet, cette solution est fondée sur les hypothèses restrictives de la théorie de TERZAGHI et ne permet pas de rendre compte fidèlement du comportement irréversible du sol lors des cycles de chargement et de déchargement. Par ailleurs, cette solution n'est pas adaptée à l'étude de la consolidation sous cycles de courtes périodes.

Enfin, il est à noter que cette étude n'a concerné que l'effet de la période des cycles et sa poursuite est nécessaire pour mieux comprendre l'effet d'autres paramètres de chargement (amplitude des cycles, palier de contraintes, etc.) et en particulier de la nature du sol.

REMERCIEMENTS

Cette recherche est financée par la D.A.E.I. dans le cadre d'un projet commun à l'E.N.P.C. et à l'Université du Colorado. Il a été mené en liaison étroite avec des recherches technologiques effectuées par la Société « Techniques Louis Ménard » afin de mettre au point

une nouvelle technique de consolidation par un chargement cyclique radial associé à des drains verticaux. Les auteurs remercient, en particulier, MM. COGNON et LIAUSU de la société Solcompact pour leurs conseils au cours de cette étude, le Professeur SCHIFFMAN de l'Université du Colorado pour de nombreuses discussions sur l'interprétation des essais effectués, et M. J.-P. MAGNAN du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées pour une lecture critique et constructive du projet de cet article.

BIBLIOGRAPHIE

1. BALIGH M.-M., LEVADOUX J.-N., (1978), *Consolidation theory for cyclic loading*. Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 104, n° GT4, April 1978, pp. 415-431.
2. WILSON N.-E., ELGOHARY M.-M., (1974), *Consolidation of soils under cyclic loading*. Canadian Geotechnical Journal, 11, pp. 420-423.
3. ROWE P.-W., BARDEN L., (1966), *A new consolidation cell*. Géotechnique, Vol. 16, n° 2, juin 1966, pp. 162-170.
4. DEERE D.-U., DAVISSON M.-T., (1961), *Behavior of grain elevator foundations subjected to cyclic loading*. Proc. 5th I.C.S.M.F.E. Paris, Vol. 1, pp. 629-633.
5. JAMBU N., SENNESET K., (1981), *Settlements due to drained cyclic loads*. Proc. X^e I.C.S.M.F.S., Stockholm.
6. TAVENAS F., BRUCY M., MAGNAN J.-P., LA ROCHELLE P., ROY M., (1979), *Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI*. Revue Française de Géotechnique n° 7, pp. 29-43. ~
7. WILSON N.-E., GREENWOOD J.-R., (1974), *Pore pressures and strains after repeated loading of saturated clay*. Canadian Geotechnical Journal, 11, pp. 269-277.
8. SCHLOSSER F., (1973), *Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sols compressibles*. Bull. de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial T. Remblais sur sols compressibles, L.C.P.C., Paris.

le drainage des talus par la technique des éperons

évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité

embankment draining by the drainage spurs method
evaluation of the efficiency of the method through threedimensionnal simulation
and assesment of the gained stability

P. AIGLE, Chercheur
F. DESNOUVAUX, Assistant
J.-P. PROST, Maître de Conférences
Equipe de Géologie Appliquée au Génie Civil, Université de Nancy I *

Résumé

Les principaux résultats d'un ensemble de travaux portant sur le drainage des terrains par la méthode des éperons sont présentés.

Pour des jeux d'hypothèses très variées, notamment pour diverses pentes de talus et distances d'alimentation, la forme de la surface de l'écoulement souterrain permanent, induit à long terme par un système d'éperons parallèles de profondeur et d'espacement donnés, associés à une tranchée longitudinale, a été déterminée sur un modèle analogique tridimensionnel de conception originale, bien adapté à la recherche des surfaces libres.

Une étude quantitative détaillée a été menée au niveau du plan vertical de symétrie de deux ouvrages. L'évolution de la ligne phréatique, en fonction des caractéristiques géométriques des éperons, a été systématiquement relevée. Le choix de paramètres quantifiant l'efficacité du drainage d'un double point de vue, hydraulique (intensité des déplacements moyens de la ligne phréatique) et mécanique (gain de stabilité obtenu), permet diverses interprétations et la construction d'abaques spécifiques.

Il est montré par ailleurs que l'évolution latérale de ces paramètres répond à une loi unique dont la connaissance conduit à la définition de valeurs moyennes, très utiles au dimensionnement raisonnable d'un dispositif drainant de ce type.

Abstract

In this article, the first results of a number of research works are presented, dealing with the drainage of grounds by the drainage spurs method.

For a very wide range of hypotheses, particularly for various embankment slopes and various distances of a recharging boundary, the shape of the surface of steady groundwater flows, induced in the long term by a series of parallel drainage spurs of given depth and spacing, and coupled with a drainage ditch, has been determined on an originally designed analog model, well suited to the location and assessment of water tables.

A detailed quantitative study has been carried out over the vertical plane of symmetry of two drainage spurs. The evolution of the water table curve, in relation with the geometrical characteristics of the spurs, has been systematically recorded. Selecting the parameters that allow a quantitative estimate of the draining efficiency both from a hydraulic (scale of average water drawdown) and mechanical point of view (gained stability) give rise to various interpretations and to the drawing of specific design charts.

Besides, it is shown that the lateral evolution of these parameters conforms to a single law, the knowledge of which leads to the definition of average values used to great advantage for a sensible sizing of draining systems of this type.

1. GENERALITES

1.1. Introduction

Les problèmes posés par la stabilité des pentes naturelles ou des talus artificiels (déblais, remblais, digues...) revêtent en Géotechnique une particulière importance qui tient, d'une part à la fréquence et à l'ampleur souvent considérable des travaux de terrassement contemporains, d'autre part à la multitude des sinistres constatés (détériorations, glissements et ruptures), enfin aux prix de revient élevés des systèmes de prévention et des chantiers de remise en état.

Autre aspect bien connu du problème, les désordres sont dus, dans leur très grande majorité, aux effets statiques et dynamiques de l'eau dans les sols. En déblais notamment, là où ils se révèlent les plus nombreux et les plus onéreux, ils apparaissent généralement à long terme, liés directement aux nouvelles caractéristiques des écoulements permanents induits par les travaux.

Le drainage, par l'ensemble de ses effets dans les sols (rabattement, détournement des lignes de courant, réduction des pressions interstitielles), est l'un des moyens privilégiés de stabilisation des pentes. Il implique toutefois des dispositifs suffisamment coûteux pour qu'il convienne d'en évaluer les caractéristiques minimales. Or, si les ouvrages continus (tranchées, tapis et masques) ne posent que peu de problèmes de calcul puisqu'ils donnent lieu à des écoulements souterrains généralement bidimensionnels, il n'en va pas de même pour les systèmes discontinus (drains subhorizontaux, éperons). Ceux-ci, en dépit de leur fréquence et de leur efficacité reconnue, n'ont été jusqu'ici que peu étudiés : aux difficultés habituelles liées à l'hétérogénéité du milieu et à l'incertitude sur les conditions réelles d'alimentation s'ajoute en effet la complexité d'écoulements devenant autour de ces ouvrages typiquement tridimensionnels, donc difficilement analysables ou modélisables.

Cet article a pour objet de présenter une part importante des résultats de recherches effectuées en laboratoire sur le drainage des déblais par le moyen d'éperons parallèles associés à une tranchée longitudinale de pied, procédé couramment utilisé notamment en Géotechnique routière (fig. 1), pour la confortation des talus de moyenne hauteur (F. DESNOUVAUX — 1983).

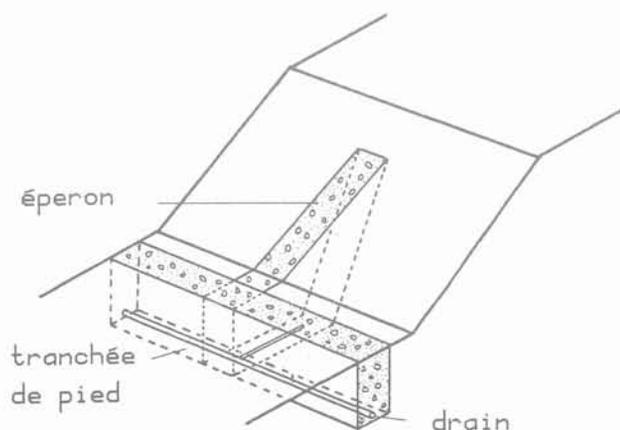


Fig. 1 — Éperon en talus de déblai.

Seront successivement abordés : la détermination, sur un modèle analogue à trois dimensions, des propriétés principales des écoulements vers une série d'éperons, la quantification de l'efficacité du drainage en fonction de paramètres variés et ses conséquences sur la stabilité des pentes.

1.2. Brève revue des travaux antérieurs

Au sein d'une bibliographie peu fournie sur ce sujet, quelques articles tentent une synthèse sur l'ensemble des problèmes du drainage : ceux notamment de J.-N. HUTCHINSON (1977) et de M. RAT (1970-1976). S'ils constituent une base à cette étude, ils ne donnent toutefois que peu d'indications de calcul dans le cas particulier des dispositifs discontinus, dont on cherche surtout à définir deux caractéristiques : profondeur de mise en place et espacement.

1.2.1. Les drains subhorizontaux

Il s'agit d'ouvrages apparus pendant la première moitié de ce siècle et décrits depuis par de nombreux auteurs. En l'absence de théorie rigoureuse, leur dimensionnement s'effectue couramment par des méthodes approchées fondées sur le choix d'hypothèses simplificatrices diverses : assimilation à une ligne de puits (M. RAT — 1976), à un système d'aiguilles filtrantes (G.-A. LEONARDS — 1968), à un écoulement bidimensionnel vers un tapis filtrant (M. RAT — 1970).

Mais il faut citer aussi une approche par méthode de simulation, due à T.C. KENNEY et al. (1977) : les auteurs, expérimentant sur modèles réduits à trois dimensions, ont, pour une pente de talus unique de 1/3, procédé à des mesures systématiques de la baisse de la pression interstitielle induite par des drains de longueur et d'écartement variés et calculé à l'aide de la méthode de Bishop la variation relative correspondante du coefficient de sécurité du talus. Ainsi les abaques qu'ils présentent tiennent-ils effectivement compte de la complexité réelle des écoulements dans l'espace. C'est une démarche sensiblement analogue que nous allons suivre, mais pour un autre type d'ouvrages (les éperons), et à l'aide d'une autre technique (l'analogie électrique).

1.2.2. Les éperons drainants

Ce terme est actuellement plus ou moins lié au confortement des talus artificiels, par opposition, pour les pentes naturelles, aux tranchées transversales d'allongement plus important.

Peu de choses sur le dimensionnement : J.-N. HUTCHINSON (1977) pour les tranchées et M. RAT (1976) pour les éperons proprement dits ont proposé chacun une méthode approchée, fondée sur une large schématisation des écoulements.

2. HYPOTHESES DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Soit un système constitué par un talus de grande longueur, équipé en pied d'une tranchée longitudinale et recoupé par une série d'éperons transversaux parallèles.

les entre eux, en nombre suffisant pour que l'écoulement dans le massif se reproduise identique à lui-même d'ouvrage en ouvrage.

Avec ces hypothèses le volume étudié peut ainsi être réduit à une tranche de massif unique limitée par deux plans parallèles de symétrie paire, donc imperméables (fig. 2) :

- le plan de symétrie entre deux éperons successifs : médian (M) ;
- le plan de symétrie de l'éperon lui-même : axial (A).

L'expérimentation a été menée en fonction de conditions géométriques et hydrauliques très variées. Les valeurs de chacun des paramètres correspondants ont été choisies en conformité avec les ordres de grandeur réellement retenus sur chantier. Quant à la précision parfois illusoire de certaines grandeurs, notamment due aux contraintes de la mise en modèle, elle a été conservée telle quelle dans l'énoncé des résultats de simulation, mais ceux-ci ont été généralisés dans un second temps par l'emploi systématique de variables relatives.

Pour la définition des hauteurs, des profondeurs et des potentiels, le plan horizontal de référence a été placé au niveau du fond de tranchée.

2.1. Définition des paramètres de l'expérimentation (fig. 2)

Ce sont des variables ou des constantes décrivant soit la géométrie des ouvrages (talus et système drainant), soit la nature de l'alimentation ou les propriétés des matériaux.

Si l'on excepte, dans un premier temps, un certain nombre d'extensions dont il sera question plus loin, les valeurs les plus usuelles adoptées pour ces paramètres sont les suivantes :

2.1.1. Géométrie des ouvrages

Le talus est défini par sa cote en crête H_t (9,0 m) et par sa pente M dont on a retenu trois valeurs successives (1/1,5 ; 1/2 ; 1/2,5).

Les éperons, de section trapézoïdale ou triangulaire, supposés constitués par un matériau de forte perméabilité, ont été caractérisés par :

- leur profondeur P mesurée horizontalement au niveau du plan de référence et que l'on a fait croître jusqu'à une dizaine de mètres (quatre valeurs distinctes : 3,5 ; 5,2 ; 7,1 et 10,6 m),
- leur espacement entre deux plans axiaux E , variant jusqu'à 24 m, ou entre bords internes E' ,
- leur largeur l_e qui n'a que peu d'influence sur l'efficacité du drainage (1,2 m) et leur hauteur H_e prise égale à H_t (9,0 m).

Quant à la tranchée longitudinale, elle présente une largeur l_t (0,5 m) et un encastrement dans le sol de fondation D (1,5 m).

2.1.2. Autres facteurs

L'hypothèse de base a été celle d'un écoulement permanent en un massif monocouche, homogène et isotrope, reposant sur un substratum horizontal rigide et imperméable.

L'alimentation se produit latéralement par l'arrière du massif, selon une surface d'entrée verticale, de potentiel H (9,0 m), située à une distance R du pied de talus. Deux distances ont été envisagées, l'une proche (21,25 m), l'autre plus lointaine (31,25 m).

Le substratum se situe en fond de tranchée, soit une profondeur S nulle.

2.2. Nature des phénomènes étudiés

Le principal objectif a été la recherche des surfaces libres, dans la mesure où leur localisation permet de juger de l'efficacité du drainage, de circonscrire les volumes immergés, d'en déduire l'extension éventuelle des zones de suintement sur talus et d'estimer en tout point du massif la valeur de la pression interstitielle.

Les écoulements, de nature typiquement tridimensionnelle, conduisent à des surfaces libres gauches, dont les intersections avec des plans verticaux parallèles aux épe-

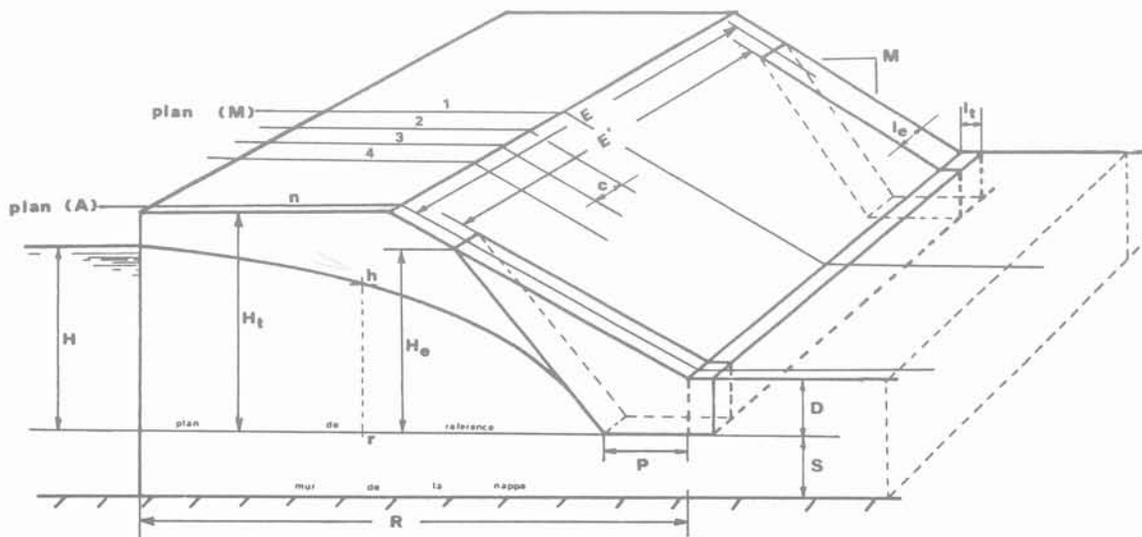


Fig. 2 — Rappel des paramètres expérimentaux.

rons varient d'une position basse selon le plan axial à une position haute, plus défavorable, dans le plan médian (fig. 3). Par ailleurs, elles demeurent comprises entre deux surfaces cylindriques enveloppes correspondant respectivement, l'une à un talus sans autre ouvrage drainant que la tranchée (éperons infiniment espacés : $E' = \infty$), l'autre à un talus drainé par un masque continu (éperons jointifs : $E' = 0$).

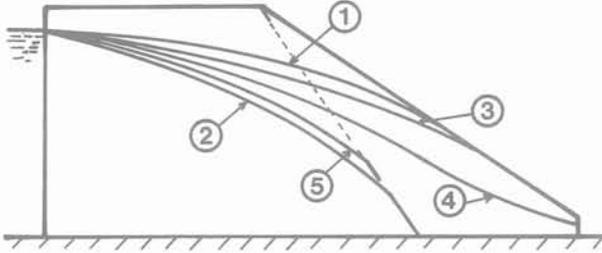


Fig. 3 — Nature des surfaces libres étudiées.

Cas limites : 1. surface libre avant drainage par éperons
2. surface libre due à un drainage par masque

Lignes phréatiques induites par un système d'éperons

3. surface libre dans le plan médian (M)
4. surface libre intermédiaire
5. surface libre dans le plan de l'éperon (A)

Ont donc été tracées de façon systématique :

— par simulation bidimensionnelle, la surface libre se rapportant à tous les couples de cas limites évoqués ci-dessus,

— par simulation tridimensionnelle, la ligne phréatique relative à l'écoulement dans le plan médian (M) entre éperons, et cela pour toutes combinaisons des principaux paramètres de l'étude,

— par simulation tridimensionnelle, mais seulement dans quelques cas particuliers, la forme complète de la surface libre entre éperons, dans le but de définir les caractéristiques d'un écoulement moyen et de les comparer à celles de l'écoulement médian.

La géométrie des réseaux d'écoulement et la répartition entre le talus, la tranchée et les éperons des débits d'exhaure ont été également déterminées dans un grand nombre de cas.

Après une courte description de la technique utilisée (paragraphe 3), l'exposé des résultats principaux et de leur interprétation fera l'objet du paragraphe 4, axé sur l'interprétation des mesures dans le plan médian. Le paragraphe 5 traitera des propriétés latérales de la surface libre entre ouvrages et de la définition d'un plan de calcul moyen. Le paragraphe 6 conclura et fera rapidement le point sur quelques extensions qui complètent ces travaux.

3. METHODOLOGIE

La méthode choisie a été celle de l'analogie électrique. En effet le laboratoire est équipé d'une installation ori-

ginale, spécialement conçue pour la représentation aisée des écoulements tridimensionnels à surface libre.

Cette solution était donc très largement compétitive par rapport à la modélisation mathématique qui fait appel dans ce cas à des programmes de mise en œuvre malaisée, ou par rapport à la pratique lourde et peu précise des modèles réduits tels que les utilisa T.-C. KENNEY (1977) dans son étude sur les drains.

3.1. L'appareillage

On sait que l'analogie électrique, ayant pour fondement l'identité de formulation mathématique des équations de l'hydraulique souterraine et de la circulation du courant, consiste à remplacer le phénomène physique réel par un écoulement électrique dans un milieu conducteur de même forme que le domaine aquifère, et, pour cela, à faire correspondre deux à deux les potentiels (hydraulique H et électrique U), les conductivités (perméabilité K et conductivité électrique Co), les distances (réelle D et réduite d) et les flux (débit Q et intensité I).

L'analogie peut être définie de façon unique par le choix des échelles des trois grandeurs fondamentales (U/H , Co/K , d/D), les flux étant alors liés par une équation monomiale appelée résultat de similitude, de la forme :

$$Q / (K.H.D) = I / (Co.U.d)$$

L'expérimentation a donc été menée sur une installation spécifique, conçue, mise au point et construite au Laboratoire en 1977, dont on trouvera une description plus précise dans un article paru dans *Sciences de la Terre* (J.-L. BLIN-LACROIX et al. — 1977).

Il s'agit d'un modèle mixte associant deux techniques distinctes : Papier Conducteur et Réseaux de Résistances. Il procède d'une représentation du domaine aquifère par une série de coupes parallèles, d'orientation quelconque. Celles-ci, sur le modèle, sont matérialisées par des plans de papier, donc par un matériau bidimensionnel continu. L'écoulement électrique dans la troisième direction s'établit dans un réseau unidimensionnel de résistances pures, reliant deux à deux les nœuds homologues d'un maillage régulier implanté sur chaque coupe.

Ainsi, avec les notations de la figure 4, les principales formules de mise en modèle, permettant le calcul des diverses résistances en fonction des données (perméabilités, espacement entre coupes, maillage) s'écrivent :

$$\begin{aligned} R_p &= R/K_p \cdot 2ap/(ar+a'r) \\ R_r &= R/K_r \cdot ar/ap \\ R'r &= R/K'r \cdot a'r/ap \end{aligned}$$

Quant au résultat de similitude entre les flux, il devient :

$$Q / (K.H) = I.R_r/U \cdot ap^2/ar = I.R_p/U \cdot ar$$

3.2. La technique expérimentale

3.2.1. Mise en modèle

Les coupes, au nombre de dix, ont généralement été choisies verticales, perpendiculaires à l'allongement du talus. La première coïncide avec le plan médian de symétrie entre deux éperons, et la dixième avec le plan axial d'un ouvrage. Ainsi la recherche des surfaces libres est-elle largement facilitée, puisqu'elle s'effectue avec précision selon les plans de papier conducteur, c'est-à-

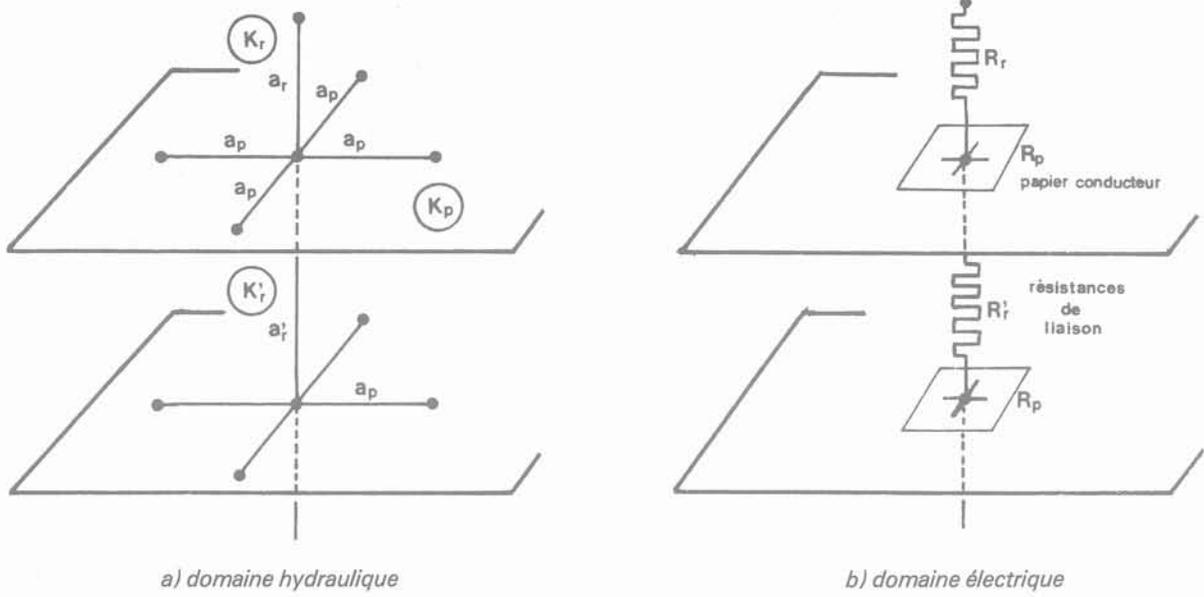


Fig. 4 — Notations utilisées pour la mise en modèle.

dire sur un domaine continu. Par ailleurs, l'espacement entre coupes peut être réglé par le choix des résistances du réseau unidimensionnel, conformément aux formules données ci-dessus.

Les principales conditions aux limites sont : en entrée, une électrode amont qui, figurant l'alimentation, apparaît sur chaque coupe ; en sortie, les divers suintements,

sur l'éperon (au niveau de la coupe axiale), sur le talus et la tranchée (pour chacune des autres coupes).

La figure 5 donne en exemple l'ensemble des caractéristiques d'une mise en modèle correspondant, pour une alimentation à 21,25 m, à un talus de pente 2/3, recoupé par des éperons profonds de 5,2 m et distants d'environ 22 m.

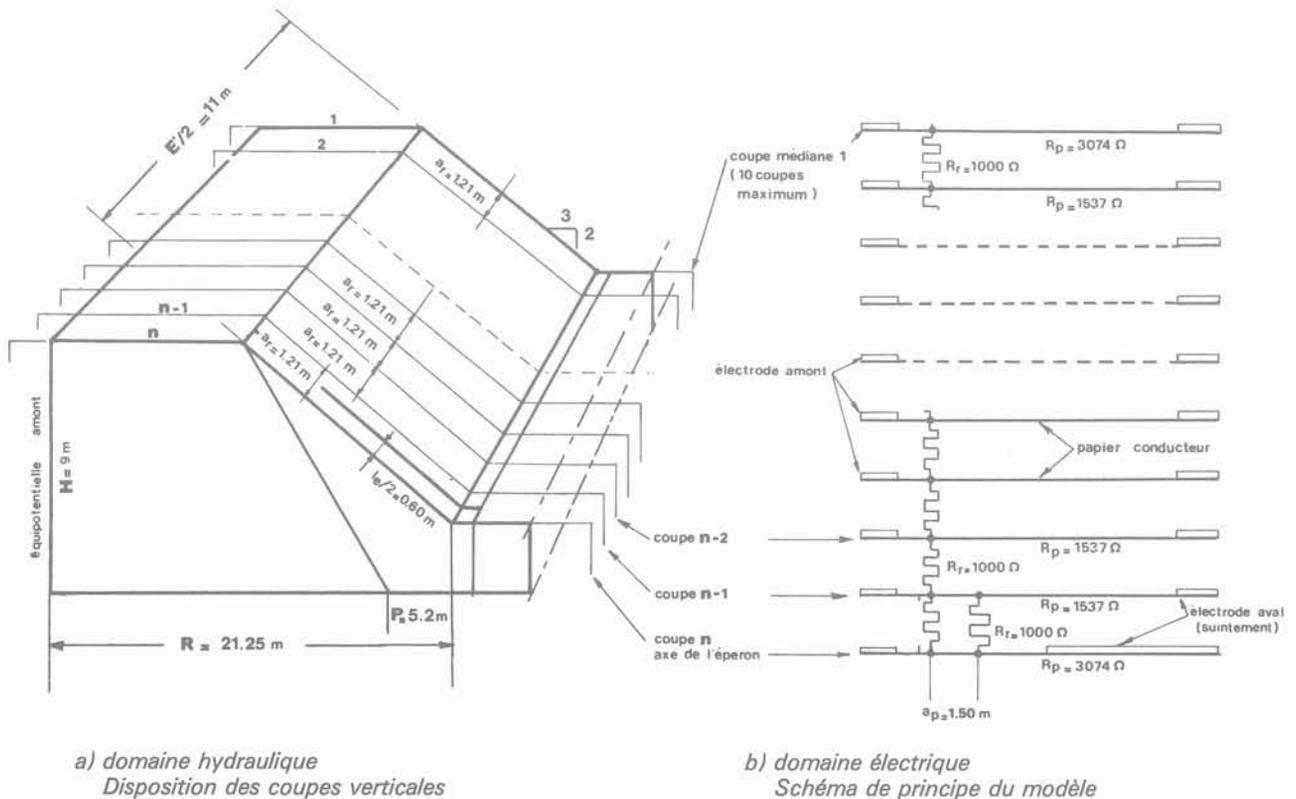


Fig. 5 — Exemple de mise en modèle.

3.2.2. Manipulation

La recherche des lignes phréatiques s'effectue, plan après plan, selon le mode opératoire habituel, itératif des modèles bidimensionnels continus. La variation de l'écartement E s'obtient par la suppression progressive des plans de papier intermédiaires, ce qui le fait à chaque fois décroître d'une valeur égale à la maille ar.

Lorsque la surface libre est entièrement déterminée, connue par sa trace sur chacune des dix coupes verticales, elle est relevée ainsi que le réseau des équipotentielles et la valeur des flux.

L'ensemble des mesures est centralisé, regroupé sur support magnétique et traité automatiquement par une chaîne de programmes spécifiques « ÉPERON » qui les éditent sous forme de tableaux ou de figures, les interprètent, calculent les principaux paramètres et tracent en fin de compte les abaques résultants. Pour ce faire, le modèle mixte est associé à un système Hewlett-Packard 3052, composé d'un ensemble électronique (scanner, instruments de mesure) piloté par un calculateur HP-9825T programmé en HPL.

4. RESULTATS DANS LE PLAN MEDIAN

Tenter de caractériser le drainage par ses effets dans le plan de symétrie de deux éperons successifs, plan médian (M), se justifie pleinement puisque la nappe y étant la plus haute, les résultats présentés sont, pour une famille donnée d'hypothèses, les plus défavorables possibles.

Seront successivement décrites, d'une part les propriétés hydrauliques des écoulements vers le système drainant, d'autre part leurs conséquences mécaniques sur la tenue du talus.

4.1. Résultats hydrauliques

4.1.1. Mécanisme de l'écoulement vers un éperon

Le premier facteur dont on étudie l'influence est l'espacement entre deux éperons (E, E'), à profondeur P constante, pour des valeurs bien définies des autres paramètres.

Pour cinq à neuf coupures distinctes de la variable E' les lignes phréatiques médianes sont construites, numérisées par les coordonnées (r, h) d'un certain nombre de leurs points qui sont enregistrées dans des fichiers. Les programmes d'application éditent ensuite un tableau des mesures et une représentation graphique de l'abaissement de la surface libre quand l'espacement décroît. Les équations de ces lignes sont calculées par une routine d'interpolation polynomiale et leurs coefficients conservés pour une réutilisation ultérieure, par le logiciel de stabilité de talus notamment.

A titre d'exemple, pour une pente de 2/3, des éperons de 5,2 m de profondeur et une distance d'alimentation de 21,25 m, les résultats analytiques se présentent sous la forme du tableau I, pour un espacement E variant de 21,8 m à 2,4 m. Ils permettent le tracé automatique de la figure 6 qui, dans le but de s'affranchir des valeurs expérimentales, est établie à l'aide de grandeurs relati-

Tableau I. — Résultats analytiques.

EVOLUTION DE LA SURFACE LIBRE DU PLAN MEDIAN EN FONCTION DE L'ECARTEMENT E															
P = 5,18 m E variable M = 0,67 R = 21,25 m S = 0,00 m Ksv/Ksh = 1,0															
COORDONNEES (r, h) DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE MEDIANE (VALEURS EXPERIMENTALES EN METRES)															
E	r	h	0,00	4,43	8,12	11,49	14,17	16,36	18,10						
infini	r	h	0,00	4,43	8,12	11,49	14,17	16,36	18,10						
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60						
21,78	r	h	0,00	4,19	7,44	10,34	12,99	15,25	17,66	19,43	20,67	21,08	21,25		
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	1,08		
19,36	r	h	0,00	4,07	7,25	10,14	12,80	15,06	17,30	19,25	20,55	20,98	21,25		
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,90		
16,94	r	h	0,00	4,02	7,20	10,05	12,64	14,88	17,07	18,90	20,31	20,85	21,25		
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,85		
14,52	r	h	0,00	3,90	7,10	9,71	12,17	14,35	16,52	18,54	20,15	20,70	21,25		
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,54		
11,50	r	h	0,00	3,87	7,00	9,63	11,96	14,00	16,10	18,01	19,85	20,50	21,25		
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,45		
9,20	r	h	0,00	3,80	6,91	9,51	11,75	13,76	15,65	17,65	19,52	20,21	20,81	21,25	
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,90	0,40	
6,90	r	h	0,00	3,75	6,85	9,21	11,37	13,29	14,94	16,59	18,69	19,84	20,52	21,25	
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,90	0,30	
4,64	r	h	0,00	3,72	6,64	8,98	11,10	12,89	14,41	15,59	17,33	18,66	20,06	21,25	
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,90	0,18	
2,36	r	h	0,00	3,66	6,60	8,90	10,92	12,57	13,91	15,06	16,31	17,07	18,54	20,61	21,25
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,30	5,40	4,50	3,60	2,70	1,80	1,35	0,90	0,45	0,18
masque	r	h	0,00	3,60	6,38	8,74	10,69	12,40	13,64						
	r	h	9,00	8,10	7,20	6,20	5,40	4,50	3,60						

EVOLUTION DE LA SURFACE LIBRE DU PLAN MEDIAN en fonction de l'ecartement E

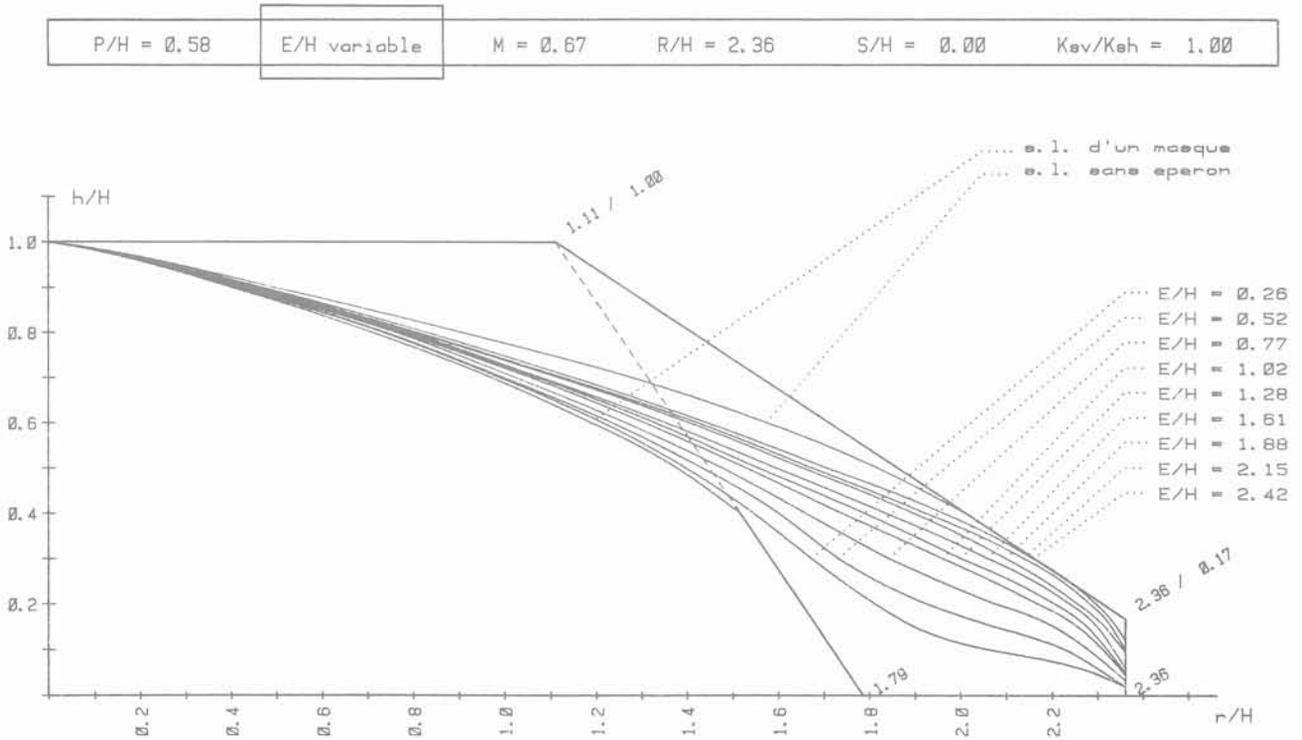


Fig. 6 — Évolution de la surface libre dans le plan médian en fonction de l'écartement des éperons.

ves correspondant à l'unité de hauteur d'alimentation (grandeurs P/H , R/H , S/H et E/H).

Par ailleurs, tableau et figure incluent également les deux cas limites dont il a été question précédemment : limite haute pour un espacement infini (tranchée drainante sans éperon), limite basse pour un espacement E' nul (masque), déterminées toutes deux sur des modèles à deux dimensions.

Ces deux types de documents ont été systématiquement produits pour toutes les combinaisons possibles des données numériques initiales.

4.1.2. Notion de paramètres d'efficacité

Si le type de graphe de la figure 6 permet de parfaitement visualiser au droit du plan médian les effets du drainage, il reste toutefois à les quantifier par la définition d'un ou de plusieurs paramètres représentatifs, appelés paramètres d'efficacité. Ils permettront l'établissement d'abaques.

Divers paramètres ont été retenus. Provenant de mesures effectuées automatiquement sur les courbes de la figure 6 à partir d'un état origine, celui de la ligne phréatique limite de l'écoulement sans éperon, ils expriment soit l'intensité du déplacement (vertical, horizontal ou oblique) de cette ligne phréatique au droit d'un certain nombre de points de repère, soit l'ampleur relative des surfaces dénudées par le drainage, soit encore diverses valeurs dérivées (moyennes).

A titre d'exemple, il n'en sera présenté qu'un seul, très

explicite : « VS_2 ». Exprimé en mètres à partir de la surface dénudée verticale S_2 (fig. 7) par la relation $VS_2 = S_2/L$, il permet d'estimer de façon suffisamment précise la baisse moyenne de la nappe sous le talus, c'est-à-dire dans la zone la plus sensible, intéressée par les calculs de stabilité.

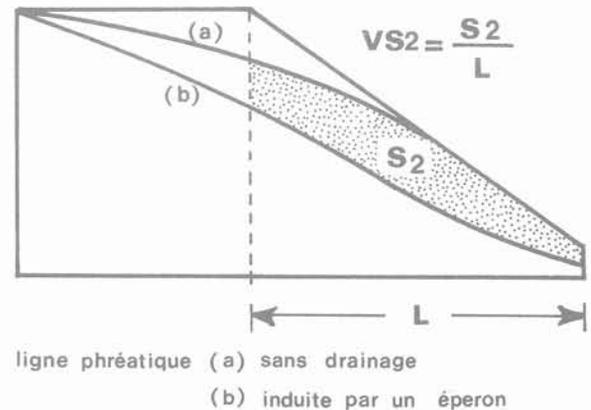


Fig. 7 — Paramètre d'efficacité VS_2 .

La figure 8 traduit l'évolution du paramètre en fonction de la variable E' , pour les quatre profondeurs d'éperons envisagées (3,5 m ; 5,2 m ; 7,1 m et 10,6 m). On obtient ainsi un abaque d'efficacité :

- pour un espacement nul E' les diverses courbes ont pour origine respective un point limite A correspondant au cas d'un masque ;
- quand E' augmente, l'efficacité décroît tout d'abord fortement (branche AB) pour un intervalle en abscisse toujours faible, ici voisin du mètre ;
- puis, jusqu'à une vingtaine de mètres, l'efficacité évolue de façon quasi linéaire (branche BC) avant de tendre vers 0 quand l'espacement E' augmente indéfiniment.

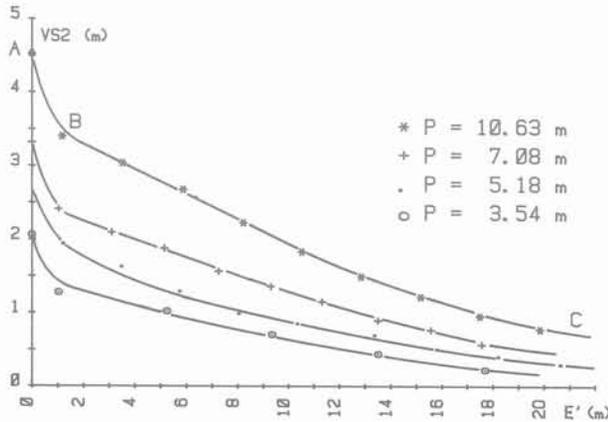


Fig. 8 — Abaque d'efficacité VS2 : variation du paramètre en fonction de l'écartement pour 4 profondeurs d'éperons.

On notera enfin que l'intensité du drainage croît fortement avec la profondeur atteinte par l'éperon dans le massif et qu'à une efficacité donnée, reportée en ordonnée sur l'abaque, correspondent plusieurs géométries possibles du système drainant.

4.1.3. L'abaque de dimensionnement

L'abaque de la figure 8 présente les inconvénients de dépendre étroitement des données numériques de l'expérimentation, notamment des profondeurs P , de ne pas suffisamment mettre en évidence l'ensemble des couples (P, E') conduisant à un degré d'efficacité donné et de ne pas permettre un choix parmi les solutions possibles. Aussi d'autres représentations ont-elles été recherchées, auxquelles a été donné le nom d'abaques de dimensionnement.

L'une des meilleures solutions possibles est le tracé de courbes d'égale efficacité, en fonction des deux variables P et E' , portées l'une en abscisse (P), l'autre en ordonnée (E'). C'est l'objet de la figure 9 sur laquelle ont été reportées, avec un pas de 0,5 m, les iso-VS2 comprises entre 0,5 et 3,0 m. L'origine de chacune est un point évidemment situé sur l'axe des profondeurs, puisqu'il correspond au cas du masque ($E' = 0$). Quant à l'axe des espacements, il correspond à la courbe particulière $VS2 = 0$.

Ce graphe peut être aussi construit à l'aide de grandeurs relatives $P/H, E'/H, VS2/H$. Il permet la détermination commode, par lecture directe sur les deux axes, des couples de caractéristiques (P, E') .

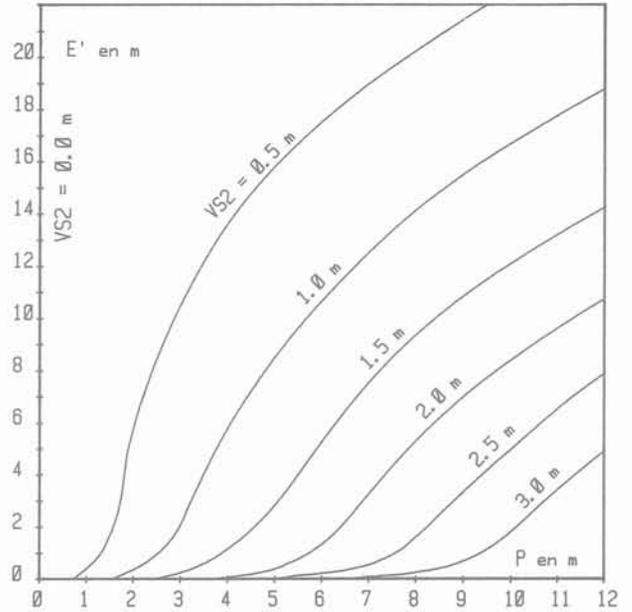


Fig. 9 — Abaque de dimensionnement en isorabattement.

4.1.4. Les abaques d'optimisation

Vouloir aller plus loin, c'est rechercher, parmi toutes ces valeurs, la solution optimale, du double point de vue de l'efficacité et du coût. C'est un problème difficile qui dépend de facteurs multiples liés en particulier aux contraintes de chantier ou aux caractéristiques des matériels et qui, de ce fait, échappent totalement à cette expérimentation.

Une réponse partielle peut lui être donnée par la définition d'un nouveau paramètre, dit de dimensionnement d' :

$$d' = P/E' \text{ (sans dimension)}$$

Il exprime la profondeur d'éperon à mettre en place par mètre linéaire de talus. Donc, toutes choses étant par ailleurs égales, de faibles valeurs de d' , pour une efficacité donnée, déterminent des volumes cumulés moindres de matériau drainant, donc des prix de revient théoriquement plus faibles. C'est pour le projeteur un critère possible parmi d'autres.

Une étude en fonction de ce nouvel élément conduit à la figure 10 qui s'affranchit en outre des valeurs expérimentales de P . Il s'agit de l'ensemble des courbes d'égale paramètre de dimensionnement ($d' = cste$) tracées dans un repère où les profondeurs figurent en abscisse et l'efficacité ($VS2$) en ordonnée. Elles ont toutes même forme, partant de l'origine pour passer par un maximum plus ou moins accentué.

L'optimisation s'en déduit donc : elle consiste à sélectionner la courbe (existante ou intermédiaire) dont le maximum se trouve sur une horizontale passant par l'ordonnée désirée (courbe $d'o$) ; l'abscisse de ce point est P_o et l'espacement vaut $E_o = P_o/d'o$. Il n'y a parfois pas de maximum accessible, car les abaques ont été limités à des profondeurs d'une dizaine de mètres que ne dépassent en général jamais les ouvrages courants : dans ce cas, il y a lieu de s'arrêter sur la branche ascendante de plus petit paramètre d' .

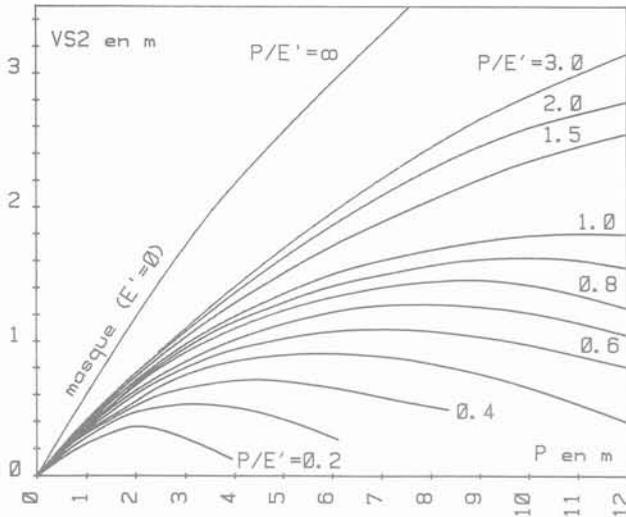


Fig. 10 — Abaque généralisé de dimensionnement.

Autre possibilité, la connaissance de tous les maximums permet de tracer point par point la courbe optimale. C'est une représentation commode qui permet de regrouper sur un même abaque plusieurs cas différents. C'est ce qui est fait sur la figure 11 pour les trois pentes étudiées.

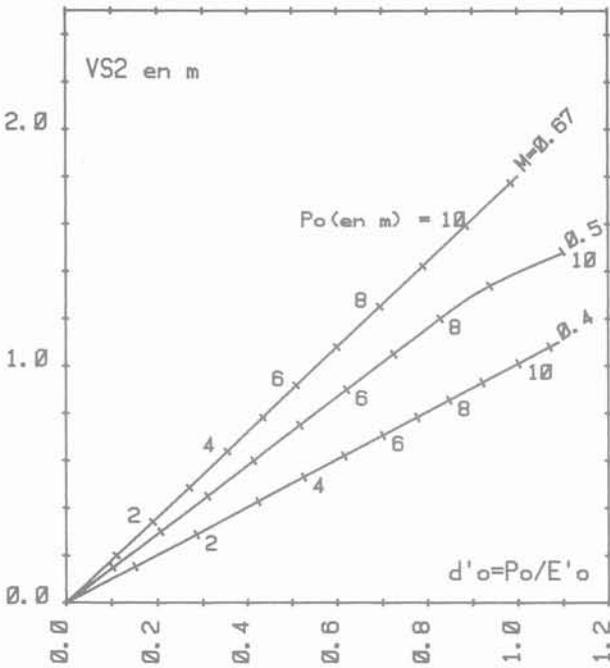


Fig. 11 — Abaque généralisé de dimensionnement optimal en fonction du rabattement recherché (plan médian).

4.2. Conséquences mécaniques

La réalisation d'éperons dans un massif sous talus qui induit une modification du régime des écoulements souterrains avec baisse de la surface libre et diminution des pressions interstitielles, a pour conséquence directe l'amélioration de l'équilibre des terres. L'étude précé-

dente, purement hydraulique peut donc être complétée par une estimation des effets mécaniques du drainage.

En particulier, un talus est caractérisé par un coefficient de sécurité F, étroitement lié à la géométrie de la nappe. Il devient désormais possible, pour chacun des tracés expérimentaux de la ligne phréatique médiane, de calculer ce coefficient et d'en relier la valeur (ou la variation) aux deux grandeurs (P et E') définissant le système drainant : cela conduit à un nouvel ensemble d'abaques, fondés cette fois sur un critère d'efficacité mécanique : le gain de stabilité.

C'est exactement la démarche qu'adopta T.-C. KENNEY (1977) dans ses travaux sur les drains, où il ne produisit que des abaques de ce dernier type.

4.2.1. Hypothèses et méthodologie

L'étude de stabilité a été menée dans le cadre bien précis d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices particulières.

Elle ne concerne que le domaine compris entre deux éperons successifs, ne prend donc pas en compte les effets mécaniques secondaires dus à leur présence. La rupture, en tout point simultanée, s'y produit selon une surface que l'on a assimilée à un cylindre et dont on étudie la trace circulaire dans le plan médian : la nappe y étant la plus haute (hypothèse pessimiste), c'est là le lieu des coefficients F les plus faibles, que l'on appellera coefficients médians FM.

Les autres principales données géométriques et numériques sont résumées par la figure 12 :

- un milieu homogène et isotrope parcouru par une nappe en mouvement que situent les coordonnées de quelques points de sa surface ;
 - en mur un substratum rigide et en pied de talus une zone stable (tranchée et chaussée), ce qui exclut toute possibilité de rupture profonde ;
 - une hauteur de talus Ht égale au niveau amont de la nappe H ;
 - un sol de nature marno-argileuse, caractérisé par un poids spécifique saturé de 19 kN/m³, une cohésion C' de 10 kPa et un angle de frottement interne φ' de 25°.
- Seules les caractéristiques à long terme du matériau ont été retenues, puisqu'elles correspondent aux conditions mêmes de l'expérimentation.

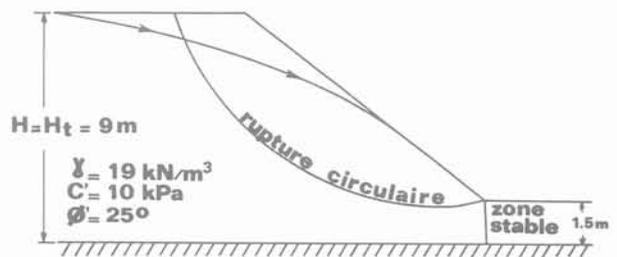


Fig. 12 — Hypothèses de l'étude de stabilité.

Les calculs ont été effectués selon la méthode des tranches de Bishop. Chaque coefficient de sécurité a été déterminé par voie informatique, à l'aide du programme Stabtal de notre laboratoire, mis en œuvre sur un ordinateur de bureau Hewlett-Packard.

4.2.2. Résultats et interprétations

Il convient d'abord de remarquer que tous les coefficients de sécurité restent nécessairement compris entre deux limites, l'une inférieure F_0 relative au talus sans éperons (nappe haute), l'autre supérieure F_1 relative à un massif sans nappe. Toutes deux sont fonction de la géométrie du domaine, donc de la pente du talus, mais la première F_0 dépend aussi des conditions hydrauliques initiales. Dans l'exemple que nous avons choisi, elles valent respectivement 1,16 et 1,52.

Quant à l'écart ($F_1 - F_0$), il chiffre le gain maximum possible de sécurité que l'on puisse attendre du drainage. Cette différence, qui dans le cas précédent vaut 0,36, oscille en général entre 0,25 et 0,80 ; c'est une fourchette tout à fait réaliste puisque l'on compte habituellement, par ces dispositifs, sur des augmentations réelles de l'ordre de quelques dixièmes.

Pour un système donné d'hypothèses numériques, le coefficient médian FM lorsque l'espacement entre éperons diminue donc que la nappe baisse, augmente depuis la valeur F_0 (E' infini) jusqu'à une limite théorique FM_1 correspondant à une tranche de terrain infiniment mince entre ouvrages jointifs ($E' = 0$). Selon que le volume de sol instable est entièrement dénoyé ou non, cette limite est égale ou reste inférieure à la valeur F_1 .

L'interprétation est identique à ce qui a été exposé pour les paramètres hydrauliques, ceux-ci étant remplacés par le coefficient F .

Des abaques d'efficacité sont tracés, avec l'espacement E' en abscisse, le coefficient F en ordonnée et diverses courbes, une par profondeur expérimentale P . D'où la figure 13, établie pour une pente de 2/3 et une distance d'alimentation de 21,25 m ;

— pour des éperons peu profonds (3,5 m), la forme de la courbe représentative est très voisine de celles de la figure 8, avec des limites analogues (point de départ FM_1 , asymptote F_0) ;

— au contraire, avec des éperons profonds (10,6 m) induisant un rabattement beaucoup plus intense, la zone des cercles critiques se trouve rapidement dénoyée et le coefficient FM devient égal à sa limite supérieure. La courbe se trouve ainsi écrêtée à la valeur F_1 ;

— entre ces extrêmes, des formes intermédiaires (5,2 m ; 7,1 m).

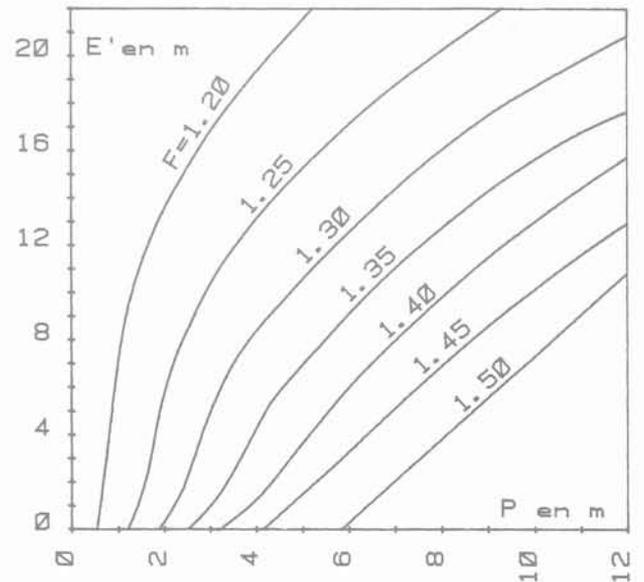


Fig. 14 — Abaque de dimensionnement en iso-coefficient F .

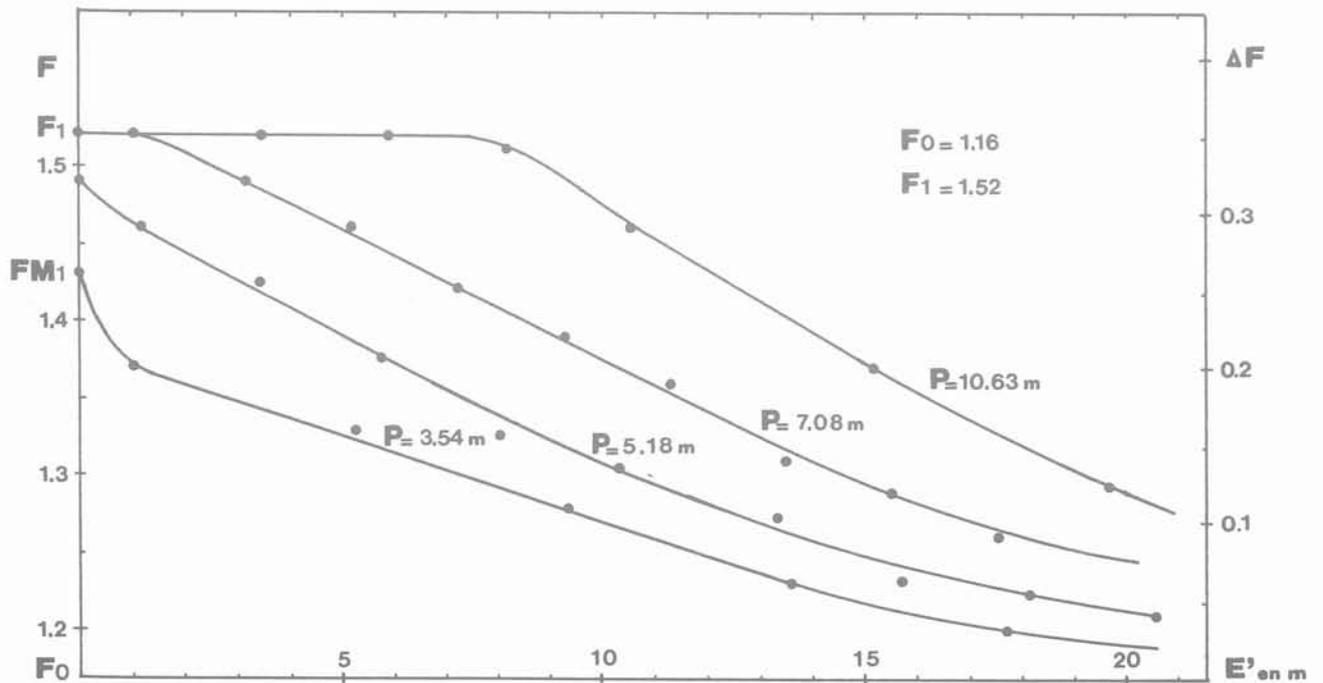


Fig. 13 — Abaque d'efficacité mécanique pour quatre profondeurs d'éperons.

On en retiendra, entre autres choses, qu'il devient parfois inutile de rapprocher les ouvrages en-deçà d'une certaine limite.

Il ne reste plus qu'à présenter l'abaque de dimensionnement en courbes d'iso-sécurité ($FM = cste$) ou d'isogain ($FM-F_0 = cste$), ainsi que les divers abaques d'optimisation avec passage au paramètre de dimensionnement d' . D'où la figure 14 et, après recherche des maximums, la figure résultante 15 sur laquelle, pour l'alimentation à 21,25 m, ont été reportés les résultats des trois pentes considérées.

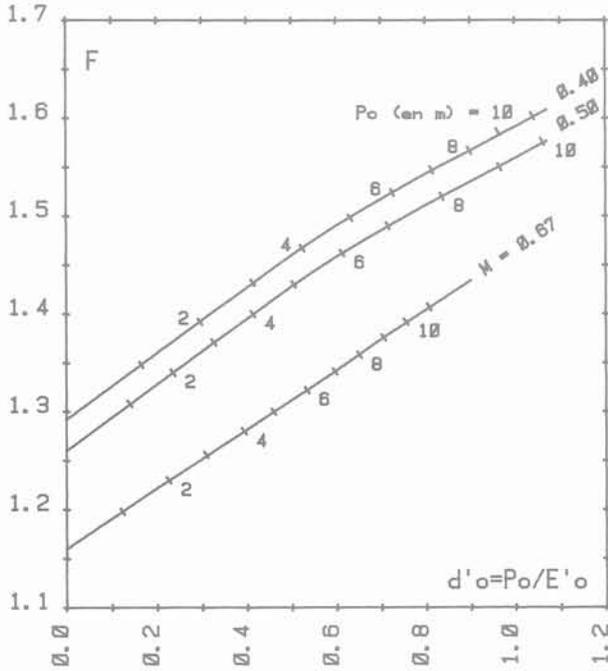


Fig. 15 — Abaque généralisé de dimensionnement optimal en fonction du coefficient de sécurité choisi (plan médian).

5. NOTION DE CARACTERISTIQUES MOYENNES ENTRE EPERONS

Tous ces résultats sont toutefois directement liés à une interprétation partielle, pessimiste des phénomènes. On peut en effet considérer à juste titre qu'un drainage conçu en fonction du seul plan médian risque d'être trop efficace (donc inutilement onéreux) puisque, de part et d'autre de ce plan, la nappe sera plus basse et de ce fait moins dangereuse.

Il est donc intéressant de tenter de caractériser la variation latérale d'une part de la forme de la surface libre, d'autre part des grandeurs qui s'y rattachent, dans le but de chercher à définir une notion de moyenne entre ouvrages, susceptible d'entraîner un dimensionnement moindre.

5.1. Résultats hydrauliques

5.1.1. Forme à trois dimensions de la surface libre

Recherchée dans un grand nombre de cas, elle a été définie comme l'ensemble des lignes phréatiques obtenues par son intersection avec la série des plans verticaux parallèles distants chacun d'environ 1 m (c), du plan médian 1 au plan axial n (fig. 2). Les coordonnées (r, h) des points des diverses lignes ont été relevées : c'est l'exemple du tableau II obtenu pour une pente de 2/3, une alimentation à 21,25 m et un espacement entre ouvrages de 22 m.

La figure 16 s'en déduit, construite en fonction de grandeurs relatives ($r/H, h/H$), après quotient par la hauteur d'alimentation amont H. Elle montre que les premières courbes (2 à 5), toutes convexes vers le haut, sont encore très proches de leur tracé médian (1) : la pente latérale de la surface libre reste faible, l'efficacité

$P/H = 0.58$	$E/H = 2.42$	$M = 0.67$	$R/H = 2.36$	$S/H = 0.00$	$K_{ev}/K_{eh} = 1.00$
--------------	--------------	------------	--------------	--------------	------------------------

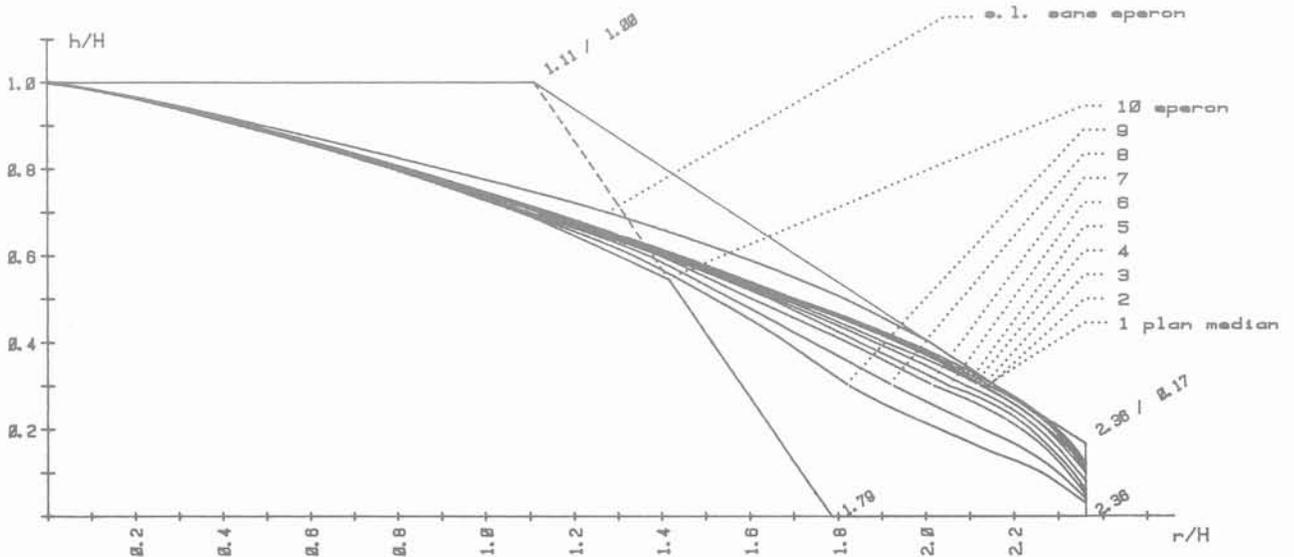


Fig. 16 — Forme de la surface libre entre deux éperons.

Tableau II. — Résultats analytiques.

FORME DE LA SURFACE LIBRE ENTRE DEUX ÉPERONS POUR UN ÉCARTEMENT E CONSTANT													
P = 5.18 m E = 21.78 m M = 0.67 R = 21.25 m S = 6.00 m Ksv/Ksh = 1.0													
numero	COORDONNEES (r,h) DES POINTS DES SURFACES LIBRES (VALEURS EXPERIMENTALES EN METRES)												
infini	r	0.00	4.43	8.12	11.49	14.17	16.36	18.10	état initial sans éperon				
	h	5.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60					
1	r	0.00	4.19	7.44	10.34	12.99	15.35	17.66	19.43	20.67	21.00	21.25	plan médian (M)
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	1.08	
2	r	0.00	4.15	7.40	10.30	12.87	15.30	17.54	19.31	20.61	21.02	21.25	
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	1.06	
3	r	0.00	4.10	7.38	10.25	12.81	15.20	17.45	19.19	20.49	20.96	21.25	
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.98	
4	r	0.00	4.06	7.36	10.20	12.76	15.09	17.19	19.13	20.46	20.88	21.25	
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.90	
5	r	0.00	4.04	7.35	10.15	12.67	14.94	16.98	18.84	20.31	20.75	21.25	
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.72	
6	r	0.00	4.02	7.32	10.10	12.64	14.84	16.66	18.50	20.15	20.60	21.00	21.25
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.90	0.54
7	r	0.00	4.00	7.30	9.90	12.58	14.47	16.42	18.19	19.96	20.50	20.90	21.25
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.90	0.45
8	r	0.00	3.98	7.20	9.80	12.35	14.06	15.71	17.36	19.19	20.08	20.70	21.25
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.90	0.36
9	r	0.00	3.96	7.10	9.70	12.05	13.70	15.18	16.45	18.31	19.31	20.37	21.25
	h	9.00	8.10	7.20	6.30	5.40	4.50	3.60	2.70	1.80	1.35	0.90	0.27
10	r	0.00	3.43	8.62	12.05	12.76	plan axial (A)						
	h	9.00	8.24	6.75	5.25	4.90							

du drainage varie peu. Puis les courbes s'écartent, se creusent, devenant partiellement concaves vers le haut (6 à 9), ce qui traduit une augmentation importante du gradient de drainage.

Une observation essentielle est que cette évolution latérale répond à une règle unique, indépendante de la géométrie choisie (pente du talus, profondeur ou espacement des éperons). C'est ce qu'exprime la figure 17 : dans un repère gradué en pourcentages (pourcentages de l'espacement en abscisse et de la hauteur piézométrique médiane maximale en ordonnée) la forme

de l'intersection de différentes surfaces libres par un plan vertical quelconque, parallèle à la tranchée, reste invariante. Ce sera le fondement même de la définition d'un plan d'écoulement moyen.

5.1.2. Variation latérale des paramètres d'efficacité

Si l'on cherche à exprimer le mode de variation latérale des paramètres d'efficacité précédemment définis (par exemple, du rabattement moyen VS2), il résulte bien évidemment de ce qui vient d'être dit de la forme de la surface libre l'existence d'une loi d'évolution invariante.

Soit p le paramètre étudié,

et soit le système de coordonnées suivant :

— en abscisse, la distance latérale e au plan axial de l'éperon, exprimée en pourcentage de 0 (plan axial) à 50 % (plan médian),

— en ordonnée, le rapport (en %) $f = (p - pM) / (pA - pM)$ avec : p valeur variable du paramètre à la distance e, pA valeur du paramètre dans le plan axial (maximum), pM valeur du paramètre dans le plan médian (minimum).

L'ensemble des reports, pour des espacements, profondeurs, pentes et distances à l'alimentation variables, se regroupent effectivement sur une seule et même courbe, ce que montre la figure 18 établie pour le paramètre VS2.

La notion de valeur moyenne s'en déduit immédiate-

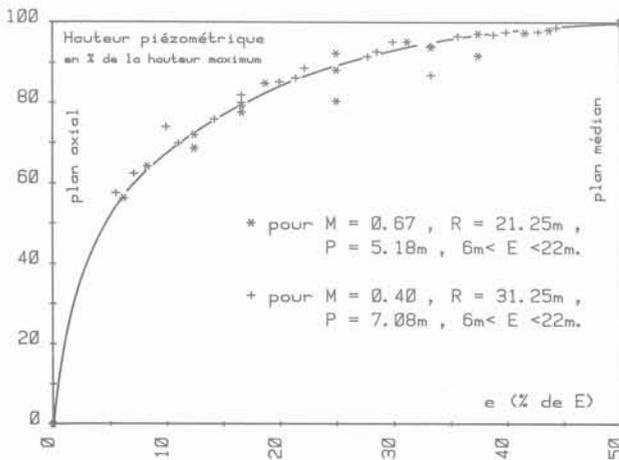


Fig. 17 — Loi de variation latérale de la piézométrie dans un plan vertical parallèle au talus.

ment, ainsi que la position du plan vertical où elle peut s'observer :

$$f_m \# 20 \%$$

$$e_m \# 17,5 \%$$

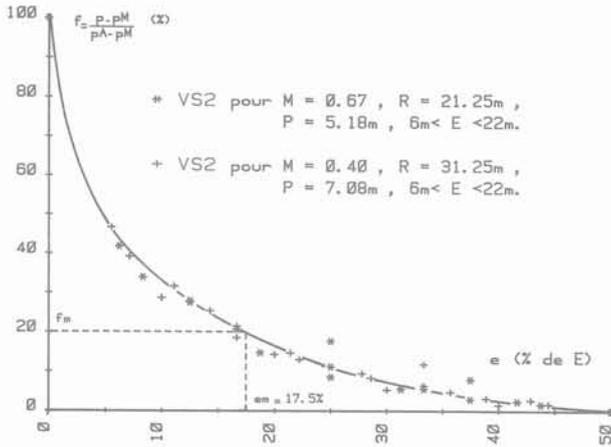


Fig. 18 — Loi de variation latérale des paramètres d'efficacité hydraulique.

Le plan d'écoulement moyen, tel qu'il vient d'être fixé, est donc unique et parfaitement localisé.

Dans la pratique, ce sont toujours les caractéristiques du plan médian (M) qui ont été principalement relevées sur les modèles, mais dont on a dit qu'elles étaient pessimistes. Il n'est donc pas sans intérêt de chercher à déduire de ces minimums pM connus des valeurs moyennes pm, ce que rend possible la propriété précédente.

Il vient en effet :

$$f_m = (p_m - p_M) / (p_A - p_M)$$

$$p_m = p_M (1 - f_m) + f_m \cdot p_A$$

En remarquant que la quantité $f_m \cdot p_A$ ne varie que très peu, la relation précédente est quasi linéaire, de pente $(1 - f_m)$ voisine de 0,8. Le calcul ne nécessite plus que la connaissance du paramètre pA dans le plan axial de l'éperon (ce que l'on peut également mesurer) ou, à défaut, de la valeur proche engendrée par un masque.

Ainsi, avec les données de l'exemple précédent, le rabattement moyen pA au droit de l'éperon vaut 2,57 m, et le rabattement créé par un masque 2,63 m. L'équation approchée peut donc s'écrire :

$$p_m = 0,8 p_M + 0,51$$

ou à défaut :

$$p_m = 0,8 p_M + 0,53$$

5.2 Approche mécanique

Le coefficient de sécurité F augmentant latéralement de part et d'autre du plan médian en raison de la baisse de la nappe, il est tentant de chercher à définir de façon analogue un coefficient Fm qui caractérise un état de stabilité moyenne entre ouvrages et à le calculer à partir de sa valeur FM dans le plan (M).

Cela peut se faire de deux façons distinctes :

- soit en étudiant la variation du coefficient F et en estimant sa valeur moyenne F'm,
- soit en le calculant directement dans le plan hydraulique moyen F'm.

5.2.1. Variation latérale du coefficient de sécurité F

La figure 19 propose, pour deux exemples différents, une représentation graphique des résultats trouvés.

En règle générale, la loi de variation latérale de la grandeur F est très voisine de celle qui caractérise les para-

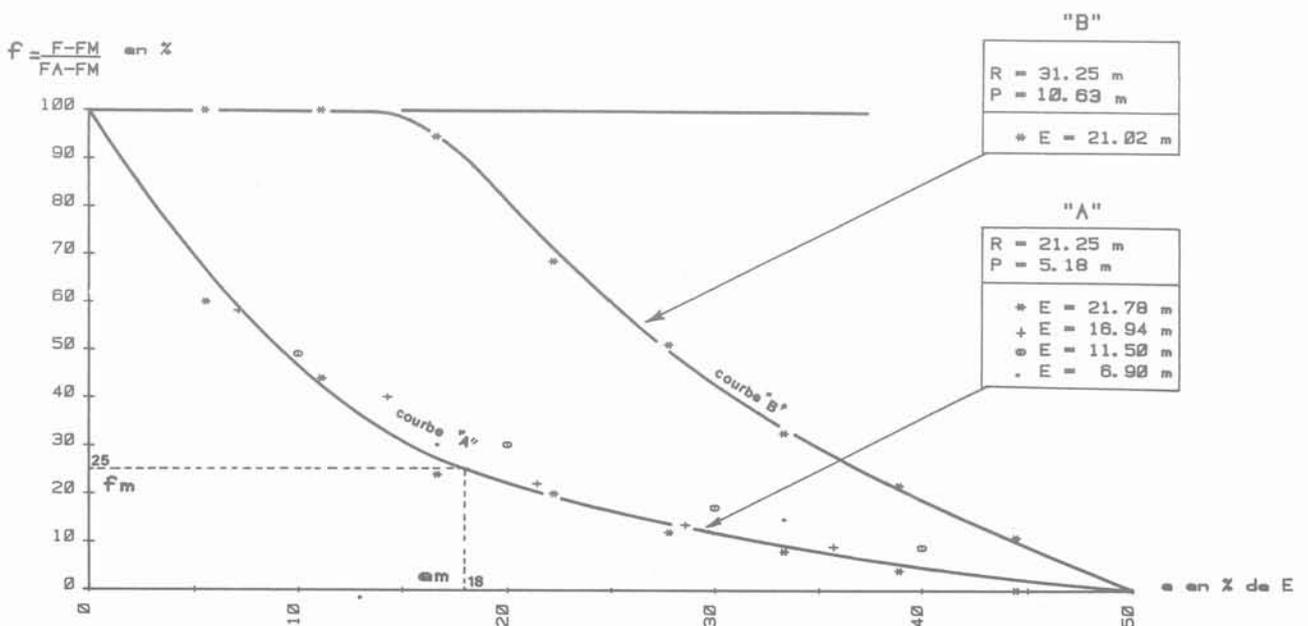


Fig. 19 — Lois de variation latérale du coefficient de sécurité F.

mètres hydrauliques (courbe « A »). Elle conduit aux moyennes suivantes :

$$\begin{aligned} fm &\# 25 \% \\ em &\# 18 \% \end{aligned}$$

En appelant FA le coefficient théorique correspondant à la ligne phréatique du plan axial, la relation approchée liant F'm à FM s'écrit alors :

$$F'm = FM (1 - fm) + fm \cdot FA$$

soit

$$F'm = 0,75 FM + 0,25 FA$$

et, en observant que la grandeur FA généralement inconnue est toujours très voisine de FM1, coefficient de sécurité connu relatif à des éperons jointifs :

$$F'm = FM (1 - fm) + fm \cdot FM1$$

soit

$$F'm = 0,75 FM + 0,25 FM1$$

Toutefois, dans certains cas particuliers, lorsque la nappe est initialement basse et le drainage intense, la zone à risques de glissement peut se trouver dénoyée sur une certaine distance de part et d'autre du plan (A). Le coefficient F prend alors la valeur constante F1 (coefficient de sécurité limite d'un massif sans nappe), ce qui se traduit sur la courbe par une branche horizontale plus ou moins développée (courbe « B »).

Il s'en suit que le rapport moyen fm augmente jusqu'à des taux généralement compris entre 40 et 60 %, selon la manière dont il est défini.

Mais en pratique, les coefficients obtenus avec ces divers pourcentages (25 ; 40 ou 60 %) ne diffèrent entre eux que de quelques centièmes (tab. III). La recherche d'une sécurité suffisante conseille donc de s'en tenir, dans tous les cas, à la solution la plus simple et la plus pessimiste : fm = 25 %.

Tableau III. — Comparaison entre différentes évaluations du coefficient de sécurité F.

COURBE "A"	M = 2/3	R = 21,25 m	P = 5,18 m	E = 21,78 m
	FM = 1,21	FA = 1,46	FM1 = 1,49	
- F'm calculé avec FA pour fm = 0,25 1,27				
- F'm calculé avec FM1 pour fm = 0,25 1,28				
- F'm calculé au niveau du plan hydraulique moyen 1,28				
COURBE "B"	M = 2/3	R = 31,25 m	P = 10,63 m	E = 21,02 m
	FM = 1,43	FA = 1,52	FM1 = 1,52	
- F'm calculé pour fm = 0,25 1,45				
- F'm calculé pour fm = 0,40 1,47				
- F'm calculé pour fm = 0,60 1,48				
- F''m 1,50				

5.2.2. Coefficient de sécurité relatif au plan hydraulique moyen

Le même tableau III montre là encore une très bonne concordance entre ce nouveau coefficient F'm et les valeurs F'm précédemment calculées.

Cela confirme donc la validité de la loi proposée, dans sa formulation définitive par défaut :

$$Fm = FM (1 - fm) + fm \cdot FM1 \text{ avec } fm = 0,25$$

5.3. Conséquences sur le dimensionnement

Tous les abaques de dimensionnement et d'optimisation définis ci-dessus peuvent être retracés à partir de valeurs moyennes aisément calculables.

Ce sont par exemple les deux abaques d'optimisation des figures 20 et 21, relatifs respectivement à chacun des deux paramètres VS2 et F.

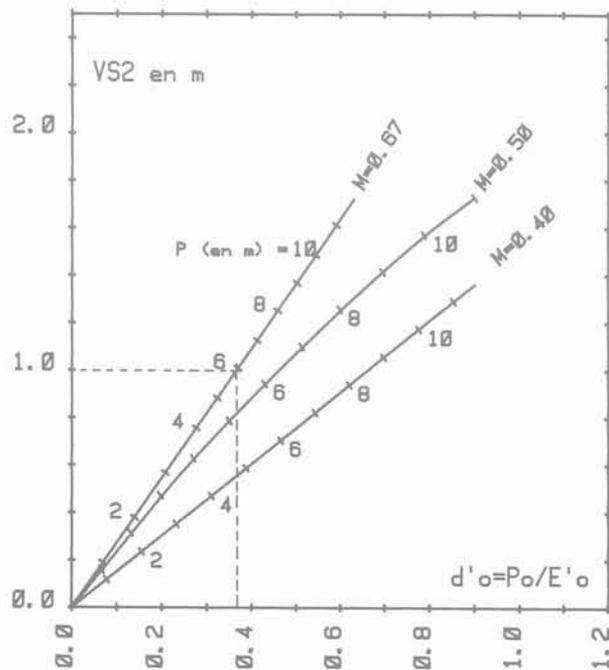


Fig. 20 — Abaque généralisé de dimensionnement optimal en fonction du rabattement recherché (plan moyen).

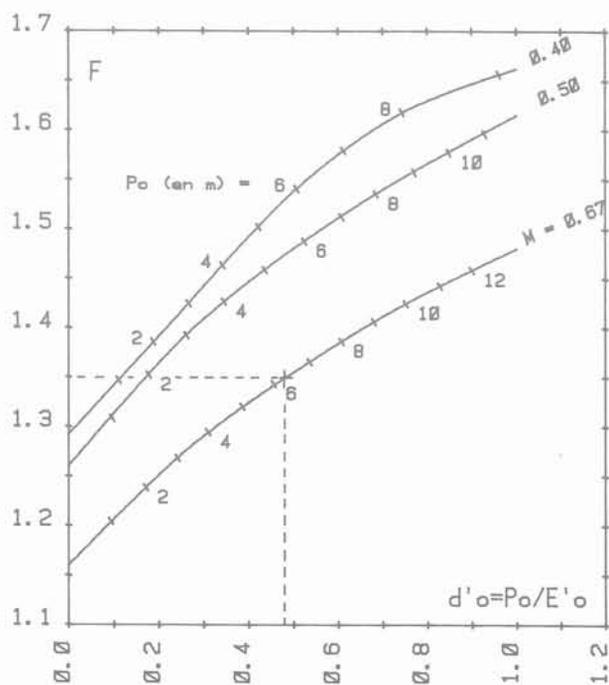


Fig. 21 — Abaque généralisé de dimensionnement optimal en fonction du coefficient de sécurité choisi (plan moyen).

Ils montrent que, sous un talus de pente 2/3 :

— une baisse moyenne de 1 m de la nappe exige des éperons de 5,8 m distants de 16,0 m, alors qu'un rabattement analogue au niveau du plan médian nécessiterait des profondeurs de 6,5 m et des espacements de 11,9 m,

— l'obtention d'un coefficient de sécurité de 1,35 demande la mise en place d'éperons de 7,5 m tous les 12,0 m, ou de 6,3 m tous les 13,2 m, selon qu'il est recherché au niveau du plan médian ou du plan moyen.

6. CONCLUSIONS

Un acquis essentiel de cette étude est évidemment la possibilité de construire des abaques qui répondent à un besoin réel, dans la mesure où ils permettent un dimensionnement des systèmes de drainage par éperons parallèles. Toutefois, il ne faudrait pas perdre de vue qu'ils sont fondés sur un ensemble d'hypothèses simplificatrices permettant la simulation de schémas théoriques, mais s'éloignant de ce fait de la complexité des données naturelles. Aussi diverses extensions ont-elles été traitées, dans le but de faciliter l'extrapolation des résultats présentés.

La limite de validité la plus sérieuse provient très certainement de la nature du massif que l'on a supposé homogène et isotrope. C'est une hypothèse souvent en défaut et des simulations effectuées avec un rapport d'anisotropie K_{sv}/K_{sh} de 0,1 ont montré que ce facteur était défavorable à l'obtention d'un drainage efficace. Dans un tel cas, les abaques devront être utilisés avec prudence. Quant au contraste de perméabilité entre le filtre et le sol, il est généralement suffisamment grand pour n'introduire aucune perturbation sensible.

Le choix d'une limite d'alimentation arrière peut être discuté. Des manipulations ont toutefois montré que dans la zone du talus les réseaux d'écoulements obtenus étaient très voisins de ceux que donnerait une alimentation par infiltration verticale.

Des profondeurs de substratum variables (de 0 à 40 m) ont également été envisagées : ce facteur n'a en réalité qu'une faible importance et le cas de la profondeur nulle conduit de surcroît aux résultats les plus pessimistes.

En fin de compte, la connaissance du comportement de la nappe dans le plan vertical médian, sis à mi-distance des deux éperons successifs, associée à l'existence d'un plan moyen bien défini dont les propriétés sont désormais connues, permet une approche réaliste du dimensionnement de ces ouvrages.

Ainsi ce travail souhaite-t-il apporter quelques informations quantitatives utiles dans un domaine où l'empirisme était jusqu'ici de règle.

ANNEXE

7. NOTATIONS

(A) plan axial d'un éperon

ap	côté réel de la maille sur papier (modèle tri-dimensionnel)
ar, a'r	espacements réels entre coupes (modèle tri-dimensionnel)
c	écartement entre les coupes verticales transverses
C'	cohésion à long terme du sol
Co	conductivité électrique
d, D	dimensions, sur modèle, réelle
d', d'o	paramètre de dimensionnement d'un éperon (P/E'), optimal (Po/E'o)
D	encastrement d'un éperon dans le sol
e	abscisse par rapport au plan axial d'un plan vertical transverse
em	abscisse du plan vertical transverse moyen
E, E'	espacements entre deux éperons (entre axes, entre bords internes)
Eo, E'o	espacements optima des éperons
f	expression relative d'un paramètre d'efficacité p
fm	expression relative moyenne d'un paramètre d'efficacité p
F	coefficient de sécurité d'un talus
Fm	coefficient de sécurité moyen
F'm	valeur issue d'une moyenne de coefficients de sécurité
F''m	valeur issue d'un calcul dans le plan hydraulique moyen
FA, FM	coefficients de sécurité dans le plan axial, médian
FM1	coefficients de sécurité maximum dans le plan médian
Fo, F1	coefficients de sécurité limites (talus sans éperons, sans nappe)
h	ordonnée d'un point courant d'une ligne phréatique (abscisse r)
H	potentiel hydraulique, en particulier d'alimentation amont
He, Ht	hauteur d'un éperon drainant, d'un talus
I	intensité électrique
K	perméabilité
Kp	perméabilité définie selon chaque plan de coupe
Kr, K'r	perméabilités définies perpendiculairement à chaque plan de coupe
Ksh, Ksv	perméabilité horizontale, verticale du sol en place
le, lt	largeur d'un éperon, d'une tranchée drainante
L	longueur horizontale de la ligne de plus grande pente d'un talus
M	pente d'un talus
(M)	plan médian de symétrie entre éperons
n	nombre de coupes verticales transverses
p	paramètre d'efficacité
pm	valeur moyenne d'un paramètre d'efficacité
pA, pM	valeur d'un paramètre d'efficacité dans le plan axial, médian
P, Po	profondeur d'un éperon dans un massif, profondeur optimale
Q	débit
r	abscisse d'un point courant d'une ligne phréatique (ordonnée h)
R	rayon d'action (distance à l'alimentation amont)

R	résistance électrique
R _p	résistivité « bidimensionnelle » du papier conducteur
R _r , R' _r	résistances du réseau de part et d'autre de chaque coupe
S	profondeur d'un substratum imperméable
S ₂	surface dénoyée partielle, limitée à la zone du talus
U	potentiel électrique
VS ₂	rabattement moyen de la nappe dans la zone du talus
γ	poids spécifique du sol en place
ϕ'	angle de frottement interne à long terme du sol

BIBLIOGRAPHIE

1. BLIN-LACROIX J.-L., BOUDON A., DEFEZ J., PROST J.-P. (1977), *Un modèle analogique mixte pour la résolution des problèmes d'écoulement à trois dimensions*. Sciences de la Terre — tome XXI, n° 4 — Nancy (décembre 1977) — pages 357-373.
2. DESNOUVAUX F. (1983), *Drainage et stabilisation des pentes par la technique des éperons — Simulation du mécanisme des écoulements sur modèles tridimensionnels analogiques*. Thèse présentée à l'Université de Nancy I, soutenue le 4 novembre 1983, pour obtenir le grade de Docteur de 3^e cycle.
3. HUTCHINSON J.N. (1977), *Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slopes movement*. Bull. I.A.E.G. — n° 16 — Krefeld (décembre 1977) — pages 131-155.
4. KENNEY T.C., PAZIN M., CHOI W.S. (1977), *Design of horizontal drains for soils slopes*. Journ. of the Geotech. Enginr. Div. — A.S.C.E. (novembre 1977) — pages 1311-1323.
5. LEONARDS G.-A. et al. (1968), Chap. 3 : *Drainage — Les fondations*. Dunod — Paris — pages 237-346.
6. RAT M. (1970), *Drainage et Rabattement : étude théorique*. Hydraulique des sols — Bull. Liaison des Labos P. et Ch. — Numéro spécial N — Paris (Avril 1970) — pages 113-126.
7. RAT M. (1976), *Drainages — Stabilité des Talus*. Bull. Liaison des Labos P. et Ch. — Numéro spécial III — Paris (décembre 1976) — pages 151-160.

la tomographie sismique comme méthode de reconnaissance détaillée du sous-sol

exemple d'application au contrôle des injections

PH. COTE R. LAGABRIELLE

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*.

Résumé

Après des rappels sur les tomographies en général, cet article décrit comment la tomographie sismique peut être utilisée à l'échelle du génie civil pour obtenir trois images différentes et complémentaires du sous-sol : tomographie en vitesse de propagation des ondes mécaniques, tomographie en facteur de qualité, tomographie en variation relative de la vitesse. A titre d'exemple, le contrôle de l'efficacité d'une injection illustre une application de cette technique.

Abstract

First we describe what is generally understood under the word tomography. Then the paper shows how seismic tomography can be applied to civil engineering in order to obtain three different — and complementary — images of the soil : seismic wave velocity tomography, Q-factor tomography and relative velocity variation tomography. As an example, the control of grouting efficiency illustrates this technique.

Les techniques d'exploration du sous-sol par transparence sismique entre forages jouissent d'une certaine renommée. Elles sont par exemple systématiquement utilisées lorsque l'on étudie les fondations d'une centrale nucléaire et que le comportement du sol au moment d'un séisme doit être prévu. On donne à ces techniques le nom de « cross hole ». La méthode de mise en œuvre la plus simple consiste à placer un émetteur d'ébranlement mécanique à une profondeur connue dans un forage et à mesurer, au moyen de géophones placés dans deux autres forages alignés avec le forage source et à la même profondeur que l'émetteur, les temps de propagation des ondes de compression et de cisaillement entre émetteur et récepteur. En faisant varier la profondeur, on détermine ainsi la variation entre les forages des caractéristiques élastiques moyennes du sous-sol.

On peut aussi utiliser seulement deux forages coplanaires et, pour une position de l'émetteur dans un des forages, mesurer les temps de propagation des ondes tout au long du forage récepteur, puis faire varier la profondeur de l'émetteur. On obtient ainsi une collection de temps qui correspondent à des trajets d'ondes mécaniques s'entrecroisant de manière plus ou moins dense dans le terrain situé entre les deux forages. On peut alors résoudre le problème inverse et calculer une répartition de la vitesse des ondes mécaniques dans le plan des forages (fig. 1 : tomographie en vitesse). Si on mesure aussi les amplitudes des signaux reçus, on peut calculer une répartition d'une grandeur caractéristique de l'atténuation intrinsèque dans le milieu, par exemple le facteur de qualité Q dont nous parlerons plus en détail plus loin, on obtient ainsi une tomographie en facteur de qualité.

Après un aperçu sur les techniques de tomographie en général, nous montrerons ce qui distingue la tomographie sismique du sous-sol des autres types de tomographie, puis nous parlerons du phénomène d'atténuation des ondes mécaniques dans le sous-sol en discutant plus particulièrement de la notion de facteur de qualité et du modèle de comportement des matériaux qu'elle sous-entend.

Nous expliquerons comment les tomographies en vitesse et en facteur de qualité sont obtenues et nous introduirons plus en détail une autre tomographie : la tomographie en variation relative des vitesses dont l'application principale, développée jusqu'à présent, est le contrôle des injections. Elle est obtenue à partir de l'interprétation des différences de temps de trajet des ondes mesurés avant et après l'injection de coulis dans le sol.

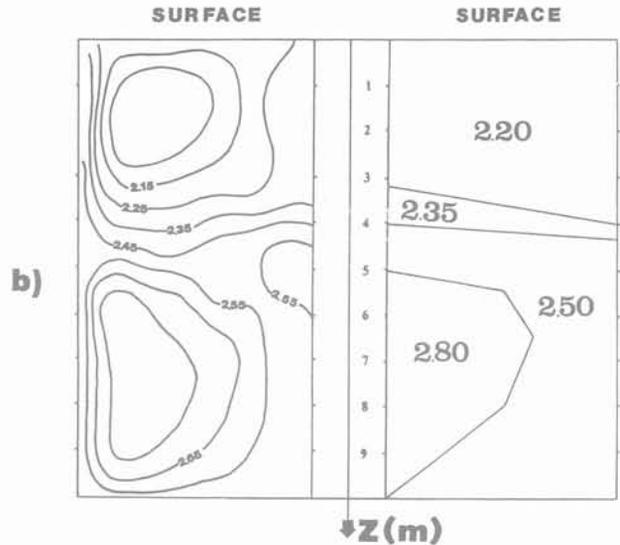
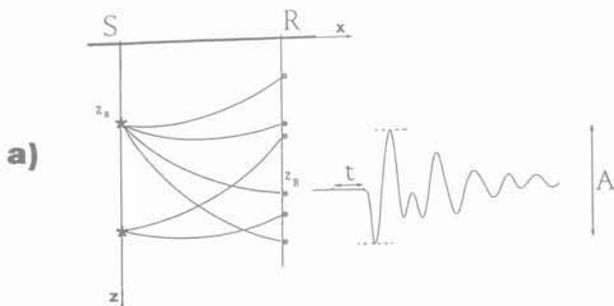


Fig. 1 — Principe de la tomographie acoustique entre forages.
 a) dispositif de mesure :
 Z_s : profondeurs successives de la source.
 Z_R : profondeurs successives des récepteurs.
 t : temps de trajet mesuré sur un signal typique.
 A : amplitude des deux premières alternances.
 b) résultat d'une tomographie (vitesses) calculée à partir de mesures artificielles sur le modèle de droite.

LES TECHNIQUES DE TOMOGRAPHIE

Le mot tomographie est composé de deux racines grecques et signifie description ou dessin d'une coupe. Il y a donc là deux idées. La première est la réalisation d'une coupe de l'objet que l'on désire explorer. Cette coupe est naturellement non destructive. La deuxième est d'en représenter une image.

Il y a plusieurs manières de classer les tomographies. La première consiste à considérer le type de phénomène physique qui est utilisé. On distingue aussi les tomographies d'émission des tomographies de transmission. Certaines images sont obtenues de manière analogique et d'autres par le calcul. On peut enfin considérer le domaine d'application.

Les tomographies de transmission utilisent les propriétés d'interaction entre une onde et la matière à travers laquelle elle se propage. L'onde est générée par une source extérieure ; on mesure le signal qu'elle produit sur un ou plusieurs capteurs disposés de l'autre côté de l'objet. Les données du problème inverse à partir desquelles on construira l'image sont constituées de l'ensemble de toutes les mesures qui résultent de l'interaction de l'onde avec l'objet dans toutes les directions du plan de coupe (fig. 2). Les tomographies de transmission utilisent les ondes électromagnétiques dans un large spectre de fréquences : des radiofréquences aux rayons γ en passant par les micro-ondes et les rayons X. La technique la plus connue est celle que l'on appelle couramment « Scanner ». Il s'agit d'une tomographie aux rayons X assistée par ordinateur ; c'est une technique de diagnostic médical. La tomographie sismique est aussi une tomographie de transmission.

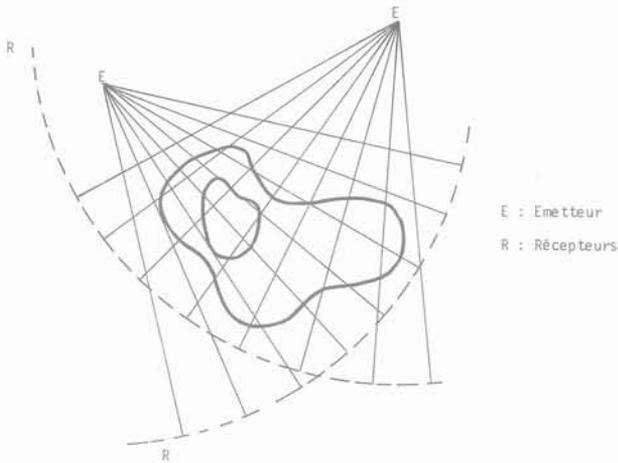


Fig. 2 — Schéma de principe d'une tomographie de transmission.
L'ensemble du dispositif émetteur-récepteurs tourne autour de l'objet à explorer.

Les tomographies d'émission utilisent un principe différent : la matière est elle-même productrice d'un phénomène physique dont on mesure les effets de l'extérieur. L'opération d'interprétation consiste à rechercher la répartition des « sources » (radio-actives par exemple) à l'intérieur de l'objet. De même on peut envisager de rechercher la répartition d'un corps ferromagnétique à l'intérieur d'un objet en observant à l'extérieur le champ magnétique qu'il produit.

Les tomographies de transmission du domaine médical présentent trois caractéristiques qui les distinguent de manière importante de la tomographie acoustique utilisée pour explorer le sous-sol :

1. Les ondes utilisées sont monochromatiques.
2. L'objet à explorer — le corps humain — est limité dans toutes les directions, ce qui permet de l'éclairer dans toutes les directions.
3. Les contrastes de vitesse des ondes à l'intérieur des tissus sont très faibles. On est donc en général autorisé à considérer que les ondes se propagent suivant des rais rectilignes.

Dans ces conditions, on démontre que les mesures correspondant à une position de la source peuvent être formulées en termes d'une restriction de la transformée de Fourier à deux dimensions de la fonction qui décrit la répartition de la propriété intéressante de la matière dans l'objet (la masse volumique dans le cas où l'on utilise des rayons X). En faisant varier la position de la source et des récepteurs on peut alors reconstituer cette transformée de Fourier. On obtient la tomographie en calculant la transformée de Fourier inverse. Cette opération s'appelle rétroprojection. (Pour cela l'hypothèse n° 3 ci-dessus n'a pas absolument besoin d'être vérifiée car la formulation du problème en termes de transformées de Fourier peut toujours être faite si l'on tient compte des diffractions des ondes à l'intérieur de l'objet). (HERMAN, 1980).

Revenons à la tomographie sismique dans le sous-sol. Les trois caractéristiques ci-dessus sont modifiées :

1. Les ébranlements mécaniques émis sont de nature impulsienne, donc à spectre de fréquence étalé.

2. Le sous-sol n'est limité que vers le haut. Pour l'explorer on utilise des forages et l'éclairage est incomplet : les techniques d'inversion des mesures par rétro-projection sont donc délicates à utiliser.

3. Les contrastes de vitesse des ondes mécaniques sont souvent forts dans le sous-sol : les rais sismiques sont exceptionnellement rectilignes. Cela signifie que lorsque l'on mesure un temps de trajet entre un émetteur et un récepteur, on ne connaît pas la géométrie du trajet.

TOMOGRAPHIE EN V ET TOMOGRAPHIE EN Q

Les grandeurs caractéristiques du terrain dont on veut retrouver la répartition entre les forages sont la vitesse des ondes mécaniques V_p (ondes de compression) ou V_s (ondes de cisaillement), dont les définitions sont bien connues et très claires, ainsi que le facteur de qualité Q , dont les définitions sont nombreuses et plus ou moins équivalentes mais moins bien connues. La répartition des vitesses est calculée à partir de l'ensemble des résultats de mesure des temps de trajet. La répartition de Q est calculée à partir de l'ensemble des résultats de mesure d'amplitudes.

Généralités sur la notion de facteur de qualité

Un article de BOURBIE (1985) fait un large tour d'horizon sur les connaissances actuelles en matière de mécanismes d'atténuation de l'amplitude des ondes sismiques ou acoustiques. Il passe en revue les diverses définitions de Q et nous ne les discuterons pas ici. Nous nous contentons d'introduire le sujet, d'illustrer les différents phénomènes d'atténuation et d'indiquer quel mode de comportement de la matière est sous-entendu lorsque l'on modélise l'atténuation intrinsèque en utilisant la notion de facteur de qualité.

L'expérience montre que l'amplitude d'une onde plane monochromatique décroît exponentiellement avec la distance parcourue par le front d'onde et peut être écrite sous la forme :

$$A(x) = A_0 \exp \{-\alpha x\}$$

x : distance parcourue

A_0 : amplitude à l'origine.

On remarque que α est grossièrement proportionnel à la fréquence et ne dépend pas de A_0 tant que les déformations sont inférieures à 10^{-6} . (KJARTANSSON, 1979). Ceci suggère fortement que la réponse en amplitude des matériaux est dominée par des effets linéaires. Pour tenir compte de ces observations on définit un paramètre, nommé facteur de qualité, indépendant de la fréquence (tout au moins sur une bande limitée) en posant :

$$\alpha = \frac{\pi f}{Q.V}$$

f : fréquence

V : vitesse de l'onde considérée

Q : facteur de qualité (sans dimension)

Pour respecter le principe de causalité, l'utilisation d'un Q constant impose que la vitesse de l'onde dépende de

la fréquence. Comme l'expérience n'a pas permis jusqu'à présent de mettre clairement en évidence ce phénomène de dispersion, on choisit une loi de variation de la vitesse en fonction de la fréquence qui rende la dispersion minimale tout en assurant la causalité (fig. 3).

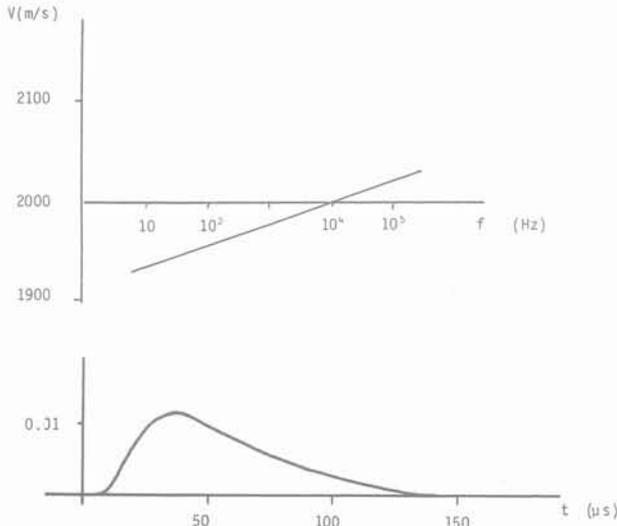


Fig. 3 — *En haut* : Dispersion nécessaire à la vitesse de l'onde en fonction de la fréquence, dans un milieu atténuant à Q constant, afin d'assurer la causalité.

En bas : Résultat de la propagation causale d'une impulsion (Dirac à la source) dans un milieu atténuant à Q constant. L'origine des temps est translatée du temps de trajet à la vitesse de référence.

Les formules ci-dessus montrent que les fortes valeurs de Q correspondent à des matériaux qui transmettent bien l'énergie élastique tandis que les faibles valeurs de Q correspondent à des matériaux atténuants. Dans la pratique, on constate que des matériaux sans cohésion présentant une fissuration ouverte ont des valeurs de Q souvent inférieures à 20 tandis que des matériaux très cohérents et non fissurés ou à fissures fermées peuvent avoir des valeurs de Q supérieures à 100.

La détermination de la répartition de Q peut donc permettre d'atteindre la répartition de la fissuration ouverte dans le sous-sol. Q est d'ailleurs beaucoup plus sensible à la fissuration que la vitesse des ondes de compression (voir par exemple : NEWMAN et WORTHINGTON, 1982).

Lorsque l'on a affaire à une onde mécanique plane dans un milieu homogène, l'atténuation de l'amplitude ne dépend que des phénomènes anélastiques dont le matériau est le siège et la notion de facteur de qualité sert à quantifier globalement ces phénomènes.

En dehors de l'atténuation anélastique, deux mécanismes doivent aussi être pris en compte pour expliquer l'atténuation de l'amplitude :

— Le premier est l'atténuation géométrique. L'amplitude diminue avec l'augmentation de surface des fronts d'onde lorsqu'ils s'éloignent de la source située dans un domaine limité. Ainsi pour une source à symétrie sphérique, dans un milieu élastique homogène, l'amplitude

des ondes de volume décroît comme $1/R$ si R est la distance au centre de la source. Dans le cas général où les rais sont courbes, on peut calculer l'atténuation géométrique en écrivant que l'énergie élastique se conserve dans un tube de rais (JOBERT, 1973). Il faut donc absolument connaître la géométrie des rais (donc la répartition des vitesses) pour la calculer.

— Le deuxième mécanisme est celui de la réflexion ou de la réfraction des fronts d'ondes (et des rais) aux interfaces entre milieux d'impédances acoustiques différentes. Cet effet, faible en général, par rapport aux deux précédents, varie avec l'incidence de l'onde sur l'interface. Pour des incidences voisines de la normale, et des contrastes d'impédance peu élevés, on peut le négliger (fig. 4).

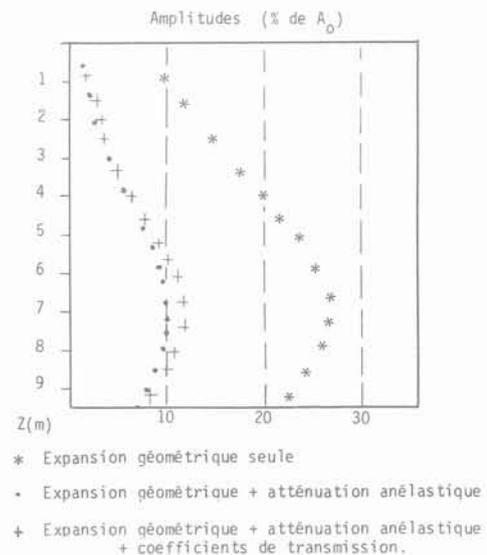


Fig. 4 — Influences relatives des différentes causes de l'atténuation de l'amplitude des déplacements pour une onde P se propageant dans un terrain constitué de deux zones à vitesses différentes et de même Q , séparées par une interface verticale.

La source est située à 7 m de profondeur. Les récepteurs sont situés dans un forage distant de 4 m du forage source.

Les trois courbes représentent respectivement : l'amplitude d'un signal calculé en ne tenant compte que de l'expansion géométrique ; idem en tenant compte de l'expansion géométrique et de l'atténuation anélastique ; idem avec expansion géométrique, atténuation anélastique et coefficients de transmission à l'interface.

Les données nécessaires à la détermination de Q peuvent être constituées par l'amplitude crête-crête des deux premières alternances du signal (fig. 1). Ceci conduit à des résultats interprétables mais dont la qualité est moins bonne que celle obtenue pour des tomographies en vitesse. Cela a plusieurs causes :

— Premièrement, l'amplitude est toujours plus difficile à mesurer que le temps de trajet car les sources sismiques sont rarement parfaitement stables en puissance (elles le sont plus facilement en contenu fréquentiel) ;

— Deuxièmement, l'amplitude dépend non seulement des phénomènes anélastiques, mais aussi de l'expansion géométrique des fronts d'ondes et des pertes d'éner-

gie dues à la présence d'hétérogénéités dans le milieu. Ces effets ne sont pas toujours faciles à corriger.

Pour ces raisons, il s'avère intéressant de chercher dans le début du signal une autre grandeur qui ne soit fonction que de l'atténuation intrinsèque. Le temps de montée τ (STRICK, 1970) répond bien à ces impératifs (fig. 5). C'est une mesure de temps, elle ne dépend donc pas des variations en puissance de la source ; d'autre part, l'expérience, relayée par la théorie, (GLADWIN and STACEY, 1974 ; BLAIR and SPATHIS, 1982) montre que τ est relié linéairement à $1/Q$:

$$\tau = \tau_0 + C \int_{\text{rai}} \frac{dt}{Q}$$

« C » est une constante et dt est le temps de trajet infinitésimal le long du rai. τ_0 est le temps de montée à la source. Des mesures de τ pourront donc servir de données pour le calcul des tomographies en Q qui seront obtenues cette fois-ci avec une qualité analogue à celle des inversions en vitesse.

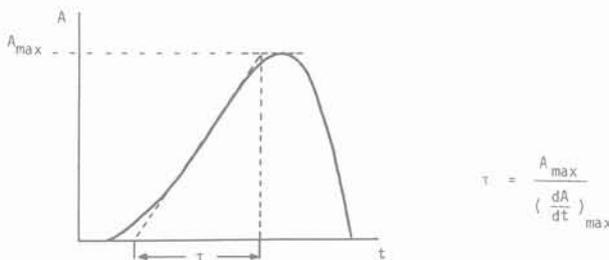


Fig. 5 — Définition possible de τ (Gladwin and Stacey, 1974). Cette grandeur qui est reliée linéairement à l'atténuation, est indépendante des variations en puissance de la source.

INVERSION DES MESURES DE TERRAIN

Deux forages supposés coplanaires sont utilisés. Le premier reçoit une source sismique (étincelleur), le second est équipé de récepteurs (hydrophones). Pour chaque couple de positions source-récepteur, on enregistre un signal sur lequel est mesuré le temps de trajet de l'onde de compression (t_p) ainsi que l'amplitude crête-crête de la première arrivée (A_p) (fig. 1). Le terrain est ainsi quadrillé par un grand nombre de rais sismiques. Cette opération permet de collecter les ensembles de données nécessaires aux programmes d'inversion ($\{t_p\}$ et $\{A_p\}$).

Des programmes d'imagerie sismique de physique du Globe ont été adaptés à l'échelle du génie civil pour le calcul des tomographies en vitesse. Ces logiciels utilisent comme procédé d'inversion la méthode des « moindres carrés pondérés » : un milieu initial préalablement défini permet de calculer des données artificielles $\{t_{pa}\}$ qui sont comparées aux données réelles $\{t_p\}$. Le milieu initial est alors modifié de façon à faire coïncider au mieux $\{t_p\}$ et $\{t_{pa}\}$, cette modification étant pondérée par la confiance que l'on accorde à la validité du milieu ini-

tial (qui contient toutes les informations a priori : géologie, renseignements divers...).

Comme beaucoup de problèmes inverses, cette méthode ne conduit pas à une solution unique. Des critères de contrôle de la solution ont donc été mis au point. Ils permettent de quantifier la confiance que l'on peut accorder à telle ou telle solution, ou à telle partie de la solution (variations spatiales des critères de contrôle). Des algorithmes de même type ont pu être adaptés au facteur de qualité, ce qui permet de traiter Vp et Q de la même façon (COTE, 1984).

Application au contrôle des injections : tomographies en variations relatives des vitesses.

Les moyens de contrôle traditionnels de l'efficacité de traitement des sols par injection de ciment ou de silicates ne sont pas satisfaisants. Il sont soit trop intégrants soit trop ponctuels. Nous avons montré que la tomographie sismique entre forages permettait de décrire les effets du traitement avec une résolution spatiale de l'ordre du mètre carré (COTE, 1984). Pour ce faire, une tomographie avant, ainsi qu'une tomographie après l'injection étaient calculées. La première décrit l'état initial du terrain et met en évidence des hétérogénéités pré-existantes, tandis que la deuxième tomographie décrit l'état du terrain modifié par l'injection. L'effet en est donc apprécié par la comparaison des deux images. Il n'est pas possible de tirer des renseignements quantitatifs de cette comparaison. La simple soustraction des deux répartitions des vitesses conduirait à des résultats sans signification car chacune des deux images n'est qu'une représentation particulière dans l'espace des solutions. Si on parvient pourtant à tirer des conclusions concernant l'effet de l'injection en comparant les deux images « à l'œil », c'est parce que l'ensemble des solutions de chaque problème inverse est homogène et que deux représentations possibles ont suffisamment de caractéristiques communes.

Si l'on désire malgré tout obtenir une seule image ne décrivant que l'effet de l'injection, on est alors amené à effectuer une inversion unique, les données étant constituées par l'ensemble des différences entre les temps de trajets avant et après l'injection pour les mêmes positions des couples sources-récepteurs. Le résultat est une tomographie en variations relatives des vitesses.

La surface à explorer est divisée en un nombre fini de blocs rectangulaires d'indice i. Chaque rai (d'indice j) traverse un certain nombre de ces blocs dans chacun desquels la lenteur (inverse de la vitesse) est constante et égale à s_j . La longueur du trajet dans le bloc i du rai d'indice j est x_{ij} .

Avant l'injection, la durée de propagation pour un rai donné peut s'écrire :

$$t_j^{av} = \sum_i x_{ij}^{av} \cdot s_i^{av}$$

Après l'injection, on a de même :

$$t_j^{ap} = \sum_i x_{ij}^{ap} \cdot s_i^{ap}$$

Les données du problème inverse sont donc :

$$\Delta t_j = t_j^{ap} - t_j^{av} = \sum_i (x_{ij}^{ap} \cdot s_i^{ap} - x_{ij}^{av} \cdot s_i^{av})$$

On vérifie que les Δt_j sont faibles. On peut donc effectuer l'approximation suivante :

$$x_{ij}^{ap} = x_{ij}^{av} = x_{ij}$$

On obtient :

$$\Delta t_j = \sum_i x_{ij} \Delta s_i$$

$$(\Delta s_i = s_i^{ap} - s_i^{av})$$

Soit encore :

$$\Delta T = X \Delta S.$$

Les inconnues du problème sont les variations de longueur dans chacun des blocs, les données sont constituées des différences entre les temps de trajet mesurés après et avant l'injection. Dans la notation matricielle ci-dessus, ΔT est le vecteur colonne de N composantes Δt_j (N : nombre de rais), ΔS est le vecteur colonne à P composantes Δs_i (P : nombre de blocs) et X est la matrice $N \times P$ dont les éléments sont les longueurs des trajets x_{ij} du rai d'indice j dans le bloc i . En général $N \neq P$ et même dans le cas où l'on choisirait $N=P$, le système obtenu

est toujours mal conditionné. C'est pourquoi on utilise une méthode aux moindres carrés pondérés pour déterminer des estimations ΔS .

ΔT n'est pas de moyenne nulle, en général ΔS non plus. On est donc amené à chercher les écarts de ΔS autour d'une moyenne ΔS_0 correspondant par exemple à une variation de longueur uniforme dans l'espace. ΔS_0 est alors un vecteur dont toutes les composantes sont égales à :

$$\Delta s_0 = \frac{1}{N} \sum_j \frac{\Delta t_j}{l_j}$$

l_j : longueur du rai d'indice j .

On minimise alors la quantité :

$$\| X \Delta S - \Delta T \|^2 + \Theta^2 \| \Delta S - \Delta S_0 \|^2$$

ce qui conduit à :

$$\Delta S = (X^t X + \Theta^2 I)^{-1} (X^t \Delta T + \Theta^2 \Delta S_0)$$

Le coefficient Θ^2 est une mesure de la confiance relative que l'on accorde à ΔS_0 . Si l'on choisit un Θ^2 grand, cela signifie que l'on pense que l'injection a eu des effets uniformes dans l'espace. On pourrait d'ailleurs choisir un ΔS_0 dont les composantes varieraient spatialement en fonction des connaissances que l'on a par ailleurs sur les variations spatiales de l'effet de l'injection. La formu-

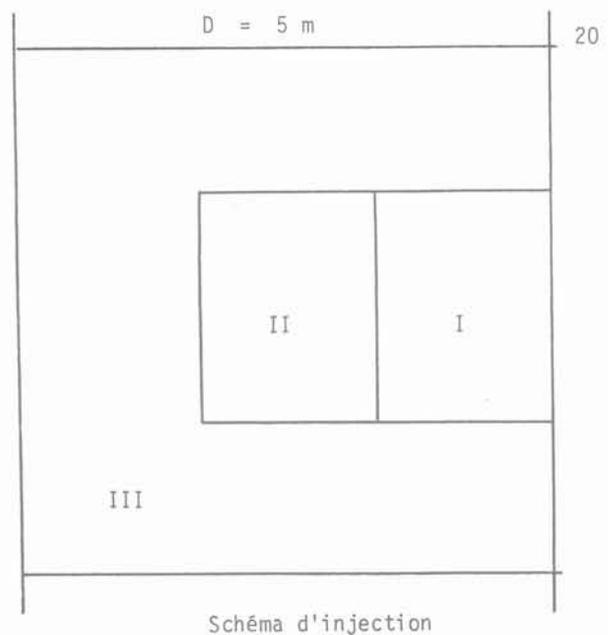
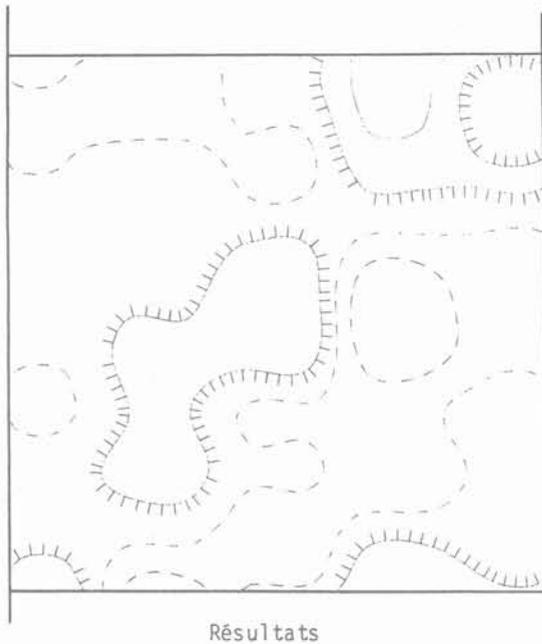


Fig. 6 — Tomographie en variations relatives de vitesse (avant — après injection). Les courbes de niveaux sont distantes de 10 %. La courbe en traits pleins correspond à une variation de + 10 % ; la courbe hachurée à une variation nulle ; les courbes en tirets correspondent à des variations négatives de la vitesse. Le terrain est subdivisé en trois zones d'injection :

- Zone I : zone d'injection dense ;
- Zone II : zone d'injection modérée ;
- Zone III : pas d'injection.

On remarque que dans les zones théoriquement fortement injectées, la vitesse a fortement diminué alors qu'elle a légèrement augmenté dans leur voisinage.

Ailleurs les variations relatives de vitesse sont faibles.

On interprète ce phénomène comme étant dû à un claquage, dans la zone I, du terrain trop imperméable vis-à-vis du coulis utilisé. Au voisinage de cette zone, le terrain a été légèrement compacté.

lation en termes de lenteur a été utilisée, mais les résultats finaux peuvent être exprimés en termes de variations relatives de vitesse.

La figure 6 est un exemple de résultat obtenu à partir de mesures réelles dans des sables de Beauchamp sur un site d'essai d'injection à Neuilly-Plaisance (banlieue Est parisienne).

Cette méthode présente plusieurs avantages :

1. Elle fournit les résultats sous la forme d'un seul document qui ne décrit que l'effet du traitement.
2. Le système à résoudre est directement linéaire puisqu'on travaille sur des données petites (différences de temps de trajets).
3. En sismique, il est bien connu que le pointé relatif des temps est plus précis que le pointé absolu ; or cette méthode utilise principalement des pointés relatifs. Il est possible d'enregistrer les signaux avant et après l'injection, puis de calculer les différences de temps de trajet par des méthodes automatiques de traitement du signal. Ceci, en éliminant les pointés « manuels », confère une grande précision à la méthode.
4. L'effet de certaines erreurs systématiques est éliminé, par exemple celui dû à une connaissance imparfaite de la géométrie des forages.

CONCLUSION

Des simulations numériques ainsi que des expérimentations sur le terrain ont montré l'efficacité de la tomographie sismique. Il est possible de porter un jugement sur l'effet d'une injection dans le sol avec une résolution spatiale de l'ordre du mètre carré.

La tomographie en variation relative de vitesse est particulièrement bien adaptée au contrôle des injections pour lesquelles elle constitue une aide efficace au diagnostic. Elle peut s'appliquer en fait chaque fois qu'un terrain évolue mécaniquement dans le temps et nécessite un contrôle (par exemple : traitements thermiques, évolution de zones fissurées, de nappes aquatiques...). Elle est calculée en utilisant comme données les différences entre des mesures réalisées avant et après une

injection. Le coût du calcul est faible, mais pour le moment la durée de la mesure sur le terrain est encore excessive pour que la méthode soit économiquement viable (il faut environ une journée de travail pour obtenir une image). Un matériel spécifique est en cours de réalisation. Il nous permettra de réduire cette durée à environ une demi-heure pour une image (mesure + calcul) dans le cas d'une tomographie d'une centaine de mètres carrés avec dix positions d'émetteur et dix positions de récepteurs.

BIBLIOGRAPHIE

1. BLAIR D.P. and SPATHIS A.T. 1982, *Attenuation of explosion generated pulses in rock masses*, J. Geophys. Res., 87, pp. 3885-3892.
2. BOURBIE T. 1985, *Atténuation intrinsèque des ondes sismiques*. Première partie : Définitions et mesures. Revue de l'Inst. Français du Pétrole, Vol. 39, n° 6, pp. 681-705.
3. COTE Ph. 1984, *Inversion en vitesse et facteur de qualité de mesures de transparence sonique entre forages*. R.R. L.P.C. n° 132, L.C.P.C. Paris.
4. GLADWIN M.T. and STACEY F.D. 1974, *Anelastic degradation of acoustic pulses in rock*. Phys. of the Earth and Planetary Interiors, 8, pp. 332-336.
5. HERMAN G.T. 1980, *Image reconstruction from projections ; The fundamentals of computerized tomography*. Acc. Press. Inc. NEW YORK.
6. JOBERT G. 1973, *Ondes en milieu élastique isotrope et hétérogène*. Traité de Géophys. Int., Coulomb et Jobert, MASSON, Paris, I, pp. 149-169.
7. KJARTANSSON E. 1979, *Constant Q-wave propagation and attenuation*. J. Geophys. Res., 84, pp. 4737-4748.
8. NEWMAN P.J. and WORTHINGTON M.H. 1982, *In situ investigation of seismic body wave attenuation in heterogeneous media*. Geophys. Prospect., 30, pp. 377-440.
9. STRICK E. 1970, *A Pedestal effect for pulse propagation in constant — Q solids*. Geophysics, V. 35, pp. 387-403.

Journées communes

« **FONDATEMENTS, PROPRIÉTÉS DES SOLS ET IMPÉRATIF SISMIQUE** »
 Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 18 et 19 novembre 1986

Mardi 18 novembre, matin :

- *Les fondations dans le nouveau code parasismique français*
J.-F. CORTE - A. ISNARD
- *Mesure des propriétés dynamiques des sols*
M.-P. LUONG

Mercredi 19 novembre, matin :

- *Interaction sol-structure*
D. AUBRY
- *Ouvrages enterrés*
P. PANET

Mardi 18 novembre, après-midi :

- *Fondations profondes et fondations superficielles*
A. PECKER
- *Talus et murs de soutènement*
F. SCHLOSSER

Mercredi 19 novembre, après-midi :

- *Visites d'installations de laboratoires (CEBTP, CEA, LMS-X...)*

*Renseignements : Secrétariat AFPS, 9, rue La Pérouse, 75784 PARIS Cedex 16
 Tél. (1) 47.20.10.20. ou (1) 30.52.92.00*

Bon de commande à adresser à : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
 28, rue des Saints-Pères. 75007 PARIS

Revue Française de Géotechnique	Prix unitaire	Quantité	Montant total
Abonnement 1986 (n ^{os} 34 à 37)	415		
Année 1985 (n ^{os} 30 à 33)	415		
Année 1984 (n ^{os} 26 à 29)	415		
Numéros anciens (sauf spécial 14 bis)	117		
Numéro spécial 14 bis	159		
Collection complète (n ^{os} 1 à 33 y compris n ^o spécial 14 bis)	2 000		

Ci-joint mon règlement par chèque à l'ordre de : Anciens ENPC-Formation Permanente
 (une facture justificative vous sera adressée)

Voici mon adresse : professionnelle personnelle

Nom Date

Société Signature

Adresse

Code Postal [][][][][] Ville

Pays

l'ancrage par succion

études sur modèles réduits

suction anchors model test studies

Didier FAU

Chercheur au Laboratoire Géomatériaux de l'ENTPE *

Daniel RAYNAUD

Ingénieur à Single Buoy Moorings Inc., **

Résumé

Le développement permanent des travaux pétroliers en haute mer, requiert des techniques d'amarrage de plus en plus performantes. Les ancrs à succion classées dans la catégorie des ancrs dites spéciales, ont été conçues et testées depuis peu. Ce type d'ancrage nécessite des moyens d'installation réduits et peut être utilisé en eaux profondes.

Des essais sur modèles réduits menés en laboratoire ont permis d'étudier le comportement de telles ancrs dans des sols sableux et argileux. Il en résulte que connaissant un minimum d'informations géotechniques sur le fond marin, l'ancrage par succion se révèle fiable et peu onéreux, car il permet la récupération des ancrs. Ce dernier point représente un atout considérable pour ce type d'ancrage.

Abstract

The constant evolution of the offshore oil industry requires more and more efficient and reliable anchoring techniques. The suction anchors which are classified as special anchors, have been designed and tested over the past years. This type of anchoring necessitates only light means of installation and can be used in deep water.

The behavior of suction anchors placed in sand and clay has been investigated with model tests in a laboratory. The obtention of some geotechnical data for the seabed are necessary for suction anchor design. This type of anchoring has been proven to be reliable and cost effective, and it allows the re-use of the anchors, which is a considerable advantage.

* ENTPE, rue M.-Audin — 69120 Vaulx-en-Velin.

** SBM, 24, avenue de Fontvieille. P.O Box 199 MC — 98007 Monaco Cedex.

1. INTRODUCTION

L'intensification et la constante évolution des travaux pétroliers en mer intervenues au cours des dernières décennies ont créé des besoins nouveaux en matière d'ancrages.

Les structures flottantes telles que les plate-formes semi-submersibles ou les bouées de chargement (fig. 1) ont tout d'abord été amarées à l'aide d'ancres classiques très lourdes reliées aux structures flottantes par des chaînes ou des câbles de gros diamètre. A mesure que la taille des structures à ancrer : plate-formes, bouées, tankers devenait de plus en plus importante, il a fallu rechercher d'autres systèmes plus adaptés aux nouvelles demandes. Les méthodes classiques d'ancrage qui sont actuellement employées par l'industrie pétrolière en haute mer sont des ancres à haute efficacité, des embases gravitaires, des pieux ou encore des ancres spéciales. Une brève revue des systèmes d'ancrage couramment utilisés en mer est présentée dans le premier chapitre. Parmi les ancres spéciales, une attention particulière sera portée sur le système « d'ancrage par succion ».

Le principe de l'ancre à succion est explicité en détail dans le chapitre suivant. L'installation et le comportement d'ancres à succion installées à titre expérimental puis commercial sont revus et commentés.

Les phénomènes qui se produisent lors de l'enfoncement d'une ancre à succion dans un massif de sol sableux ou argileux ont été étudiés en laboratoire. Cet article présente dans sa deuxième partie les résultats des recherches qui ont été effectuées sur des modèles réduits d'ancres à succion à l'ENTPE (Vaulx-en-Velin). Ces études

ont permis de mieux comprendre le comportement en vraie grandeur des ancres à succion placées dans des matériaux pulvérulents ou cohérents.

2. REVUE DES SYSTEMES D'ANCRAGE UTILISES DANS L'INDUSTRIE PETROLIERE OFFSHORE

Les supports flottants destinés à l'exploitation des hydrocarbures en mer peuvent être soit mobiles (barges de travail), soit temporaires (plate-formes semi-submersibles) ou bien encore permanents, pour une durée de 5 à 20 ans (bouées, terminaux ou colonnes articulées). La sélection d'un système d'ancrage se fait sur la connaissance des diverses possibilités offertes, puis sur l'étude détaillée de la réalisation et de la mise en place du système sélectionné.

2.1. Systèmes d'ancrage

Les techniques actuelles d'ancrage de supports flottants peuvent se diviser en cinq catégories :

- ancres marines de fortes capacités à haut rendement ;
- embases gravitaires ou corps morts ;
- pieux d'ancrages ;
- ancres spéciales ;
- ancrage dynamique.

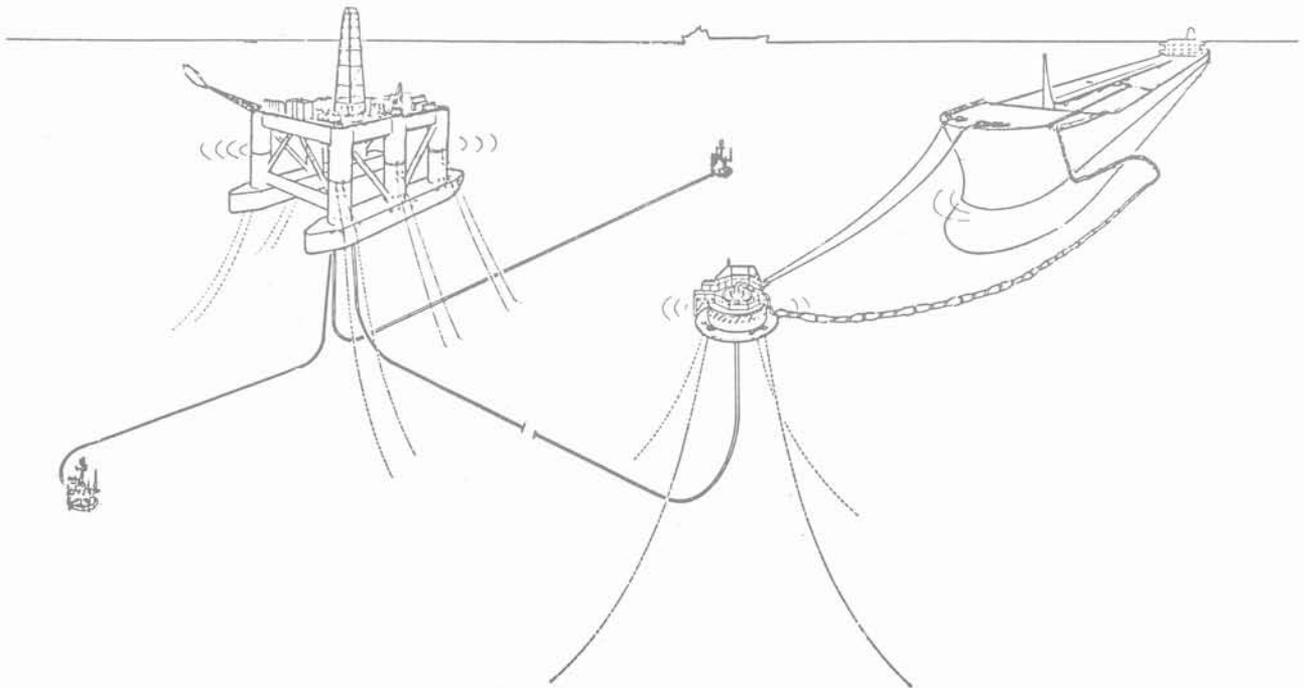


Fig. 1 — Systèmes d'ancrage caténaire de plate-forme semi-submersible et de bouée d'amarrage.

Les quatre premiers types d'ancrage sont schématiquement représentés sur la figure 2. La technique des ancres a été largement développée dans l'ouvrage de PUECH (1983). A partir de 1970, de nouveaux types d'ancres à haute efficacité (rapport entre la tenue et le poids dans l'air de l'ancre) sont apparus sur le marché. Des ancres de 100 à 150 kN permettent de reprendre des efforts de 1 000 à 2 000 kN par point d'ancrage. Des ancres plus lourdes et plus performantes permettent de reprendre des efforts de 5 000 à 6 000 kN dans le cas d'ancrage permanent de supports de production.

L'ancrage gravitaire est une solution fiable pour la reprise d'efforts verticaux et horizontaux importants. Dans le cas de colonnes articulées construites en Mer du Nord, les efforts appliqués à l'unijoint sont de l'ordre de 10 000 kN. L'amarrage de structures à l'aide de corps morts en béton est peu utilisé à cause des difficultés de transport et d'installation.

Les pieux d'ancrage sont souvent utilisés car peu onéreux. Ils offrent l'avantage de pouvoir être placés à une position bien déterminée et ils permettent de reprendre des efforts verticaux et horizontaux. Suivant la nature des sols rencontrés, les méthodes d'installation sont bien contrôlées. En variant le diamètre, l'épaisseur et la longueur, ainsi que la position du point d'attachement, on peut reprendre des efforts variant de 1 000 à 7 000 kN.

Les ancres spéciales sont elles aussi apparues dans les années 70. L'objet de ces systèmes est d'offrir un moyen d'ancrage fiable, pouvant résister à des efforts importants, être réutilisables parfois, et pouvant être mis en œuvre d'une manière économique. C'est ainsi que sont apparues entre autres, les ancres vibrofoncées, les ancres propulsées, les ancres mises en place par fluidisation et les ancres à succion. Les ancres à succion qui font l'objet de cet article peuvent être considérées comme des pieux d'ancrage de grand diamètre (en général supérieur à trois mètres) et pouvant reprendre des efforts latéraux de 2 000 kN. Elles offrent l'avantage de pouvoir être réutilisables, elles nécessitent des moyens d'installation légers donc peu coûteux, et elles sont très économiques dans le cas d'ancrage en eaux profondes (plus de 300 mètres).

Le cinquième type, l'ancrage dynamique, est une technique particulière récente qui se caractérise par l'absence de liaison mécanique entre le fond marin et la structure à amarrer. Cette technique est surtout utilisée en eaux

très profondes (plus de 1 000 mètres) pour des structures mobiles ou des ancrages temporaires.

2.2. Critères de sélection d'un système d'ancrage

La sélection d'un système d'ancrage de forte capacité est fonction d'un nombre important de critères, les principaux sont les suivants :

- le temps d'immobilisation du support flottant. Pour de courtes durées, les ancres marines sont fréquemment utilisées. Pour des ancrages permanents, les pieux ou structures gravitaires seront considérés, de même que les ancres marines à haute efficacité ;
- l'intensité et la direction des efforts dans les lignes d'ancrage. Les efforts horizontaux à considérer sont en général de 1 000 à 7 000 kN tandis que les efforts verticaux peuvent aller jusqu'à 10 000 kN ;
- la profondeur d'eau qui est encore de nos jours un critère sévère. De 100 à 200 mètres de profondeur, les techniques sous-marines sont bien maîtrisées. De 200 à 300 mètres de profondeur, le coût des travaux sous-marins croît rapidement, au-delà de 300 mètres de profondeur, l'ancrage du type « chaîne-caténaire » est remplacé par l'ancrage dynamique ;
- la nature du sol qui est un critère prépondérant dans le choix du type d'ancrage. Le tableau I présente une méthode de sélection d'un système d'ancrage en fonction de la nature du sol et des efforts appliqués ;
- finalement le critère économique sera sans doute le facteur décisif lorsque plusieurs solutions seront techniquement envisageables.

3. SYSTEME D'ANCRAGE PAR SUCCION

3.1. Principe et description du système

Les premières ancres à succion ont été expérimentées par la Société Shell en 1976 dans un lac, puis étudiées plus en détail par des essais en vraie grandeur au cours

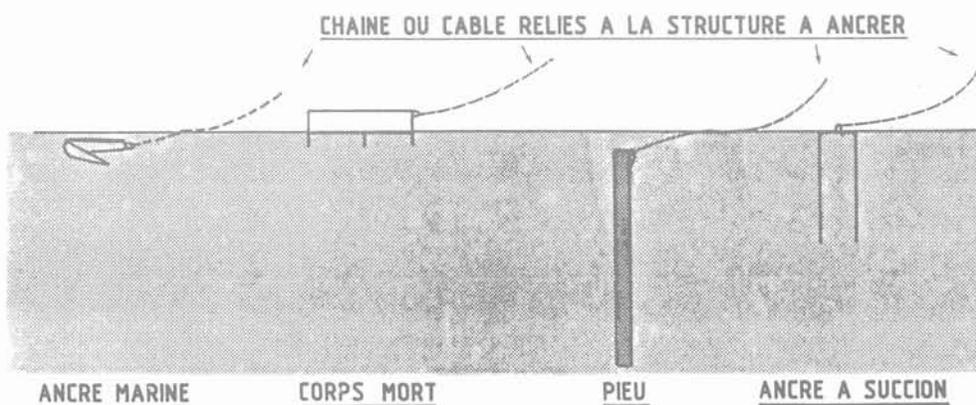


Fig. 2 — Types d'ancrage actuellement utilisés.

Tableau I

CHOIX D'UN SYSTEME D'ANCRAGE EN FONCTION DE LA NATURE DU SOL ET DE L'EFFORT APPLIQUE (PUECH 1983)

Type d'ancrage	Ancres Bêches Pelles		Corps morts		Pieux battus	Pieux vibro-foncés	Pieux à chaîne	Pieux forés et cimentés « classiques »		Ancres à succion
	H		V	H		V et/ou H		V	H	V et/ou H
T Y P E	Sols argileux									
	x	x	?		x	x	x	x		x
	x		x	?	x	x	x	x	x	x
	?		x	x	x			x	x	x
D E	Sables lâches									
	x		x	x	x	x		x	x	x
S O L	Sables denses									
	x		x	x	x			x	x	x
			?	?				x	x	
	Roche									

Note : H : effort horizontal
 V : effort vertical d'arrachement
 X : solution compatible avec la nature du sol.

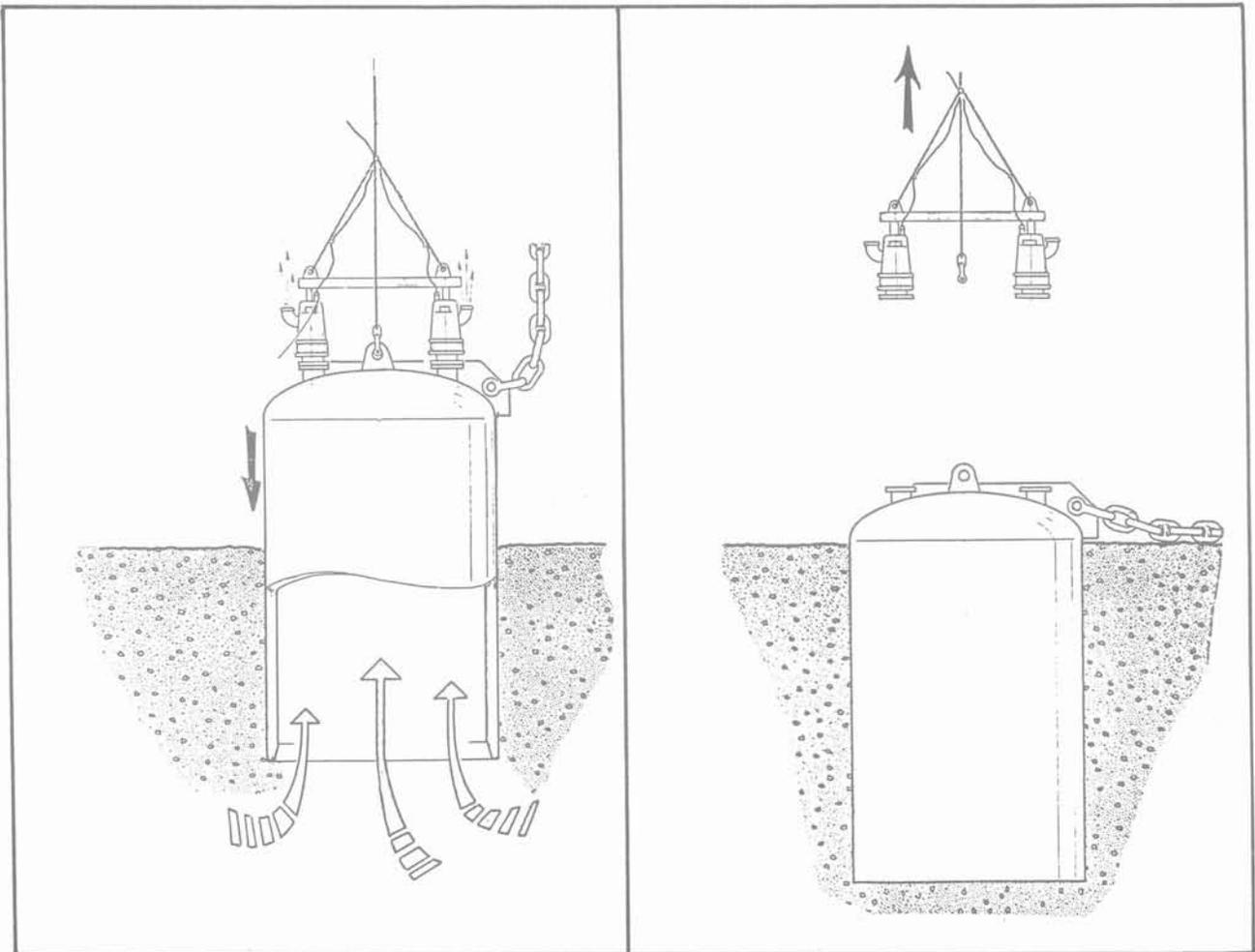


Fig. 3 — Exemple d'ancrage à succion a) En cours d'installation b) Après installation.

des années suivantes (HOGERVORST, 1980). La Société Single Buoy Moorings Inc. de Monaco a commercialisé le principe des ancrages à succion sous licence Shell à partir de 1980 (CUCKSON, 1981, MAARI, 1985).

Une ancre à succion est définie comme une pile de grand diamètre dont l'extrémité supérieure est fermée. La partie supérieure est en forme de dôme ou bien plate et renforcée par des poutres (fig. 3). Le principe de l'ancre à succion est simple, il consiste à utiliser la pression hydrostatique exercée au sommet de l'ancre pour vaincre la résistance à la pénétration offerte par le sol. Pour cela on exerce une dépression à l'intérieur de l'ancre par l'intermédiaire de pompes qui évacuent l'eau contenue à l'intérieur de l'ancre ainsi que l'eau qui peut percoler dans les couches de sol perméables. Lorsque l'ancre a pénétré dans le sol de la hauteur désirée, les pompes sont déconnectées et remontées à la surface. L'ancre est alors prête pour la mise en tension des chaînes. Un des avantages des ancrages à succion est que le principe de base peut être aussi utilisé pour récupérer l'ancre. Il suffit d'injecter de l'eau sous pression à l'intérieur de l'ancre pour la récupérer. Cette technique est très utile lorsque les ancrages doivent être réutilisés sur un site voisin, ou encore lorsque des difficultés imprévues arrivent lors de la mise en place des ancrages.

Les caractéristiques des ancrages à succion utilisés jusqu'à présent sont les suivantes :

- diamètre extérieur : 3 à 5 m
- longueur totale : 5 à 10 m
- épaisseur des parois : 25 à 54 mm
- poids : 150 à 300 kN
- efforts appliqués : 500 à 2 500 kN.

L'équipement nécessaire à l'installation d'ancrages à succion est relativement limité :

- une pompe submersible de capacité suffisante. Un

débit de 150 m³/h permettra le plus souvent la pénétration complète d'une ancre en moins d'une heure ;

- une boîte de mesures pour suivre l'enfoncement et l'inclinaison de l'ancre et la pression à son sommet ;

- une pompe à haute pression pour la récupération de l'ancre. Les pompes à incendie à bord des bateaux peuvent être suffisantes.

Une ancre à succion est un moyen économique de remplacer des pieux d'ancrage. Les méthodes d'installation ne nécessitent pas de barges avec des grues de grandes capacités pouvant manipuler les marteaux de battage aériens et les rallonges de battage ou encore les marteaux submersibles. Bien que le poids d'une ancre à succion soit équivalent au poids d'acier d'un pieu battu, le poids des pompes submersibles est très léger en comparaison de celui des marteaux de battage. De plus, l'installation en mer de l'ancre à succion est grandement facilitée par la stabilité même de l'ancre posée sur le fond marin, son grand diamètre permet à l'ancre de rester verticale sans support à partir de la surface, ce qui présente un autre avantage, en cas de mauvais temps en mer.

3.2. Exemples d'application d'ancrage par succion

Les premières ancrages à succion ont été développées à titre expérimental par la société Shell aux Pays-Bas. Une publication présentée par HOGERVORST (1980) résume les résultats des essais en vraie grandeur réalisés avec des ancrages à succion sur les sites de Noordland, Delfzijl et Scharendijke aux Pays-Bas. De plus une méthode de calcul permettant d'évaluer les efforts de pénétration de l'ancre dans le sol, ainsi que la résistance latérale d'une ancre sont proposées.

Tableau II
EXEMPLES D'ANCRAGES REALISES

Site	Année	Coupe de sondage	Pro-fondeur d'eau (m)	Diamètre (m)	Longueur (m)	Charge latérale max. (kN)	Nombre d'ancres ou d'essais
Noordland Pays-Bas	1978	0-3 m sable fin silteux 3-8 m sable fin	17	3,8	7,0	1000	5 essais
Delfzijl Pays-Bas	1979	0-10 m argile très raide	12	3,8	5,0	2000	5 essais
Scharendijke Pays-Bas	1980	0-5 m sable moyen 5-10 m argile sableuse raide	31	3,8	7,0	2000	2 essais
Gorm Field Danemark	1980	0-6 m sable dense 6-12,5 m argile molle à raide	39	3,5	9,0	> 2000	2 essais 12 ancrages
Champion Field Brunei	1980	0-2,5 m sable lâche 2,5-10 m argile molle à raide	20 à 45	3,8 4,5	5,0 6,2	2000 700	4 essais 4 ancrages
Thistle Field Mer du Nord	1982	Argile très raide	162	3,6	8,0	510 horiz. 800 vert.	2 ancrages
Estuaire Scheldt Pays-Bas	1981	0-5,0 m sable fin à moyen	6	3,8	7,0	1750	1 ancre

L'article de SEMPERE et AUVERGNE (1982), présente la méthode de calcul employée pour le dimensionnement des ancrés à succion installées dans le champ de Gorm, secteur danois, en Mer du Nord. Ce même article présente de façon détaillée une analyse de la méthode d'installation. Le tableau II présente une liste d'ancres à succion qui ont été mises en place par la Société Shell ou commercialisées. Les conditions de sol et les dimensions principales des ancrés sont résumées dans ce tableau.

4. RESULTATS DES ETUDES SUR MODELES REDUITS

4.1. Objet des études

Les recherches menées au Laboratoire Géomatériaux de l'ENTPE ont eu pour but d'acquérir une meilleure connaissance des possibilités offertes par les ancrés à succion. Les études ont porté sur le comportement du sol et sur l'interaction sol-ancré. La capacité d'ancrage n'a pas été abordée, les méthodes classiques de calcul de la capacité portante axiale et latérale des pieux pouvant être appliquées.

Trois thèmes ont orienté ces recherches.

La récupération de l'ancré est l'un des attraits de ce système. Or, il a été mis en évidence, par un modèle théorique, un rapport *diamètre sur hauteur enfoncée*, pour lequel la récupération de l'ancré nécessite une pression infinie. Ce rapport est appelé *rapport critique* et noté : $(D/H)_c$. C'est pourquoi, la possibilité pour un sol donné, d'enfoncer et de récupérer une ancre très élançée, a fait l'objet du thème principal de recherche. Un modèle théorique a été développé, reliant la pression « P », fournie par les pompes, à la hauteur « H » d'enfoncement de l'ancré.

Le deuxième thème a été l'analyse qualitative des phénomènes observés. Généralement, les conditions d'installation in situ, ne permettent pas une bonne observation.

Enfin, les premières études réalisées à l'ENTPE ont montré, lors de l'enfoncement d'une ancre, l'existence d'une remontée de sol à l'intérieur de celle-ci. Une attention particulière a été portée sur ce phénomène afin de l'analyser et de le quantifier en laboratoire.

4.1.1. Présentation des modèles et types de sol utilisés

Les ancrés à succion utilisés en Mer du Nord, ont les caractéristiques suivantes :

- longueur : 9 m
- diamètre : 3,5 m
- poids : 300 kN
- épaisseur : 25 mm
- matière : acier.

Pour augmenter la capacité d'ancrage, il a été envisagé également de construire des ancrés plus élançés atteignant une hauteur de dix diamètres.

C'est pourquoi, les maquettes d'ancres utilisées pour cette étude sont des modèles réduits au 1/60^e, 1/50^e,

1/35^e et 1/25^e de l'ancré présentée ci-dessus, mais respectant un élançement de l'ordre de dix. Ces maquettes sont, soit en acier, soit en plexiglass.

En ce qui concerne le sol, deux types de matériaux ont été retenus :

a) matériaux pulvérulents

Deux sables de carrière ont été utilisés : S 31 et F 25.

Tableau III

PROPRIETES DES MATERIAUX PULVERULENTS

Nom	Perméabilité k (m/s)	γ' (kN ⁰ /m ³)	ϕ (degrés)	e	d 60 (mm)	Classification LCPC
S 31	12 10 ⁻⁴	9,2	34°	0,80	0,40	S m
F 25	7 10 ⁻⁴	8,4	32°	0,93	0,14	Sk

b) matériaux cohérents :

L'argile employée est la « terre de Vallauris » dont les limites d'Atterberg sont : $W_p = 26 \%$, $W_L = 51 \%$, $I_p = 25 \%$. Trois cohésions différentes ont été utilisées :

Tableau IV

PROPRIETES DES MATERIAUX COHERENTS

Désignation des argiles	A 3	A 4	A 9
Cohésion : C_p (kPa) au pic	9,0	4,7	1,2
Cohésion : C_r (kPa) résiduelle	7,0	4,0	1,0

Le fond marin est représenté par un volume de sol saturé d'environ un mètre cube, noyé sous deux mètres d'eau. Afin de conserver l'axisymétrie de l'ensemble, le massif de sol est de section circulaire de diamètre 1,0 m, de hauteur 1,1 m (fig. 4). Les dimensions relatives du massif de sol et des différentes ancrés sont telles que les effets de bord sont négligeables. Les maquettes d'ancres sont équilibrées par un contre poids, de telle sorte que le poids propre de l'ancré n'est pas pris en compte lors de l'enfoncement. Le système d'acquisition des données permet de mesurer en fonction du temps, l'enfoncement de l'ancré, la hauteur de la remontée du sol et la pression à l'intérieur de l'ancré.

4.1.2. Conditions de similitude

L'expérimentation sur modèle réduit doit être précédée d'une étude sur les conditions de similitude. Un examen détaillé du phénomène d'ancrage fait apparaître un nombre important de variables à prendre en compte :

- les caractéristiques du sol (cohésion, angle de frottement, granularité, perméabilité, propriétés mécaniques) ;
- la géométrie de l'ancré (diamètre, longueur, épaisseur) ;

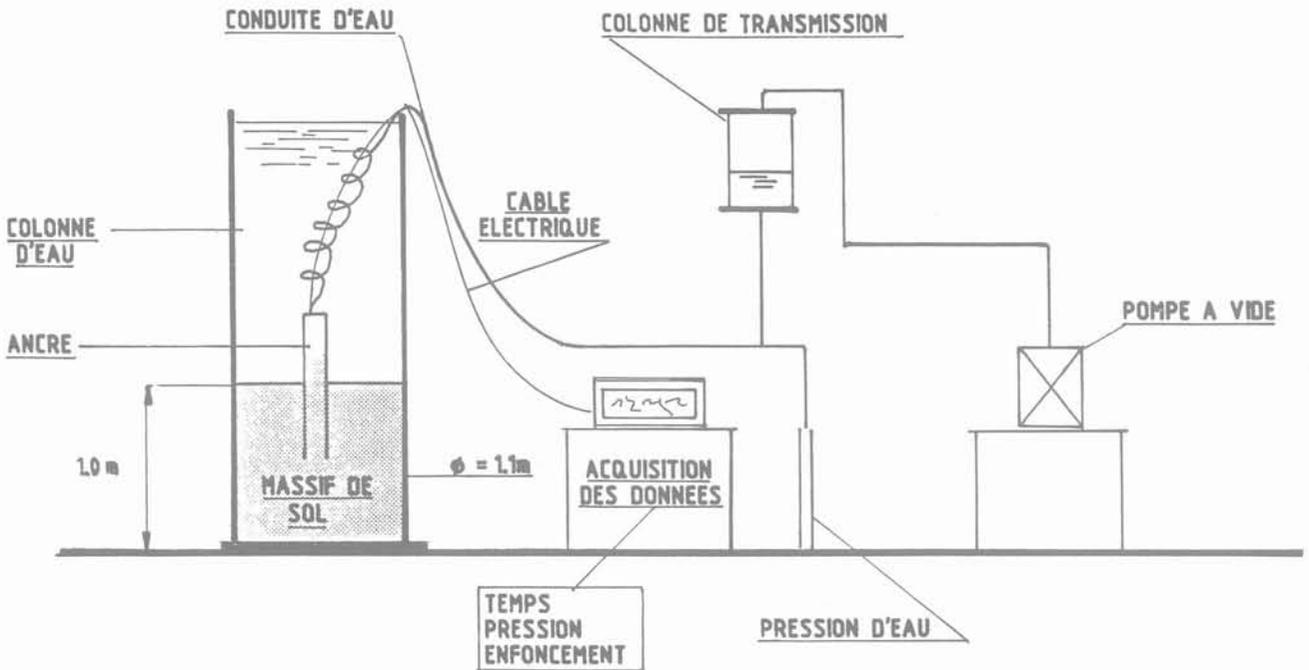


Fig. 4 — Schéma du dispositif expérimental utilisé pour les études sur modèles réduits d'ancres à succion.

— les conditions de mise en œuvre (pression et débit à fournir par les pompes, enfoncement à atteindre, vitesse d'enfoncement de l'ancrage).

Le respect de la similitude pour chacun de ces paramètres n'est guère réalisable, des hypothèses sont nécessaires.

Les lois de la similitude ont été respectées sur les variables qui paraissent primordiales. L'écriture des conditions d'équilibre, du critère de plasticité, et de la loi de Darcy ont permis d'obtenir les paramètres suivants :

- longueur $L^* = L_{\text{modèle}}/L_{\text{réelle}}$
- contrainte $\delta^* = L^*$
- poids volumique $\gamma^* = 1$
- déplacement $\xi^* = L^*$
- perméabilité $k^* = 1$
- cohésion $C^* = L^*$
- angle de frottement $\text{tg}\phi^* = 1$

Le fait de ne pas connaître la loi de comportement du sol, et de ne pas le soumettre en laboratoire aux contraintes qu'il subirait in situ, nous amène à considérer avec prudence toutes les extrapolations quantitatives que l'on pourrait envisager.

4.2. ANCRAGE PAR SUCCION DANS UN MATERIAU PULVERULENT

4.2.1. Modèle théorique

PRELIMINAIRE

Les essais d'ancrage dans un matériau pulvérulent ont permis de mettre en évidence les phénomènes suivants :

— En raison du gradient de pression imposé, le mouvement de l'ancrage s'accompagne d'un écoulement d'eau

à travers le sol qui l'entoure. Ce dernier est soumis à des forces de « percolation », proportionnelles au gradient hydraulique.

— De plus, la succion et l'écoulement hydraulique conjugués font monter le sol à l'intérieur de l'ancrage. Si l'ancrage est enfoncée d'une hauteur « H », la hauteur intérieure de sol est « H + h » (fig. 5). L'expérience montre que « h » est fonction linéaire de « H », soit : $h = H/a$ (« a » étant constant pour un sol donné). Nous noterons la hauteur intérieure « H (1 + 1/a) ».

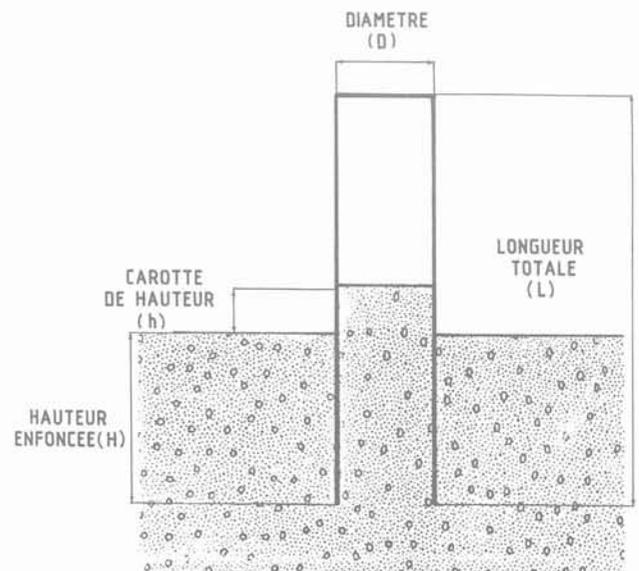


Fig. 5. — Phénomène de remontée du sol à l'intérieur de l'ancrage sur une hauteur (h).

EVALUATION DES DIFFERENTS PARAMETRES

Les paramètres à prendre en compte sont :

- le poids volumique déjaugé du sol, « γ' », et « d' » la densité déjaugée,
- le coefficient de frottement « $tg\delta$ » entre l'ancre et le sol,
- le coefficient « K » de pression latérale des terres : $K = s_v/s_h$
- le gradient hydraulique « i ».

les trois premiers paramètres peuvent être estimés sans trop d'incertitude. Les deux derniers méritent une attention particulière :

— Tout d'abord, le coefficient de pression latérale des terres « K ». Lors de l'enfoncement de l'ancre, les efforts normaux appliqués par le sol sur les parois de l'ancre vont varier, en raison du refoulement du sol en tête de l'ancre, et de l'effet de la dilatance ou de la contractance (suivant que le sol est dense ou lâche) liée au cisaillement (fig. 6). Ainsi s_v peut être évalué seulement de manière approximative. Il en est de même pour le coefficient « K » qui reste mal connu. Un coefficient unique sera pris dans le modèle théorique pour l'intérieur et l'extérieur de l'ancre. Pour une meilleure estimation, l'approche expérimentale semble être la seule méthode réaliste à envisager. Notons cependant qu'il est d'usage de prendre « $K = 1 - \sin\phi$ » (formule de Jaky), ou encore « $K = 0,8$ » comme conseillé par « l'American Petroleum Institute » (1984).

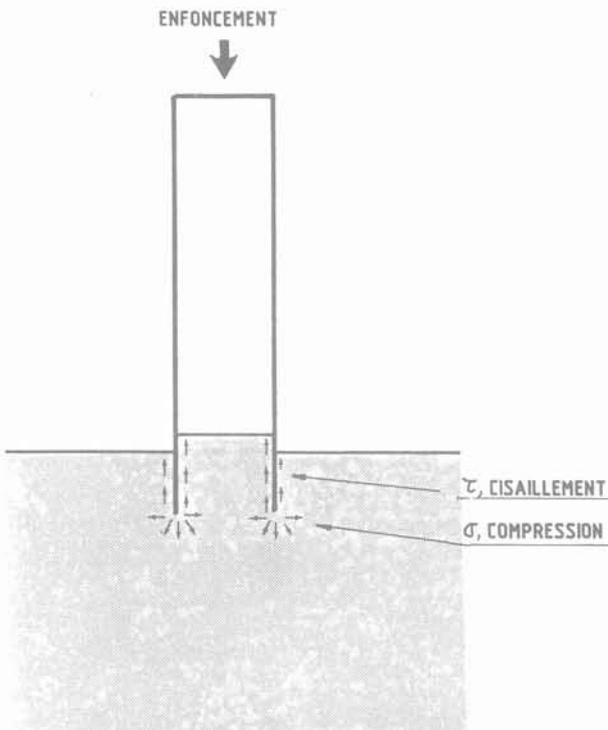


Fig. 6. — Efforts de compression et de cisaillement exercés par l'ancre sur le sol lors de son enfoncement.

— Le second paramètre délicat est le gradient hydraulique. Afin de l'évaluer en tout point le long de l'ancre, le réseau d'écoulement de l'eau à travers le sol a été si-

mulé numériquement sur ordinateur. Le programme « SEEP », basé sur la méthode des éléments finis a permis, pour trois configurations différentes d'enfoncement de l'ancre, de connaître le gradient hydraulique. Les résultats obtenus sont les suivants :

Hypothèse :

Soit P la surpression (ou dépression) dans la partie haute de l'ancre, « P_1 » la pression à sa base côté intérieur et « P_2 » la pression à sa base côté extérieur.

Soit H la charge hydraulique en un point d'altitude « z » :

$H = u/\gamma_w + z$, (u pression, z altitude comptée sur un axe vertical ascendant). Le gradient hydraulique est défini par : $\vec{i} = -\text{grad } H$. Dans notre cas, seule la composante verticale du gradient est non nulle, et à pour valeur absolue :

$$i = \frac{du}{dz} \frac{1}{\gamma_w} + 1.$$

Un calcul immédiat montre que : $i = \frac{dp}{dz} \frac{1}{\gamma_w}$

- Le gradient hydraulique « i » peut être considéré, en chaque instant, constant le long de l'ancre (fig. 7) et ce, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur.

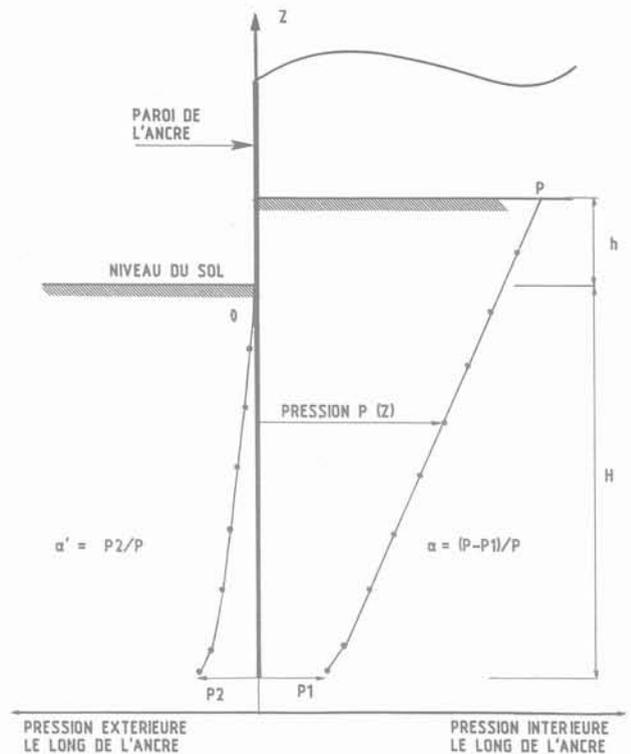


Fig. 7 — Distribution du gradient hydraulique « i » à l'intérieur et à l'extérieur d'une ancre.

Aussi, nous dirons qu'en tout point du sol au voisinage de la paroi de l'ancre, le gradient hydraulique est : « $i = (P-P_1)/[(H+h)\gamma_w]$ » pour l'intérieur, et « $i = P_2/[H\gamma_w]$ » pour l'extérieur. Si on introduit les coefficients « $\alpha = (P-P_1)/P$ » et « $\alpha' = P_2/P$ » qui représentent les pertes relatives de pression à l'intérieur

et à l'extérieur de l'ancre, les gradients hydrauliques s'expriment en fonction de « P » :

$$i = \alpha P / [(H + h) \gamma_w]$$

$$i' = \alpha' P / (H \gamma_w)$$

La pression « P » se dissipe à travers le sol, d'une part à l'intérieur de l'ancre (α), d'autre part à l'extérieur de l'ancre (α') et enfin en bout de l'ancre $(P1-P2)/P$, ce qui s'exprime par la relation $1 = \alpha + \alpha' + (P1-P2)/P$.

• Le terme « $(P1-P2)/P$ » varie continûment avec H et il est aisé de voir que sa limite est zéro, lorsque H devient très grand. Lorsque « H » s'approche de zéro $(P1-P2)/P$ tend vers un. La courbe représentant $(P1-P2)/P = f$

$[(H + h)/D]$ est donc strictement décroissante de un à zéro. De même, le terme « $\alpha = (P-P1)/P$ » varie continûment avec « H » et la courbe « $\alpha = g [(H + h)/D]$ » croît strictement de zéro à un pour « H » variant de zéro à l'infini.

Les trois simulations numériques résumées dans le tableau V, ont permis de « caler » les fonctions f et g. Une expression ajustée sur l'intervalle qui nous intéresse, $[(H + h)/D$ compris entre 0,5 et 10], est donnée par :

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{H + h}{D} \right)^{0,15}$$

$$\alpha + \alpha' = 1 - 0,25 \left(\frac{H + h}{D} \right)^{-1,5}$$

Tableau V

SIMULATIONS NUMERIQUES

TEST N°	1	2	3
D (m)	3,5	3,5	3,5
H (m)	3,5	7	14
H + h (m)	4,2	8,5	17,5
P (10 kPa)	100	100	100
P1 (10 kPa)	47,9	39,7	36,4
P2 (10 kPa)	29,2	32,2	36,4
α	0,521	0,602	0,636
α'	0,292	0,322	0,364

Remarque : Les variations de α et α' en fonction de « H » sont faibles (tableau V). En première approximation, on prendra α et α' constants avec : $\alpha = 0,55$ et $\alpha' = 0,33$

PRESSIONS NECESSAIRES AU MOUVEMENT DE L'ANCRE

Supposons que l'ancre soit enfoncée d'une certaine profondeur dans le sol. Si l'on désire alors, soit l'enfoncer davantage, soit la retirer, il faut que la force agissant sur l'ancre par l'action des pompes, compense les frottements qui existent entre le sol et l'ancre.

La force due à la différence de pression de l'eau entre l'intérieur et l'extérieur de l'ancre est : $F_p = \pi D^2 P / 4$.

Au voisinage de l'ancre, le sol est soumis, d'une part à son poids propre, d'autre part aux forces de percolation. Ces deux types de force contribuent au frottement sol-ancre :

Forces de frottement agissant sur la paroi de l'ancre dues aux forces gravitaires :

à l'intérieur, $F_{\tau i} = 0,5 \text{ tg} \delta K \gamma' D H^2 (1 + 1/a)^2$
à l'extérieur, $F_{\tau e} = 0,5 \text{ tg} \delta k \gamma' D H^2$

Forces de frottement agissant sur la paroi de l'ancre dues aux forces de percolation :

à l'intérieur, $F_i = 0,5 \text{ tg} \delta K \gamma_w i \pi D H^2 (1 + 1/a)^2$
à l'extérieur, $F_e = 0,5 \text{ tg} \delta K \gamma_w i' \pi D H^2$

Toutes ces forces, F_p , F_i , F_e , $F_{\tau i}$, $F_{\tau e}$, sont verticales. Elles sont, soit ascendantes, soit descendantes.

Lors de l'ancrage, les forces ascendantes sont : $F_{\tau i}$, $F_{\tau e}$, et F_e les forces descendantes sont : F_p et F_i . La condition d'enfoncement est :

$F_p > F_{\tau i} - F_i + F_{\tau e} + F_e$ soit,

$$\frac{P}{H \gamma_w} > \frac{2 \text{tg} \delta d'K [(1 + 1/a)^2 + 1]}{D/H - 2 \text{tg} \delta K [\alpha' - \alpha (1 + 1/a)]} \quad (1)$$

Lors de la récupération, les forces ascendantes sont : F_p et F_e ; les forces descendantes $F_{\tau i}$, $F_{\tau e}$, et F_i . La condition de récupération est :

$F_p > F_{\tau i} + F_i + F_{\tau e} - F_e$ soit,

$$\frac{P}{H \gamma_w} > \frac{2 \text{tg} \delta d'K [(1 + 1/a)^2 + 1]}{D/H - 2 \text{tg} \delta K [\alpha (1 + 1/a) - \alpha']} \quad (2)$$

On notera que le poids propre de l'ancre ainsi que l'effort de pointe ne sont pas pris en compte dans ce modèle.

REMARQUES :

— Pour un sol et une ancre donnés, les relations (1) et (2) permettent d'obtenir « $P/(H \gamma_w)$ » en fonction de « D/H ». Ces deux grandeurs sont sans dimension.

— La formule (2) fait apparaître une valeur critique du rapport « D/H » pour laquelle le rapport « $P/(H \gamma_w)$ » devient infini. Ce rapport est :

$$(D/H)_c = 2 \text{tg} \delta K [\alpha (1 + 1/a) - \alpha']$$

— Le terme « $2 \text{tg} \delta K [\alpha' - \alpha (1 + 1/a)]$ » est toujours négatif. Si bien, qu'il n'existe pas de rapport critique « $(D/H)_c$ » à l'enfoncement.

— En valeur absolue, la dépression nécessaire à l'enfoncement est toujours inférieure à la surpression nécessaire à l'arrachement.

— La pression « P » varie comme le carré de l'enfoncement « H ».

— Les pressions théoriques obtenues d'après ces relations, doivent être corrigées pour un projet en vraie grandeur, afin de prendre en compte le poids propre de l'ancre et l'effort de pointe.

4.2.2. Résultats expérimentaux

PHENOMENES OBSERVES AU COURS DE L'ENFONCEMENT ET DE LA RECUPERATION DE L'ANCRE

a) enfoncement de l'ancre

L'usage d'une ancre à succion suppose la possibilité d'enfoncer celle-ci. Deux cas de refus à l'enfoncement ont été observés :

— Si le sol sur lequel repose l'ancre n'est pas plan, un

courant d'eau de l'extérieur vers l'intérieur s'établit dans les creux, entraînant le sol et formant ainsi des « cratères ». la dépression interne ne peut se faire et l'enfoncement est impossible. Notons cependant, que sous l'action de son propre poids, une ancre en grandeur réelle s'enfonce d'une hauteur de l'ordre de 0,5 m. Si la plénitude du sol est telle que les côtes extrêmes n'ont pas plus de 0,5 m d'écart, l'enfoncement débutera sans problème.

— Si la perméabilité du sol est trop forte pour que les pompes puissent fournir une dépression « P » sous un débit « Q » (ce débit est de l'ordre de $Q = \pi D^2 ki/4$). Lorsque le sol est constitué de plusieurs couches de caractéristiques différentes, c'est la couche de plus faible perméabilité qui, une fois atteinte, règle le débit.

En écartant ces deux éventualités, l'enfoncement est toujours réalisable. Il s'accompagne de la formation d'une carotte de sol de hauteur « h » à l'intérieur de l'ancre au-dessus du fond marin. Ceci peut apparaître comme un handicap de ce système d'ancrage car cela entraîne un surdimensionnement de l'ancre : pour un enfoncement d'une hauteur « H », il faut que l'ancre ait une hauteur minimale de « H + h » (fig. 8). Notons cependant que lors d'ancrages in situ, il est possible d'évacuer l'excédent de sol constituant la carotte par différents moyens techniques.

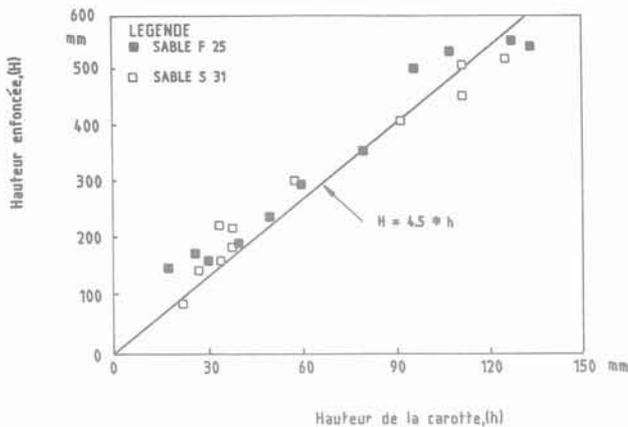


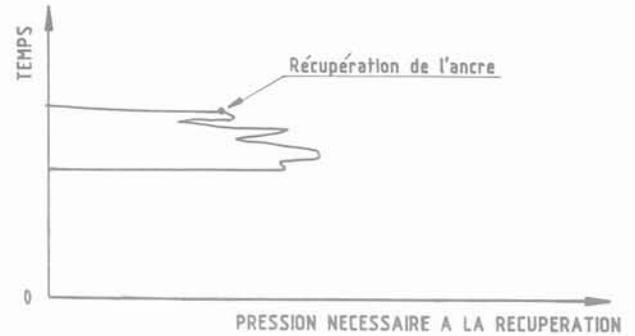
Fig. 8 — Relation entre la hauteur de la carotte (h) et la hauteur enfoncée (H).

b) Récupération de l'ancre

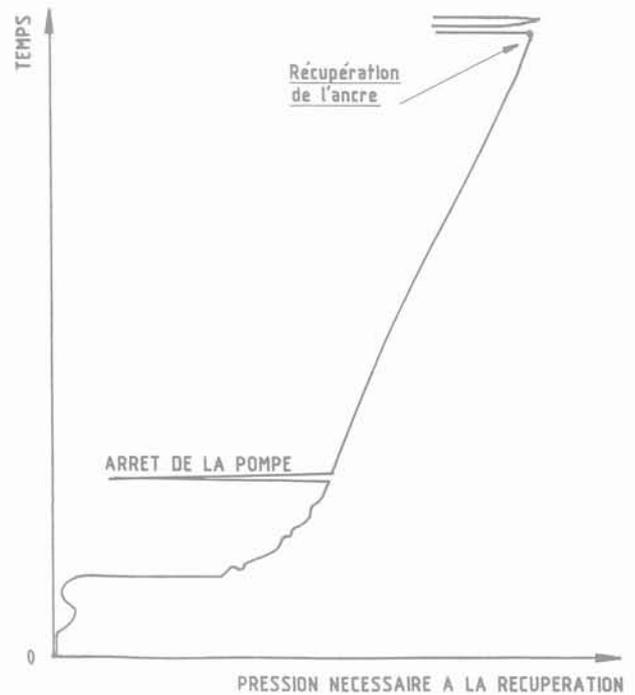
La récupération s'obtient par une montée en pression de l'eau enfermée dans l'ancre. Le mouvement de l'ancre est très différent suivant que la montée en pression est régulière ou brusque. Toutes choses étant par ailleurs égales, la surpression nécessaire à la libération de l'ancre est très inférieure avec une montée en pression brusque, à celle qu'il faudrait avec une montée en pression régulière (fig. 9).

Cette constatation permet d'établir une règle de mise en pression :

- les conduites doivent être parfaitement saturées ;
- l'ouverture des vannes doit être aussi rapide que possible.



a) MONTEE EN PRESSION BRUSQUE



b) MONTEE EN PRESSION CONTINUE

Fig. 9 — Influence de la montée en pression sur la récupération de l'ancre.

c) Comparaison des deux phases : enfoncement et récupération

Durant ces deux phases, le sol n'a pas le même comportement, en effet :

- la pression nécessaire, pour enfoncer une ancre d'une hauteur « H » est inférieure, en valeur absolue, à celle nécessaire à sa récupération ;
- à hauteur enfoncée égale, le débit que doivent fournir les pompes pour arracher l'ancre est supérieur à celui nécessaire pour l'enfoncer.

On remarquera, que bien qu'elle n'apparaisse pas dans le modèle théorique, la perméabilité est un paramètre du sol important à considérer. C'est en effet de la perméabilité du sol que dépend le débit minimum que doivent fournir les pompes.

L'EFFET D'ECHELLE D'APRES LES ESSAIS EXPERIMENTAUX

On peut constater sur la figure 10 que les résultats, relatifs à deux modèles homothétiques sont analogues. Ceci montre qu'il n'y a pas d'effet d'échelle entre les deux modèles considérés. On peut alors espérer qu'il n'y en aura pas non plus entre ces modèles et la vraie grandeur.

COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET THEORIQUE

La figure 10 montre aussi sur un même graphe les résultats relatifs aux essais dans le sable S 31, et la courbe obtenue d'après le modèle théorique.

Les paramètres du modèle sont les suivants :

$$d' = 0,92$$

$$\delta = \phi - 10 = 24^\circ$$

$$a = 4,5$$

$$\alpha = 0,55 \text{ et } \alpha' = 0,33$$

$$K = 0,5$$

La courbe théorique permet de rester du côté de la sécurité. Le rapport critique théorique « $(D/H)_c$ » est égal à 0,15. Notons que l'application de la formule de Jaky donne $K = 0,44$, ce qui sous estime ce paramètre. Par contre, $K = 0,8$ (comme conseillé par l'API) est une valeur trop grande, car alors, le rapport critique « $(D/H)_c$ » est égal à 0,24.

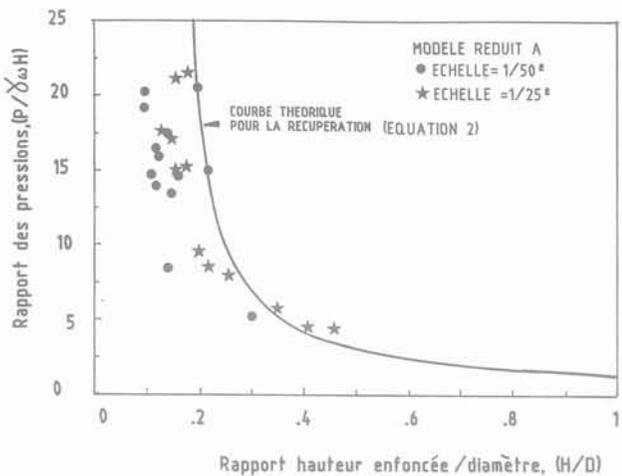


Fig. 10 — Comparaison des résultats expérimentaux obtenus sur le sable S-31 avec la courbe du modèle théorique.

4.3. Ancrage par succion dans un matériau purement cohérent

4.3.1. Modèle théorique

En ce qui concerne les ancrages dans un matériau purement cohérent, le modèle théorique repose sur deux hypothèses basées sur l'expérience :

- le sol remonte à l'intérieur de l'ancre, d'une hauteur « h » ;
- l'adhérence sol-ancre est prise égale, en première approximation, à la cohésion résiduelle du matériau : « C_r ».

On remarquera à nouveau que l'effort de pointe et le

pooids propre de l'ancre ne sont pas pris en compte dans les modèles analysés.

Dans le cadre de ces hypothèses, le seul paramètre à considérer est la cohésion résiduelle « C_r ». Le modèle théorique est alors très simple.

La force provenant de l'action des pompes est toujours :

$$F_p = \pi D^2 P/4$$

L'adhérence entre le sol et l'ancre s'oppose au mouvement de cette dernière. Cette résistance se traduit par une force « F_c », égale au produit de la surface de contact sol-ancre, par la cohésion « C_r ». Il a été observé expérimentalement, que sous l'effet de la succion, la carotte de sol enfermée dans l'ancre se rétracte sur une hauteur au moins égale à « h » (fig. 11). Il se crée alors, dans l'espace ainsi libéré un film d'eau. En conséquence, l'adhérence ancre-carotte est négligée sur la hauteur h . La force de résistance « F_c » est donc :

$$F_c = 2\pi D H C_r$$

Nous supposons de plus, qu'entre le moment où l'ancre est mise en place, et celui où elle est récupérée les caractéristiques du sol et de l'interface, n'ont pas changé.

Ainsi il y a mouvement de l'ancre, ascendant ou descendant, si et seulement si F_p est supérieur à F_c soit :

$$P/C_r > 8H/D \quad (3)$$

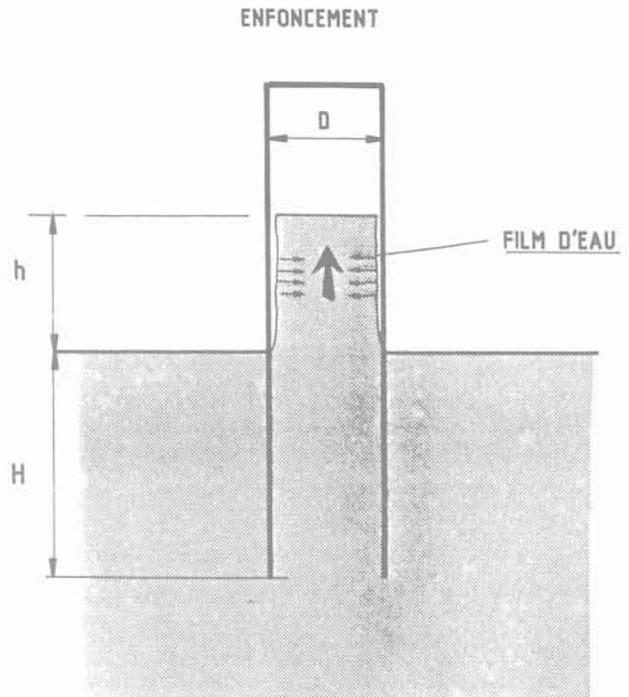


Fig. 11 — Effet de la succion sur la carotte dans le cas de sols cohérents.

4.3.2. Résultats expérimentaux

PHENOMENES OBSERVES AU COURS DE L'ENFONCEMENT ET DE LA RECUPERATION DE L'ANCRE

a) Enfouissement de l'ancre :

Comme pour les matériaux pulvérulents, chaque enfouissement d'une ancre s'accompagne d'une remontée de

sol à l'intérieur de celle-ci. La relation liant cette remontée « h » à la hauteur enfoncée « H » s'avère être constante. La figure 12 montre les résultats de neuf essais, réalisés avec trois ancres d'échelles différentes et trois types d'argile de cohésions différentes. La courbe représentant au mieux ces résultats a pour équation :

$$h/D = (H/D)^3/6 \quad (4)$$

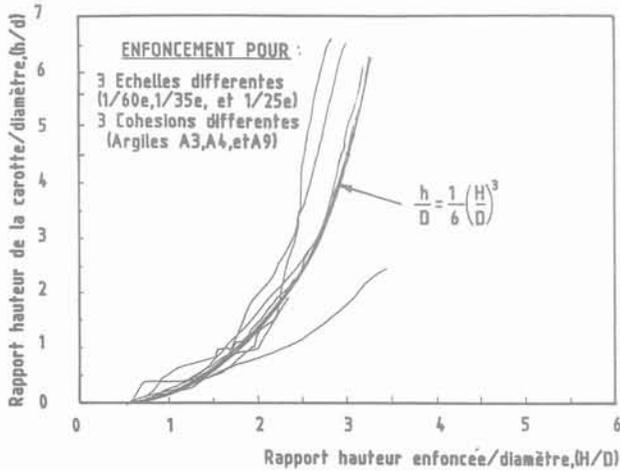


Fig. 12 — Relation entre le « rapport hauteur de la carotte sur diamètre » (h/D) et le rapport « enfoncement sur diamètre » (H/D).

Remarques :

— Les résultats expérimentaux obtenus tendent à montrer que la relation « h » en fonction de « H » est indépendante du sol.

— On a pu observer que si l'on maintient une dépression constante dans l'ancre, la hauteur de la carotte augmente alors que l'ancre ne s'enfonce plus. Ce phénomène de fluage doit être évité. C'est pourquoi, lors de la mise en place d'une ancre, si la succion doit être interrompue pour une raison quelconque, il faut immédiatement libérer l'arrivée des pompes, afin de ramener la pression à l'intérieur de l'ancre à la pression hydrostatique.

D'autre part si l'argile contenue dans l'ancre présente une discontinuité ou une faiblesse, la partie supérieure de la carotte se détache pour aller obturer l'orifice d'arrivée des pompes. l'enfoncement est alors stoppé.

Enfin, comme le montre la figure 13, la succion provoque le mouvement de tout un massif de sol, ce massif est limité en surface par un cercle. Il se sépare du reste du fond marin par rupture en traction.

b) Récupération de l'ancre

Deux points particuliers ont été observés au cours de la récupération.

— Lorsque la pression augmente à l'intérieur de l'ancre, la carotte commence à se tasser avant que l'ancre bouge. Ce tassement peut atteindre 20 à 30 % de la hauteur « h » de la carotte.

— Une fois l'ancre récupérée, il reste, sur le fond, une carotte de hauteur h'. Celle-ci peut représenter 60 à 70 % de la hauteur « h » maximale atteinte à l'enfoncement.

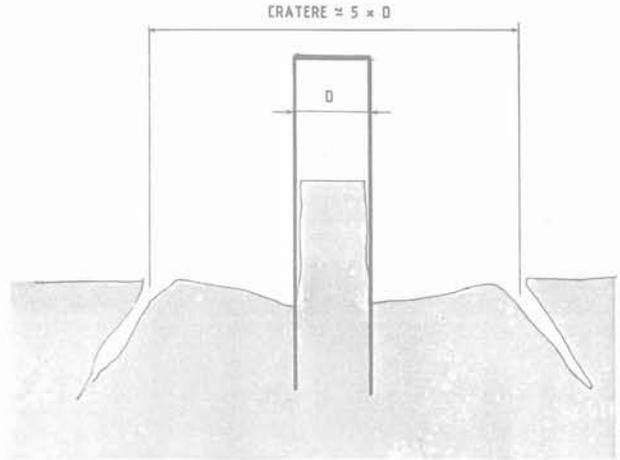


Fig. 13 — Rupture d'un massif de sol cohérent lors de la pénétration d'une ancre.

c) Comparaison des deux phases : enfoncement et récupération

Soit une ancre enfoncée d'une hauteur « H ». Contrairement à ce que l'on observe dans les sols pulvérulents, pour mettre l'ancre en mouvement, ascendant ou descendant, une même différence de pression est nécessaire dans le cas d'ancres à succion placées dans un massif d'argile (ce qui est conforme au modèle théorique).

On remarquera que les maquettes ayant une épaisseur très mince, l'effort de pointe n'apparaît pas dans les résultats. Il en est de même pour le poids de l'ancre.

COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET THEORIQUES

Neuf essais distincts sont représentés sur la figure 14. Sur chacune des trois argiles : A3, A4 et A9, trois essais ont été effectués avec les échelles ; 1/60^e, 1/35^e et 1/25^e. Sur la même figure, est représentée la courbe « P/C_r = 8 H/D » correspondant au modèle théorique. On constate, une bonne concordance entre tous les résultats, ce qui valide le modèle proposé, quant à l'enfoncement. La remarque faite dans le paragraphe précédent permet aussi de valider le modèle pour la récupération.

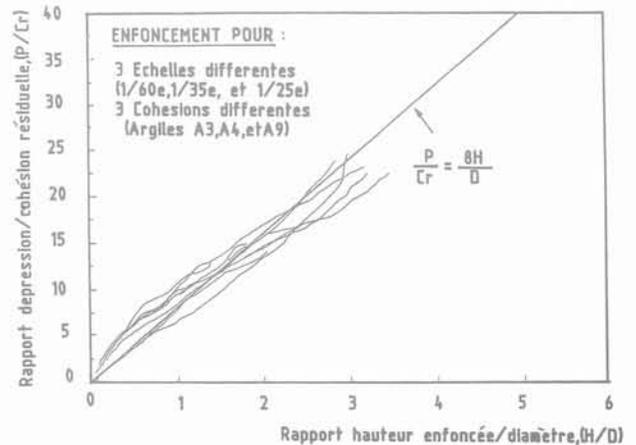


Fig. 14 — Comparaison des résultats obtenus pour neuf essais distincts (trois échelles et trois cohésions différentes) lors de l'enfoncement d'ancres dans des sols cohérents.

VERIFICATION EXPERIMENTALE DE LA SIMILITUDE

Tout en restant conscient que les expériences ont été menées sur des argiles de cohésion différentes mais de même ordre, de même pour les échelles des ancrs, la vérification de la similitude (fig. 12 et 14) doit être considérée comme satisfaisante ainsi que l'absence d'un effet d'échelle entre les différents modèles. Toutefois, des résultats d'essais sur des ancrs en vraie grandeur sont nécessaires pour compléter et confirmer cette étude. En effet, on a pu constater au cours d'essais en vraie grandeur que la remontée d'argile « h » observée in-situ est plus faible que celle observée en laboratoire.

4.4. Conclusion sur les essais en laboratoire

Les expériences réalisées à l'aide de modèles réduits ont permis l'observation et l'analyse d'un grand nombre de phénomènes. Conscient que la similitude n'a pas été respectée sur certains paramètres et que les dimensions des différentes ancrs employées étaient du même ordre de grandeur (de 1/60^e à 1/25^e), on peut, tirer les conclusions suivantes :

— Quelle que soit la nature du sol dans lequel s'effectue l'ancrage, ses caractéristiques mécaniques sont profondément modifiées au cours de la succion : la perméabilité d'un sable augmente, la cohésion d'une argile diminue.

— L'enfoncement d'une ancre à une profondeur « H » s'accompagne d'une remontée de sol d'une hauteur « h » à l'intérieur de celle-ci. Pour des matériaux pulvérulents, « h » est de l'ordre de « 0,25 H » ; pour des matériaux cohérents, la formule « $h/D = (H/D)^3/6$ » représente bien les résultats obtenus en laboratoire.

— La récupération d'une ancre enfoncée dans un sol cohérent est aisée. Le débit à fournir correspond simplement au déplacement de l'ancre.

La récupération d'une ancre enfoncée dans un sol pulvérulent nécessite certaines précautions :

— L'enfoncement de l'ancre ne doit pas être tel que le rapport « diamètre sur hauteur enfoncée » soit proche du rapport critique « $(D/H)_c$ ».

— Les pompes employées doivent être suffisamment puissantes, car il est possible que la perméabilité du sol à l'intérieur de l'ancre ait fortement augmenté du fait de la succion.

— La pression nécessaire à la récupération d'une ancre est :

- dans le cas d'ancrage dans un sable, supérieure à la pression nécessaire à l'enfoncement ;
- dans le cas d'ancrage dans une argile, du même ordre que la pression nécessaire à l'enfoncement.

— Enfin, lors de la récupération d'une ancre enfoncée dans un matériau pulvérulent, la montée en pression à l'intérieur de celle-ci doit être la plus brusque possible.

5. FUTURS DEVELOPPEMENTS ET CONCLUSION

Les chantiers expérimentaux ainsi que les divers sites utilisant des ancrs à succion ont permis de montrer que

cette technique d'ancrage pouvait être une bonne solution. Les études menées en laboratoire à l'ENTPE ont permis d'acquérir une meilleure connaissance des phénomènes mis en jeu lors de la pénétration et de la récupération des ancrs. Ceci devrait se traduire in situ par une plus grande sécurité d'action.

Comme les ancrs à succion peuvent reprendre aussi bien des efforts horizontaux que verticaux, leur champ d'application est très étendu. Une étude géotechnique des couches de sol traversées par l'ancre (perméabilité, densité, CPT, etc.) et l'utilisation de matériel adéquat (pompes et instrumentation) doivent assurer dans tous les cas d'utilisation, à la fois l'enfoncement et la récupération de l'ancre, et ce, quelle que soit la hauteur d'eau à l'endroit considéré. Ce dernier point constitue un atout considérable pour cette technique, notamment en comparaison avec des pieux classiques. Un autre avantage est le peu de matériel nécessaire à la mise en place, ce qui permet de réduire les coûts d'installation. A l'heure actuelle, les ancrs à succion sont employées pour l'ancrage permanent de bouées de type CALM (Catenary Anchor Leg Mooring), mais leur performance doit permettre leur utilisation pour l'amarrage de systèmes de production flottants ou d'autres types de SPM (Single Point Mooring). Récemment, des ancrs surmontées d'un joint tournant fluide ont été mises à l'étude, ce qui pourrait devenir une solution très économique par rapport aux bouées classiques.

La conception même des ancrs a été repensée de manière à les alléger, tout en conservant leur résistance. Ainsi des ancrs en matériaux mixtes : acier-béton, acier-résine, ont fait l'objet d'études (MONTAGUE et GOODE, 1979).

La technique d'ancrage par succion est amenée à se développer, non pas en concurrence avec d'autres systèmes, mais plutôt par complémentarité en introduisant sur le marché une possibilité d'ancrage en eaux profondes (300 mètres et plus).

ANNEXE

NOTATION UTILISEE

CARACTERISTIQUES DES ANCRS A SUCCION

D	Diamètre de l'ancre
L	Longueur de l'ancre
Ep	Epaisseur de l'ancre
p	Poids de l'ancre
h	Hauteur de la remontée du sol à l'intérieur de l'ancre
H	Hauteur de l'ancre enfoncée dans le sol
a	Rapport entre H et h.

PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES SOLS

γ'	Poids volumique du sol déjaugé
d'	Densité déjaugée du sol

ϕ	Angle de frottement interne des matériaux pulvérulents
C	Cohésion des matériaux cohérents (C_p , au pic ; C_r résiduelle)
e	Indice des vides
K	Coefficient de pression latérale des terres
δ	Angle de frottement ancre-sol
σ	Contrainte
i	Gradient hydraulique
k	Perméabilité.

PARAMETRES DE PRESSION

P	Surpression ou dépression par rapport à la pression hydrostatique à l'intérieur de l'ancre due à l'action des pompes
α	Perte relative de pression à l'intérieur de l'ancre
α'	Perte relative de pression à l'extérieur de l'ancre
P1	Pression interne au bas de l'ancre
P2	Pression externe au bas de l'ancre

BIBLIOGRAPHIE

1. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (1984), « *API Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms* », 15^e édition, American Petroleum Institute, Washington, D.C., 22 octobre 1984, 115 pages.
2. CUCKSON J. (1981), « *The suction pile finds its place* », *Offshore Engineer*, avril 1981.
3. HOGERVORST J.R. (1980), « *Field trials with large diameter suction piles* », 12th Annual Offshore Technology Conference in Houston, Mai 5-8 1980, OTC n° 3817, pp. 217-220.
4. MONTAGUE P. et GOODE C.D. (1979), « *Some aspects of double-skin composite construction for subsea pressure chambers* ». Second International Conference on « *Behaviour of Offshore Structures* », Imperial College, London, 28-31 août 1979, Paper 76, pp. 415-424.
5. MAARI R. (1985), « *Single Point Moorings* », SBM Inc. publication, 334 pages.
6. PUECH A. (1983), « *La technique des ancrs dans l'exploitation pétrolière en mer* », Editions Technip, 185 pages.
7. SEMPERE D. & AUVERGNE G. (1982), « *Suction anchor piles, a proven alternative to driving and drilling* », 14th Annual Offshore Technology Conference in Houston, mai 3-6 1982, OTC n° 4206, pp. 483-494.

Remarque : Plusieurs notes internes, non publiées, et traitant des ancrs à succion sont disponibles à la bibliothèque de l'ENTPE.

géotextiles et géomembranes

geotextiles and geomembranes

E. LEFLAIVE

Président du Comité français
des géotextiles et géomembranes*

Résumé

On présente quelques considérations sur ces nouveaux matériaux que sont les géotextiles et les géomembranes pour mieux situer leur place dans l'évolution de la technique.

L'origine et l'action du Comité français des géotextiles et géomembranes est ensuite présentée. Enfin on donne quelques repères sur l'état actuel de la technique et du développement des géotextiles.

Abstract

Some reflexions on geotextiles and geomembranes considered as new materials are presented in order to place them in technical evolution.

The origin and the activity of "Comité français des géotextiles et géomembranes" are then presented. At last, some references about the technical state and development of geotextiles are provided.

* Comité Français des Géotextiles et Géomembranes, BP 79, 92105 Boulogne-Billancourt Cedex.

L'objet de cet exposé n'est pas de présenter un panorama des applications des géotextiles et des géomembranes ; la plupart sont déjà connues et il n'y a pas lieu de revenir sur la description des différents usages de ces matériaux.

L'exposé comportera trois parties :

1. Quelques considérations générales sur ces nouveaux matériaux pour mieux voir leur place dans l'évolution de la technique.
2. Le Comité français des géotextiles et géomembranes : son origine, sa raison d'être, son action.
3. Quelques points de repère sur l'état actuel, sur le plan technique, du développement des géotextiles.

1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES SUR LES GÉOTEXTILES

Les géotextiles ont connu l'essor commercial qui les a fait connaître dans les années 70 à partir des travaux de terrassement tels que pistes de chantier ou remblais sur sols mous ; on les a rapidement utilisés ensuite dans un grand nombre d'ouvrages de drainage où ils peuvent être à la fois filtres et drains, puis on a vu apparaître le renforcement comme fonction principale ou même unique du géotextile dans des ouvrages de soutènement.

On est donc parti du plus pratique pour aller vers des applications plus élaborées. Il est utile, pendant que cette évolution se poursuit, de prendre un peu de recul et de se demander quelle est la logique de ces procédés de construction nouveaux, pour mieux saisir ce que l'on peut en attendre et dans quelles voies il faut s'orienter pour en tirer le meilleur parti.

Les géotextiles : des polymères sous forme de fibres

Un premier point à souligner est que les géotextiles ne sont rien d'autre qu'un des très nombreux développements qui résultent de l'apparition des polymères. Les polymères sont des matériaux de synthèse aux propriétés remarquables qui pénètrent progressivement dans tous les domaines de la technique. La géotechnique n'y échappe pas, mais l'élément majeur a été la conscience que c'est sous forme textile, c'est-à-dire sous la forme de fibres ou de filaments étirés, que les polymères peuvent être utilisés efficacement et économiquement dans les sols.

Pourquoi sous cette forme ? Il y a longtemps que des ingénieurs ont essayé de faire des bétons de résine ou d'incorporer des produits synthétiques à des sols pour les améliorer. Cette solution a deux handicaps. Le premier est économique car remplir suffisamment les vides du sol pour qu'il y ait un bon contact squelette-mortier exige des dosages de quelques pourcents qui conduisent à des prix excessifs. Le second est technique car les polymères mis en œuvre de cette façon sont loin, ou très loin, d'avoir les qualités mécaniques qu'on peut en espérer.

Des performances mécaniques exceptionnelles

Le filage et l'étirage sous forme de fibres permettent au contraire d'obtenir une résistance à la traction extraordinaire, qui est essentielle pour le renforcement des sols. Le terme « extraordinaire » surprend peut-être, mais il faut savoir que la résistance d'un fil, de polyester par exemple, de longueur donnée et de poids donné, est le double de celle d'un fil d'acier de même longueur et de même poids. Certes, l'acier a une masse volumique cinq fois plus forte que le polyester, ce qui fait qu'à longueur égale et poids égal la section de l'acier est cinq fois plus faible ; en d'autres termes la résistance de l'acier en kg/mm^2 est deux fois et demie plus forte que celle du polyester. Mais si on veut comparer les performances de deux produits de densité différente dont on connaît le prix au kilo, il faut comparer à longueur et masse égales. C'est ce que fait l'industrie textile qui exprime la résistance des fils en cN/tex , (le tex étant par définition le calibre d'un fil dont le poids est de 1 g pour 1 km). Un fil textile technique (pour les pneumatiques par exemple) a une résistance à la rupture en traction de 80 cN/tex ; un fil textile pour l'habillement 40 cN/tex ; un fil d'acier 30 cN/tex .

Un autre paramètre qui intervient est le module ; les fibres de polymère ont des allongements à la rupture de 10 à 30 % ; ce sont donc des matériaux relativement peu rigides, ce qui se révèle très souvent un facteur favorable pour le renforcement des sols. En effet cela permet de mobiliser la résistance du sol en même temps que celle du géotextile et d'avoir un fonctionnement optimal du système, à condition bien sûr d'admettre la déformation correspondante.

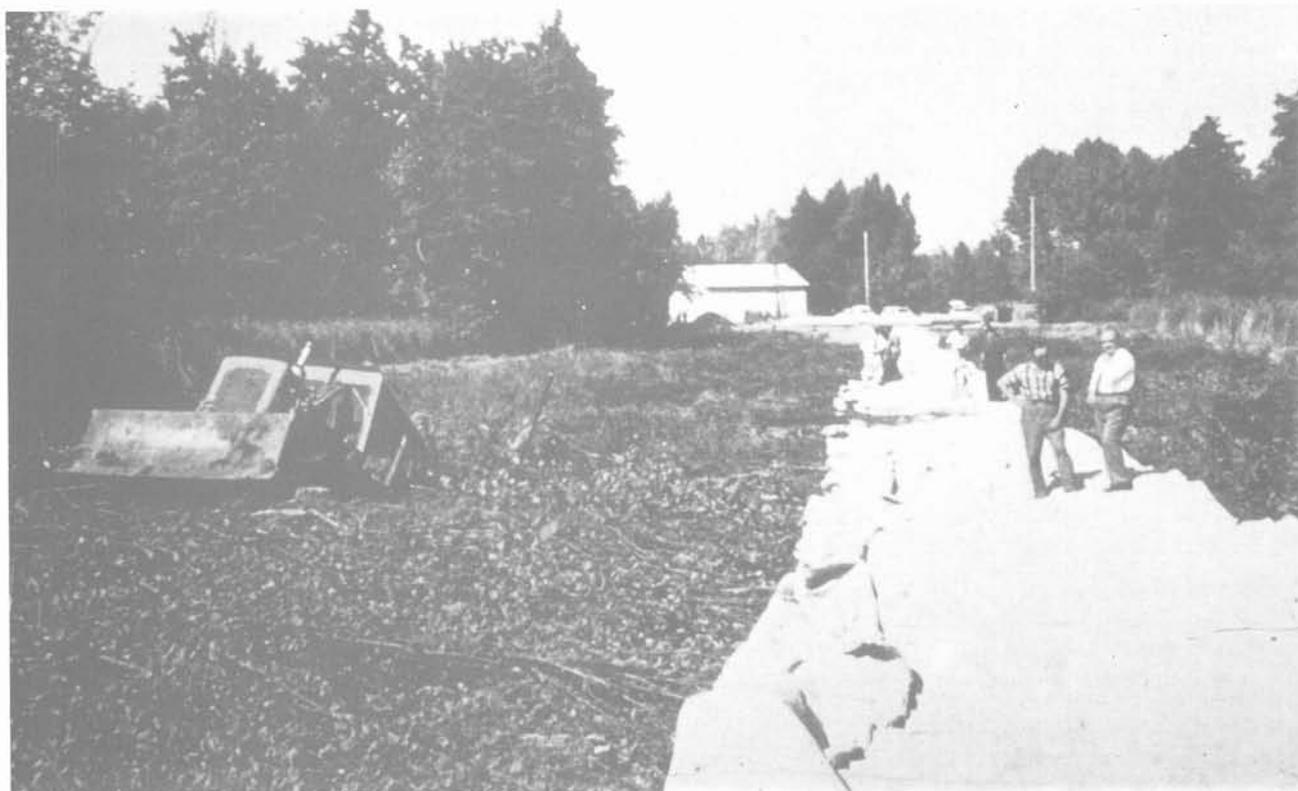
Une association intime avec le sol

Une autre caractéristique importante de la forme fibreuse est le diamètre même des fibres ; il est généralement, dans les fibres textiles, de 20 à 40 microns, ce qui correspond à un domaine intéressant pour le comportement hydraulique de l'ensemble sol-textile. Le diamètre de filtration d'une structure fibreuse constituée de fibres de cette dimension est en effet de l'ordre de 50 à 100 microns, qui correspond à la séparation entre les fines et le reste du sol.

On constate donc que ces matériaux ont des caractéristiques physiques qui leur permettent de s'associer de façon très heureuse avec les sols, la liaison mécanique étant assurée par le frottement et l'imbrication des fibres et des particules. La grande surface spécifique d'un ensemble de fibres de très faible diamètre est favorable à l'interaction des deux milieux ; elle n'est acceptable sous l'angle de la durabilité que parce que les polymères en cause sont des matériaux inertes chimiquement.

Les géotextiles : des matériaux de grande stabilité physico-chimique

Cette stabilité physico-chimique est un des atouts majeurs des géotextiles, qui permet leur emploi dans tous les sols, au-dessus ou au-dessous de la nappe. Le seul phénomène qui altère les géotextiles est l'action de



Sur le sol très mou, il n'y a souvent pas d'autre solution que le géotextile.



Les géotextiles employés comme filtre ont considérablement amélioré les conditions de réalisation des ouvrages de drainage.

la lumière, qui provoque un vieillissement des fibres, rapide à l'échelle de temps des ouvrages de génie civil. Mais l'emploi normal d'un géotextile étant dans le sol, ce phénomène n'est à considérer qu'à la phase de mise en œuvre pendant laquelle le géotextile ne doit pas rester trop longtemps — pas plus de deux semaines par exemple — exposé au rayonnement solaire.

En dehors de cela, on s'est bien sûr interrogé sur les actions éventuelles des sols sur la durabilité des matériaux. Les constatations les plus convaincantes sont celles qui sont faites sur les géotextiles prélevés dans des ouvrages réels après plusieurs années de séjour en terre. Rien qu'en France, plusieurs dizaines d'échantillons de 1 m² ont été ainsi récupérés dans des pistes de chantiers, remblais sur sol mou, etc., mis en œuvre et soumis au compactage, au trafic, aux déformations du sol et à l'action de l'eau, de l'air et des organismes vivants éventuellement présents dans le cas de sols vaseux ou marécageux.

Les conclusions sont d'une part que tous les géotextiles ainsi examinés ont tous été trouvés en état de remplir les fonctions pour lesquelles il avaient été mis en place plusieurs années auparavant et d'autre part qu'aucun mécanisme de dégradation spécifique de l'environnement « sol » n'a pu être identifié. Certes les géotextiles récupérés n'étaient pas dans leur état neuf ; ils avaient souffert des agressions mécaniques diverses que leur mise en œuvre et le fonctionnement de l'ouvrage leur avaient fait subir. Mais l'analyse des propriétés mécaniques des fibres et l'examen de l'état de la matière par les méthodes spécialisées de laboratoire (diffraction de rayon X, mesure de masse moléculaire, etc.) ont montré un écart par rapport à l'état initial entièrement explicable par les contraintes mécaniques subies et éventuellement par l'action de la lumière et n'ont montré aucun phénomène mesurable d'évolution physico-chimique de la matière liée à la nature du milieu. En d'autres termes il y a eu, dans le sol, abrasion superficielle, allongement par suite des déformations du sol, effets mécaniques localisés d'écrasement ou de coupure, mais il n'y a pas eu évolution de la matière au sens d'un phénomène fonction du temps et extrapolable. Or il faut rappeler que l'environnement d'un terrain marécageux, comme cela a été très souvent le cas pour les échantillons étudiés, est particulièrement peu favorable à la durabilité des matériaux qui y sont plongés.

On constate donc que les polymères sont des matériaux aux propriétés remarquables et dont la forme de fibres textiles est particulièrement bien adaptée à l'association avec les sols, à la fois du point de vue mécanique et du point de vue hydraulique.

Comme on l'a vu, la forme de filaments étirés — cet étirage étant fait dans des conditions contrôlées avec une extrême précision — donne au polymère une résistance en traction très élevée. Cette notion est essentielle et les produits qui peuvent être proposés pour le renforcement des sols et qui ne sont pas issus d'une technique textile ont en général des performances en traction sensiblement plus faibles pour le même poids de matière au mètre carré. Évidemment tout est affaire de rapport performance - prix, mais le poids de

matière est généralement un élément d'importance majeure.

Des structures non rigides pour construire sur tous les sols

Une autre notion fondamentale de l'ensemble des techniques d'amélioration des sols par géotextiles est la réalisation d'ouvrages non rigides qui peuvent s'adapter aux déformations de sols naturels peu porteurs sans fissuration ou discontinuité. Le besoin de construire sur des sols de faible consistance n'a pas besoin d'être développé ici ; or on ne dispose pas de beaucoup de solutions pour réaliser des ouvrages tels que remblais routiers, digues, massifs de fondation, etc., qui garderont entièrement leur intégrité mécanique et hydraulique dans le cas de tassements différentiels et de déplacements horizontaux importants du sol support. C'est ce que permettent de réaliser les géotextiles, qui conduisent, en association avec le sol utilisé comme matériau, à des interfaces sol naturel - structure qui homogénéisent le comportement dispersé et aléatoire du sol naturel. Cette homogénéisation des contraintes et des déformations est un avantage important du composite sol - géotextile ; évidemment cela n'apparaît pas dans les études théoriques simples où les sols sont considérés comme homogènes ; mais quand on regarde de près la dispersion des caractéristiques des sols naturels, notamment en surface, et que l'on a expérimenté la traîtrise et l'imprévu des terrains de faible consistance on est bien convaincu que l'effet de distribution des contraintes et des déformations résultant de l'emploi des géotextiles est d'une grande utilité.

Utiliser le sol comme matériau pour construire moins cher

Ce qui vient d'être dit a trait à l'effet de répartition d'une structure sol - géotextile placée sur un sol mou. Dans le cas d'une masse de sol renforcée par des nappes géotextiles ou par un réseau de fils comme dans le Texsol l'effet d'homogénéisation du comportement joue également et permet de donner aux ouvrages en terre une fiabilité beaucoup plus grande. C'est certainement un grand progrès que de pouvoir augmenter très sensiblement la fiabilité du sol utilisé comme matériau de construction car c'est un de ses points faibles, comme en témoignent par exemple les incidents ou accidents que l'on observe sur les digues en terre. C'est un progrès parce que le sol est le matériau de construction le moins cher et que permettre d'en promouvoir l'emploi constitue une source importante d'économie.

Le développement des géotextiles résulte donc de la conjonction des progrès de la chimie qui nous ont donné les polymères et de l'utilité qu'il y a à construire des ouvrages en terre non fragiles, faibles et économiques.

Ces remarques de caractère général montrent que ce développement a une logique et que celle-ci est suffisamment forte pour qu'il se poursuive et s'épanouisse pendant longtemps et sous des formes intéressantes et variées.



Drainage vertical avec géotextile.

C'est cette conviction qui motive les membres du Comité français des géotextiles et géomembranes et qui donne un sens à leur action.

2. LE COMITÉ FRANÇAIS DES GÉOTEXTILES ET GÉOMEMBRANES

Après les premières années du développement des géotextiles, notamment dans le domaine des terrassements et du drainage, le L.C.P.C. a pris l'initiative avec l'E.N.P.C. d'organiser le premier colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique, qui a eu lieu à Paris en 1977. Ce colloque a suscité beaucoup d'intérêt puisque plus de cinq cents participants y ont assisté, venant de vingt-neuf pays différents de toute la planète. Une de ses conséquences a été, bien sûr, la mise en relief de l'intérêt de ces matériaux nouveaux. Cependant, son objectif premier était de rassembler une information technique écrite substantielle afin d'avoir des éléments pour répondre à la question, qui commençait à se poser de plus en plus souvent, de recommandations techniques pour l'emploi des géotextiles. Le colloque a bien rempli cet objectif de collecte d'information et la question qui venait immédiatement après était d'en tirer parti pratiquement. La solution était de créer un groupe de travail approprié, avec le souci de ne pas limiter a priori son horizon à un type

particulier d'application des géotextiles, d'y faire participer toutes les compétences nécessaires et d'y associer toutes les parties concernées. De ces deux derniers points de vue, compétence et intérêt porté au développement, il était clair que la participation des textiliens était une condition nécessaire de l'efficacité du travail à entreprendre. C'est pour établir un point de rencontre entre les spécialistes des polymères et du textile d'une part et ceux du génie civil d'autre part qu'a alors été constitué, en 1978, le Comité français des géotextiles.

Le point de rencontre de deux professions

La raison d'être du comité est donc d'être la charnière entre deux mondes professionnels qui n'ont pas, par ailleurs, d'instance de contact et de dialogue. C'est la raison pour laquelle la constitution d'une structure nouvelle s'est avérée nécessaire.

Avant de parler de son fonctionnement et de ses activités, il est utile de faire un bref rappel sur l'industrie textile, qui est donc un des deux partenaires de cette action.

D'abord les chiffres : en France, trois cent mille personnes, deux mille cinq cents entreprises, 85 milliards de chiffre d'affaires. Il s'agit d'une industrie très importante, avec des spécialistes et des débouchés très nombreux. Il y a bien sûr l'habillement, mais celui-ci ne représente que la moitié de l'activité du textile. Une part importante de l'autre moitié correspond à des applications beaucoup plus techniques qui vont du bâtiment et de l'ameublement aux textiles pour pneumatiques en passant par les tuyaux, les courroies, les bâches, etc. ; la production pour beaucoup de ces applications passe par des exigences de performance et de qualité de production très élevées et extrêmement rigoureuses.

Dans l'industrie textile les compétences sont diverses, depuis la chimie des polymères jusqu'aux technologies de fabrication, pour ne parler que du type de produits textiles qui nous intéressent. Quand on se préoccupe des performances techniques d'un produit, on ne peut pas ignorer la matière dont il est fait et la façon dont il est fabriqué. Et la collaboration avec les ingénieurs compétents dans ces domaines est d'autant plus nécessaire que l'industrie textile est relativement peu connue dans les autres secteurs de la technique et que des problèmes nouveaux se posent, comme la durabilité à très long terme et le fluage de ces matériaux.

Organisation du comité

Le Comité français des géotextiles a donc commencé à travailler dans les années 79-80. D'après ses statuts les membres sont des personnes morales : sociétés, organismes. Un conseil est élu avec renouvellement par tiers chaque année et élection annuelle d'un bureau. Le président peut rester au maximum trois ans et, quand il change, un président d'origine génie civil doit être remplacé par un président d'origine textile et inversement. Le premier président a été M.J. LASSALLE, ancien directeur technique de Colas ; son successeur a été M.D. MARCÉ, directeur de l'Institut textile en



Les géomembranes et les géotextiles constituent, ensemble, des dispositifs minces d'étanchéité pour toutes sortes de bassins et d'ouvrages.

France ; le président actuel est en fonction depuis un an.

En 1983, à la suite du colloque organisé par le CEMA-GREF sur les étanchéités souples et d'une enquête qui avait suivi, le Comité des géotextiles s'est étendu aux géomembranes. La logique de cette association découle de plusieurs éléments : ce sont d'abord des matériaux dont les matières de base et les techniques de production ont beaucoup de points communs ; ensuite les dispositifs minces d'étanchéité comportent souvent à la fois géomembrane et géotextile (ce dernier étant soit sous la membrane pour la protéger des agressions du support et drainer, soit dessus pour la protéger, soit les deux) ; enfin, du point de vue génie civil, il s'agit toujours de techniques non rigides dont le support est un ouvrage en terre. Il y a donc, pour ces différentes raisons, beaucoup de points communs entre les problèmes techniques posés par le développement des géomembranes et par celui des géotextiles.

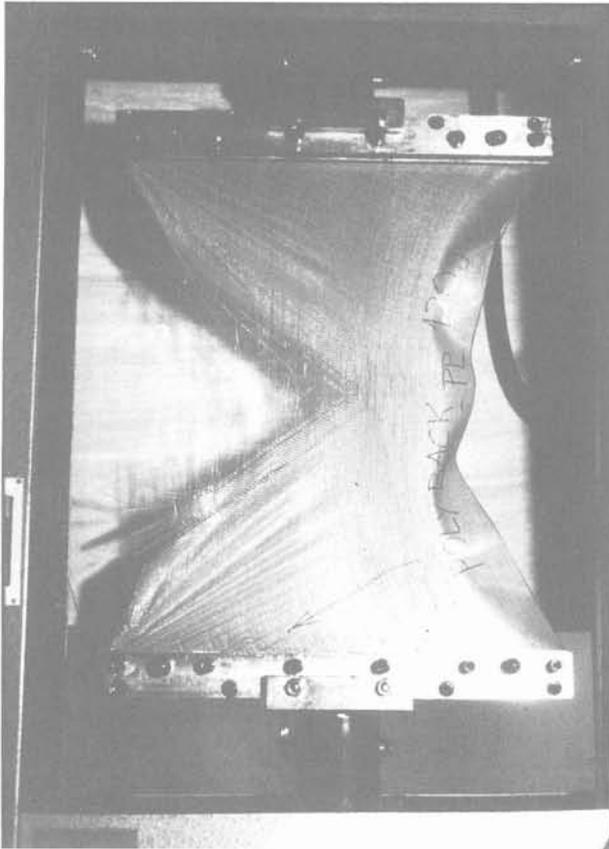
Actuellement soixante-dix-sept sociétés ou organismes sont membres du C.F.G.G. et se répartissent de la façon suivante : 40 % génie civil et 60 % géotextiles et géomembranes. Dans les 40 % du génie civil il y a des entreprises, des bureaux d'étude et des établissements représentant les grands maîtres d'ouvrages, la recherche et l'enseignement. Dans les 60 % géotextiles et géomembranes il y a des producteurs, des importateurs distributeurs et des organismes représentant la recherche et l'enseignement textile.

Le comité fonctionne avec des groupes de travail dont le résultat a été soit des normes, soit des fascicules de recommandation. Les trois domaines d'activité sont essentiellement la terminologie, les essais et les recommandations d'emploi.

Le groupe de travail sur la terminologie des géotextiles a eu pour but de rédiger des définitions de différents termes textiles de telle sorte que les ingénieurs du génie civil, qui à priori sont peu familiers avec ce vocabulaire, puissent comprendre les termes employés. C'est important pour que les définitions des produits utilisées dans les spécifications et dans les documents technico-commerciaux soient sans ambiguïté. Ce travail a conduit à une norme de vocabulaire et à une norme pour l'identification, c'est-à-dire la description normalisée d'un produit.

Des essais normalisés pour chiffrer les caractéristiques des matériaux

Pour les essais destinés à mesurer les caractéristiques des produits intéressant l'ingénieur de génie civil le travail à faire a été très important car il a fallu créer de nouvelles méthodes d'essai. En effet dans beaucoup de cas les essais de l'industrie textile étaient inadaptés, ou bien ils n'existaient pas, comme dans le cas de la mesure de la perméabilité à l'eau par exemple. Pour les géotextiles le travail accompli a conduit jusqu'à présent à huit modes opératoires pour le conditionnement des



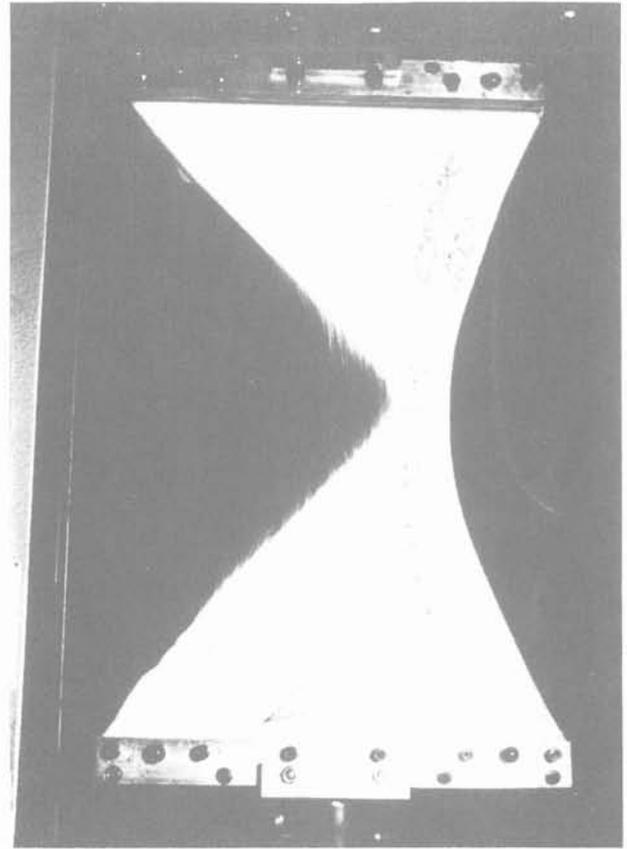
*Essai de traction normalisé
(éprouvette 500 × 100 mm).*

échantillons, l'échantillonnage, l'épaisseur, la masse surfacique, le comportement en traction, la résistance au déchirement, la permittivité hydraulique et l'ouverture de filtration.

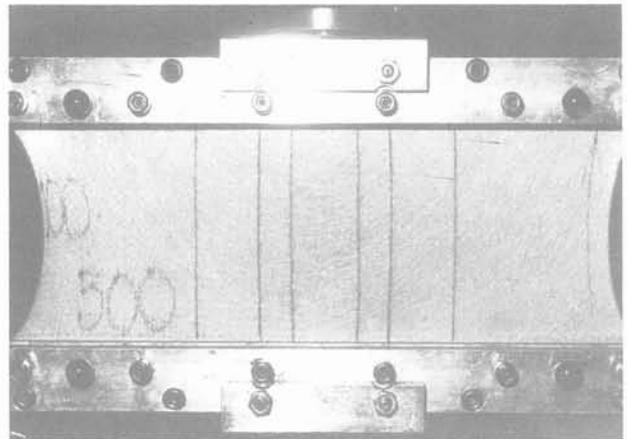
Dans un premier temps ces modes opératoires ont été préparés au sein du comité ; puis ils ont été repris au sein d'une commission de l'A.F.N.O.R. et, après mise au point, publiés en tant que normes A.F.N.O.R. en 1983.

Toujours sur les essais, le travail continue sur les géotextiles et, depuis 1983, les essais sur géomembranes ont été mis à l'étude. Le travail porte actuellement sur le comportement en traction des géomembranes, la transmissivité des géotextiles et la perméabilité des géomembranes, l'étude de la durabilité des deux familles de matériaux, la mouillabilité des géotextiles et la résistance des géotextiles et des géomembranes aux sollicitations localisées : on entend par là les problèmes de poinçonnement, de cisaillement, de coupures, etc. La terminologie des géomembranes, qui n'est pas une mince affaire est l'objet aussi d'un groupe de travail.

L'étude des techniques d'essai s'appuie sur les travaux des membres et aussi, bien sûr, sur les publications qui paraissent sur le sujet, notamment dans les congrès internationaux ; ils tiennent compte également des contacts établis grâce à la commission 47 de la R.I.L.E.M., dont le thème est précisément les géotextiles et les géomembranes.



Essai de déchirure sur tissé.



Essai de déchirure sur non tissé.

Comme toujours, le choix d'un mode opératoire consiste à trouver le meilleur compromis entre la facilité d'exécution de l'essai et la valeur de l'information qu'il apporte ; celle-ci doit, autant que possible, intéresser le maximum d'applications des matériaux et fournir des indications quantitatives utilisables dans le dimensionnement des ouvrages ; en même temps les essais doivent renseigner sur les aspects pratiques de l'emploi des produits ; c'est ainsi, par exemple, que nous avons, en France, mis au point un essai de déchirure car c'est un incident de mise en œuvre qu'il faut absolument éviter, bien que le problème de la déchirure n'apparaisse pas dans le calcul normal des ouvrages.

Normalisation internationale

Le travail réalisé au niveau national sur les essais a été le point de départ d'une action de normalisation internationale actuellement en cours au sein de l'Organisation internationale de normalisation. Une enquête auprès de tous les pays membres de l'I.S.O. par le Comité technique «Textile» de cette organisation a conduit à la création d'un sous-comité «Géotextiles» dont le secrétariat est assuré par l'A.F.N.O.R.; les sous-comités de ce type fonctionnent par procédure écrite, par groupes de travail et par réunions plénières qui ont lieu tous les dix-huit mois environ; la première a eu lieu en juin de cette année à Manchester, sous présidence française; elle a réuni pendant deux jours et demi quarante-trois délégués représentant dix-sept pays et trois organisations internationales; quatre groupes de travail ont été constitués; la prochaine réunion aura lieu à Paris en mars 1987.

Comment choisir un géotextile pour un projet : les fascicules de recommandations

L'autre volet important de l'activité du C.F.G.G. est la rédaction de fascicules de recommandations pour l'emploi des géotextiles. On a commencé par les domaines d'application les plus développés et correspondant aux principaux secteurs du marché. Les thèmes des fascicules actuellement publiés sous les suivants :

- voies de circulation provisoire à faible trafic et couches de forme,
- aires de stockage et de stationnement,
- réception, mise en œuvre et normes d'essai,
- espaces verts, aires de sport et de loisirs,
- remblais sur sol compressible.

Deux autres sont en préparation actuellement sur les ouvrages de drainage et sur les chemins de fer¹. Le fascicule sur les ouvrages de drainage comportera notamment les règles de filtre à utiliser pour les géotextiles. Le fascicule sur les chemins de fer est préparé, évidemment, en liaison étroite avec la S.N.C.F., comme les autres fascicules ont fait appel aux spécialistes et aux maîtres d'ouvrage particulièrement concernés.

Un fascicule sur les géomembranes est également en préparation. Une recommandation sur le renforcement des sols par géotextiles est l'objet de réflexions de la part d'un groupe de travail.

Les fascicules déjà sortis ont été édités à quelques milliers d'exemplaires chacun et sont vendus par le comité. Des diffusions ont été faites par les services de l'Équipement, par le Génie Rural, par les producteurs et par quelques entreprises de travaux publics auprès de leurs agences. Nous espérons trouver des moyens financiers pour faire des éditions en anglais et en espagnol afin de donner à ces documents une diffusion plus large.

1. Nota : ces fascicules sont parus en avril 1986.

Des activités variées et internationales

Pour clore brièvement le bilan de l'action du C.F.G.G. il faut mentionner la réalisation d'un audiovisuel sur les géotextiles, l'organisation de séminaires et de stages, diverses relations internationales, etc.

L'audiovisuel a une durée de 17 minutes; il illustre les applications des géotextiles et résume l'activité du comité. Il est disponible auprès du C.F.G.G. sous forme de diapositives en fondu enchaîné, en diapositives simples et en cassette vidéo. Il a été notamment présenté au cours d'une conférence I.T.B.T.P. de M. PUIG, secrétaire général du comité et de M. GIROLLET, vice-président.

Un séminaire pour les membres du comité et leurs invités, notamment étrangers afin d'établir un contact avec nos voisins, a été organisé en 1983 sur le thème du drainage. Un autre a eu lieu en décembre dernier sur le sujet du fluage.

Le comité a apporté un concours essentiel à l'enseignement donné dans les trois stages de formation continue organisés en France par l'E.N.P.C., deux sur les géotextiles et un sur les géotextiles et les géomembranes. Des stages à l'étranger ont lieu également, notamment en Espagne, au Maroc, au Mexique, en Colombie.

Sur le plan des relations internationales, la R.I.L.E.M. et l'I.S.O. ont déjà été mentionnées. Le C.F.G.G., soit en tant que tel soit par certains de ses membres, participe à d'autres groupes de travail centrés sur les géotextiles et les géomembranes, notamment dans le cadre de l'I.S.S.M.F.E., de l'A.I.P.C.R., de l'A.I.P.C.N., d'organisations textiles, etc.

Il faut enfin citer les congrès internationaux et l'Association internationale des géotextiles. Pour les géotextiles, la France avait pris l'initiative du premier congrès; elle était particulièrement bien représentée au second qui a eu lieu aux États-Unis à Las Vegas (avec traduction simultanée français-anglais) et au congrès qui a eu lieu à Vienne en avril 1986, puisque la France a été, de loin, le pays qui a eu le plus grand nombre de communications retenues.

L'Association internationale des géotextiles a été créée à Paris en novembre 83 à la suite du congrès de Las Vegas; son objet est d'établir un contact entre tous ceux qui s'intéressent à ces nouveaux matériaux et, concrètement, d'assurer la régularité de l'organisation des congrès internationaux.

L'I.G.S. (International geotextile society) a des membres individuels et des membres collectifs. L'inscription au C.F.G.G. donne droit à l'inscription d'une personne à l'I.G.S. La France est particulièrement bien placée quant au nombre des membres.

Pour les géomembranes le colloque organisé en 83 à Paris par le CEMAGREF a été le point de départ, comme on l'a dit, de l'adjonction de l'activité géomembrane au comité. En 1984 le comité était bien représenté au congrès international sur les géomembranes qui a eu lieu aux États-Unis, à Denver.



Le Texsol permet de concevoir des ouvrages en terre d'un type nouveau.

Il est enfin question que l'Association internationale des géotextiles se transforme en Association internationale des géotextiles et des géomembranes.

Un dernier point de l'activité récente du comité qui mérite d'être mentionné est la recherche d'une procédure de certification des géotextiles, pour donner à l'utilisateur une garantie de qualité sur les produits qu'il achète, dans le cadre des lois existantes et des procédures mises en place par le ministère de l'Industrie.

Enfin, il est évident que l'existence même d'une association est propice à l'établissement de contacts directs entre les membres, ce qui peut avoir de nombreux effets tout à fait positifs.

Le dernier point qui reste à traiter au sujet du comité, c'est celui de ses relations actuelles et futures avec le C.F.M.S. Il y a des relations de fait puisqu'il y a un certain nombre de personnes qui appartiennent aux deux comités. On peut aussi, bien sûr, concevoir des relations de comité à comité, sous forme par exemple d'actions communes.

3. QUELQUES ASPECTS DU DÉVELOPPEMENT ACTUEL DES GÉOTEXTILES ET DES GÉOMEMBRANES SUR LE PLAN TECHNIQUE

Un exposé général sur les géomembranes a été fait dans le cadre des conférences de l'I.T.B.T.P., en mai 84 par M. GIROLLET, vice-président du comité, et publiée dans les Annales de l'I.T.B.T.P. de mai 1985.

Dans les ouvrages où l'étanchéité est assurée par géomembrane les risques de fuite proviennent essentiellement d'une pose mal exécutée, soit que la géomembrane soit localement détériorée soit que les joints soient mal réalisés. La technique des étanchéités minces et souples, qui présente de nombreux avantages, notamment économiques, ne se développera donc vraiment que si la technique de pose est à la hauteur de la qualité de la géomembrane elle-même et de la partie géotechnique de l'ouvrage. Conscients de cette nécessité des producteurs français de géomembranes se sont associés pour créer le C.I.F.E.M., qui est le Centre

international de formation d'étanchéistes pour la pose de membranes à base de polymère.

Cet organisme propose des stages pour les étanchéités de toiture, de piscines, de tunnels, de barrages, de cuvelages et de bassins et canaux de deux niveaux, un pour les ingénieurs projeteurs ou architectes et un pour les équipes de pose elles-mêmes.

Pour les géotextiles, un point est à l'ordre du jour actuellement : le fluage. Beaucoup de géotextiles ont été utilisés et le sont encore quotidiennement dans des applications où le problème du fluage ne se pose pas. Cependant l'idée de faire du renforcement des sols avec des géotextiles commence à faire son chemin et l'on commence à voir des réalisations. La question du calcul de ces ouvrages se pose donc ; le C.F.G.G. l'étudie, et parmi les questions qui apparaissent, sur le plan théorique et pratique, est celle de savoir si l'on doit craindre des déformations différées dans le temps d'amplitude notable et même des ruptures par fluage.

La littérature technique sur le fluage à long terme des polymères sous forme textile est peu développée. Des études ont été entreprises sur le sujet, notamment à l'université de Strathclyde à Glasgow et en France ; des producteurs en ont fait également. Les études britanniques ont porté sur des nappes textiles et les françaises sur le fluage comparé de fils de polyester et de polypropylène. La synthèse des résultats expérimentaux et des connaissances fondamentales sur les polymères a permis d'obtenir des données précises sur le fluage des géotextiles, extrapolables sur des durées de plusieurs dizaines d'années. On peut donc prévoir de façon fiable la déformation différée d'un élément textile soumis à un effort de traction donné et prévoir la rupture le cas échéant. A cet égard il existe des différences essentielles

entre les différents polymères, liées à leur nature même et à leurs propriétés physiques fondamentales.

C'est ainsi qu'à la température ordinaire, des polymères comme le polypropylène et le polyéthylène sont des matériaux visco-élastiques qui fluent — plus ou moins — dès que le niveau de contrainte dépasse un seuil situé très bas, alors que d'autres polymères comme le polyester ou le polyamide peuvent être soumis à un taux de travail assez important sans qu'il y ait de possibilité de fluage mesurable à long terme. On a donc là une différence de comportement très nette et scientifiquement incontestable.

Ce qui, aujourd'hui, n'est pas encore bien tiré au clair, c'est le comportement dans le temps d'une structure sol-textile dans le cas où le textile manifeste du fluage. Les redistributions de contrainte qui en résultent ne sont certainement pas simples ; elles jouent d'ailleurs vraisemblablement dans le sens de la sécurité. Par ailleurs, comme les géotextiles sont des éléments de renforcement à rigidité relativement faible, un calcul en déformation est généralement nécessaire et peut conduire à des taux de travail de l'armature qui minimisent le rôle possible du fluage, même dans le cas des polymères qui y sont le plus sujet.

Quoi qu'il en soit, la sagesse exige aujourd'hui de continuer, comme on l'a fait jusqu'à présent, à prendre des coefficients de sécurité assez forts sur les contraintes admissibles dans les armatures, et de tenir compte de la nature du polymère dans le choix de ce coefficient de sécurité. Cela n'empêche pas les renforcements par géotextile d'être compétitifs dès maintenant, et ils le seront par conséquent encore davantage lorsque le progrès des connaissances sur le fonctionnement de ces structures ou de ces matériaux composites nous permettra d'affiner encore davantage les calculs.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
DFCAI - Département Génie Civil et Transports

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, OCTOBRE ET NOVEMBRE 1986
GEOTECHNIQUE, MATERIAUX, STRUCTURES

Le traitement des sols aux liants hydrauliques
Rouen - mardi 7 au vendredi 10 octobre 1986

mardi 7 octobre

- 9 h 00 Accueil des participants
9 h 30 Présentation de la session
MM. PUIATTI et SCHAEFFNER
10 h 00 Identification des sols
Aspects techniques vis-à-vis du traitement
M. SCHAEFFNER
11 h 00 Rappels sur les principaux liants hydrauliques
M. PUIATTI
14 h 00 Action des différents liants hydrauliques sur les sols
M. PUIATTI
15 h 00 Méthodologie des études de traitement en vue de l'exécution de remblais et de couches de forme
M. SCHAEFFNER

mercredi 8 octobre

- 9 h 00 Les essais spécifiques aux sols traités en vue de l'exécution d'assises de chaussées
Caractéristiques mécaniques des sols fins traités ; comportement à la fatigue
M. DAC-CHI, LCPC
10 h 30 Méthodologie des études de formulation des sols fins traités pour l'emploi en couches de chaussées
Paramètres influençant les caractéristiques mécaniques
M. MOREL, CER de Rouen
11 h 30 Synthèse de l'expérience française d'utilisation de sols fins traités en assises de chaussées
Chantiers expérimentaux
M. MOREL
14 h 00 Comportement et dimensionnement des structures de chaussées comprenant des couches en sols fins traités aux liants hydrauliques
Exposés de cas concrets
Tendances et perspectives en France et dans les pays en développement
M. MARCHAND, LCPC
16 h 00 Les techniques de protection superficielle des couches de sols traités
M. PUIATTI

jeudi 9 octobre

- 8 h 30 Les matériels d'exécution : panorama général
M. PUIATTI
9 h 00 Aspects particuliers des matériels :
— préparation des sols
— malaxage
— épandage
— compactage
M. MOREL, M. SCHAEFFNER
M. VALEUX, CER de Rouen
11 h 00 Le point de vue du maître d'œuvre sur la technique du traitement des sols
Etudes des projets et rédaction des marchés
M. DEMEYERE, DDE de Seine-Maritime
12 h 00 Présentation du chantier visité
M. DEMEYERE
14 h 00 Visite d'un chantier de traitement
M. DEMEYERE

vendredi 10 octobre

- 8 h 30 Le contrôle des travaux de traitement des sols
M. FEVRE, LRPC de Rouen
9 h 30 Organisation des chantiers et éléments économiques
Etudes de cas
M. MEDINGER, Entreprise Médinger,
M. PUIATTI
11 h 00 Synthèse et bilan de la session

Responsables

M. Daniel PUIATTI
Entreprise Razel Frères
M. Marc SCHAEFFNER
LCPC

Frais pédagogiques : 5 300 F + TVA 18, 6 %

Repas de midi : 380 F ou hébergement complet : 1 505 F

INFORMATIONS : ENPC/DFCAI - C. ROSE.
28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS. Tél. (1) 42.60.34.13. Téléc : 216 278 E

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, OCTOBRE ET NOVEMBRE 1986
GEOTECHNIQUE, MATERIAUX, STRUCTURES

Les voies nouvelles du matériau béton
Béton de hautes performances, béton de fibres
Paris - mercredi 8 et jeudi 9 octobre 1986

mercredi 8 octobre

- 8 h 30 Accueil des participants
9 h 00 Présentation de la session
M. LACROIX

Les bétons de hautes performances

- 9 h 15 Pourquoi des bétons de hautes performances ?
pour résoudre quels problèmes ?
dans quels ouvrages ?
M. LACROIX
- 11 h 00 Approches théoriques :
— les possibilités et les limites de la matière
— la micro-structure des bétons de hautes performances
— propriété mécanique
— durabilité
Mme REGOURD, CERILH
- 14 h 00 Le choix des constituants : adjuvants, ajouts,
granulats, ciments
M. JAUGEY, SGE
- 15 h 30 La mise en œuvre des bétons de hautes performances
Les réalisations pratiques
M. CADORET, Bouygues
- 17 h 15 Bilan économique de l'emploi du béton de hautes performances
M. PARISOT, Spie-Batignolles

jeudi 9 octobre

Les bétons de fibres

- 9 h 00 Histoire des matériaux armés de fibres :
tissus animaux et végétaux, pisé, papier, staff,
amiante ciment
M. VENUAT, CERILH
- 10 h 45 Voies nouvelles ouvertes par les bétons de fibres :
optimisation, recherche
M. HAMELIN, INSA de Lyon
- 14 h 00 Approche théorique des bétons de fibres :
le complexe pâte de ciment-fibres
Le calcul des bétons de fibres
Mme REGOURD
- 15 h 45 Le différentes fibres et leurs applications
M. MALIER, LCPC
- 17 h 00 Perspectives sur les voies nouvelles du béton
M. LACROIX

Responsable

M. Roger LACROIX
Ingénieur Conseil
Animateur du Groupe « Les voies nouvelles du matériau béton »
Frais pédagogiques : 3 100 F HT + TVA 18,6 %
Repas de midi : 190 F
Une réduction de 10 % sur les frais pédagogiques HT sera accordée
aux membres de l'AFPC

L'amélioration en place des sols et des roches
par renforcement

Paris - mardi 18 au jeudi 20 novembre 1986

mardi 18 novembre

- 8 h 30 Accueil des participants
9 h 00 Présentation des techniques de renforcement
M. SCHLOSSER

Les colonnes de sol compacté ou stabilisé

- 9 h 30 Leur comportement et leur méthode
de dimensionnement
M. SCHLOSSER
- 10 h 45 Technologie et exécution des colonnes ballastées
M. LIAUSU, Intrafor-Cofor
- 11 h 45 Les cas d'application du « Jet Grouting »
- 14 h 00 Le renforcement des roches
M. PANET, Simecsol
- 15 h 00 Le Texsol : comportement, dimensionnement
et cas d'application
MM. LIAUSI et PANET

mercredi 19 novembre

La stabilité des pentes par clouage

- 9 h 00 Leur comportement et leur dimensionnement
M. CARTIER, LCPC,
M. GUILLOUX, Terrasol
- 10 h 00 Leur réalisation et les observations
MM. CARTIER et GUILLOUX

Le soutènement par clouage

- 11 h 00 La technologie du soutènement par clouage
et son exécution
M. GOUVENOT, Solétanche
- 14 h 00 Comportement et dimensionnement
M. SCHLOSSER
- 15 h 00 Les expérimentations et les observations
M. GIGAN, LRPC de l'Est Parisien,
M. PLUMELLE, CEBTP

INFORMATIONS : ENPC/DFCAI - C. ROSE
28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS. Tél. : (1) 42.60.34.13. Télex : 216 278 E