REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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



1°' TRIMESTRE 1986

Dresses de l'école nationale des onts 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'Hériteau – J. Salençon – F. Schlosser Secrétaire : Mandagaran

Commission paritaire nº 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.

resses de l'école nationale des onts et chaussées

© 1986

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 34 1er TRIMESTRE 1986

sommaire

conditions de formation des surfaces de glissement P. Habib	5
dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires E. Frossard	17
densification des sols par explosif E. Dembicki - N. Kisielowa	31
avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression J.L. Colliat - J. Desrues - E. Flavigny	41
utilisation d'un clinomètre à très haute résolution pour l'étude du comportement des ouvrages de génie civil J.P. Aste - P.A. Blum - J.L. Bordes - B. Mémier - B. Saleh	57
un nouvel essai pour la mesure de la résistance à la traction M.P. Luong	69

informations

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Participez à la diffusion des études et travaux de la géotechnique contemporaine publiés dans notre revue en présentant vos activités et vos produits.

Première revue éditée en langue française distribuée dans plus de 50 pays

ORDRE D'INSERTION

Établissement			
Adresse			
représenté par M			
agissant en qualité de			
donne son accord pour paraître	dans la Revue Française	e de Géotechnique du trimestre 19	8
sur une surface de			
Α,	le	au prix H.T. de	
		+ T.V.A. (18, 60 %)	

Signature et cachet :

TARIF DE PUBLICITÉ

(valable jusqu'au 31 décembre 1986)

OIR ET BLANC	FORMAT	1 INSERTION	4 INSERTIONS	
La page	175 L × 260 H	5220 F	18800 F	
La 1/2 page (hauteur)	87,5 L × 260 H	3110 F	11200 F	
La 1/2 page (largeur)	175 L × 130 H	3110 F	11200 F	
Le 1/4 de page	87,5 L × 65 H	2180 F	7840 F	
3ª de couverture	210 L × 295 H	7500 F	27 000 F	
4ª de couverture	210 L × 295 H	10750 F	38600 F	

Frais technique et T.V.A. (18,60 %) en sus.

Les annonceurs devront faire parvenir un typon au format choisi au secrétariat de la Revue.

Règlement à adresser à : Revue Française de Géotechnique, établi à l'ordre de : Anciens ENPC, Formation permanente. 28. rue des Saints-Pères. 75007 PARIS.

conditions de formation des surfaces de glissement conditions of slip surfaces formation

P. HABIB

Laboratoire de Mécanique des Solides* (E.P., E.N.S.M. Paris, E.N.P.C., Associé au C.N.R.S.)

Résumé

La formation des surfaces de glissement est étudiée pour des matériaux radoucissants comme les sables denses dilatants, les matériaux thermosensibles ou les argiles raides dans le schéma expérimental de la déformation plane de cisaillement. Le radoucissement est une instabilité plastique. Le mécanisme de déformation qui minimise la puissance dissipée correspond à la localisation de la déformation lorsque la résistance au cisaillement est une fonction décroissante du glissement.

Abstract

Slip surfaces formation is studied for work-softening materials as dense sands with dilatancy, thermosensitive medias or hard clays with the experimental set-up of plane shear strain. Softening is a plastic instability. The strain mechanism which give the smallest dissipated power correspond to the strain localisation when the shear stress is a decreasing fonction of the shear strain.

* École polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

1. INTRODUCTION

La formation des surfaces de glissement dans les sables denses, les matériaux thermosensibles et les argiles raides est étudiée ici par la recherche de mécanisme de déformation plastique qui dissipe la plus petite énergie, c'est-à-dire du mécanisme le plus défavorable.

Lorsqu'un sable dense est déformé d'une façon homogène, il est bien connu que son volume augmente dans des proportions non négligeables, qui peuvent atteindre et dépasser 15 %. D'autre part, plus la densité d'un sable est faible, moins sa résistance au cisaillement est grande. Enfin, comme la dilatation qui accompagne la déformation ne peut se poursuivre indéfiniment, il est assez intuitif que cette situation risque de devenir instable, c'est-à-dire que la déformation peut devenir hétérogène avec formation de surfaces de glissement.

Pour les matériaux thermosensibles l'évolution du phénomène est curieusement assez comparable à celle des sables denses. Les matériaux thermosensibles dont il est fait mention ici sont ceux dont la résistance diminue avec la température. C'est généralement le cas de la plupart des corps et plus particulièrement au voisinage du point de fusion. Au cours de la déformation plastique l'énergie dissipée se transforme en chaleur, la température augmente d'une façon aussi homogène que la déformation et, par conséquent, la résistance diminue dans tout le corps. Mais il suffit d'une hétérogénéité de la matière pour que la situation devienne instable : une faiblesse locale entraîne une plus grande déformation locale, d'où une plus grande élévation locale de température accompagnée d'une diminution de la résistance. Il semble que ce soit J. POMEY (1964) qui ait le premier décelé dans cette situation un risque d'instabilité et de localisation de la déformation sur une surface de glissement. Cet effet est particulièrement net pour les métaux à haute température : il faut, d'une part, de fortes contraintes pour que l'énergie dissipée soit suffisamment importante pour provoquer un échauffement notable (ce qui ne se produirait pas avec des matériaux peu résistants) et, d'autre part, que l'élévation de température correspondante diminue sensiblement la résistance, ce qui se produit plus facilement lorsqu'on est près du point de fusion. Cette instabilité peut engendrer des surfaces de glissement, par exemple lors du forgeage à chaud, et ces surfaces deviennent ultérieurement des zones de faiblesse, ou des amorces de rupture des pièces métalliques refroidies.

Le cas des argiles enfin paraît plus complexe car aucune modification de volume ou de température ne vient faire varier la résistance. Ici, le radoucissement, c'est-à-dire la diminution de résistance en fonction de la déformation après qu'un maximum ait été dépassé, correspond à la désorganisation d'une certaine texture de la matière, même si nous ne savons pas exactement quelles sont les liaisons qui ont faibli.

L'analogie de ces trois comportements est cependant très grande ; le but de cette étude est de la mettre en évidence.

2. RADOUCISSEMENT DES SABLES DENSES

La figure 1 représente une courbe classique contraintedéplacement avec radoucissement pour un milieu pulvérulent compact au cours d'un essai triaxial et les variations de volume correspondantes.



Fig. 1. — Comportement et variation de volume d'un sable dense dans un essai triaxial.

En champ uniforme, pour un sable très compact, il est généralement admis qu'une surface de glissement unique apparaît après le maximum et qu'il existe une liaison claire entre la dilatance et l'apparition des surfaces de glissement (BEEN et JEFFERIES, 1985). Cela ne veut pas dire qu'il ne se produit rien avant le maximum : la plupart des modèles théoriques indiquent que la localisation peut s'initialiser pendant l'écrouis-sage (MOLENKAMP, 1985). DUTHILLEUL (1983) a observé, sur des matériaux bidimensionnels, que la dilatance, d'abord très générale, se condense progressivement sous la forme d'une bande de cisaillement dont l'épaisseur diminue progressivement et qui finit par se matérialiser comme un plan de glissement au moment du passage du maximum. De toutes façons, les résultats expérimentaux ne permettent pas, pour l'instant, de choisir le bon modèle de comportement mais les expérimentateurs voient le plan de glissement apparaître immédiatement après le maximum de résistance.

Si l'on empêche la localisation de se développer, par exemple avec des échantillons courts et avec un « antifrettage» des appuis, d'autres lignes de glissement apparaissent formant un double réseau et du même coup la dilatance continue de se produire, il n'y a plus de maximum de résistance jusqu'à des déformations de 40 % ; après, on ne sait plus très bien ce qui se passe. On peut donc imaginer deux mécanismes de variation de volume. Le premier est une variation homogène dans l'éprouvette qui est d'abord une contraction, peut-être ensuite une dilatation. Le deuxième mécanisme est une dilatance localisée qui correspond à l'augmentation de volume de la bande de cisaillement, augmentation ΔV qui devient de plus en plus grande et tend vers une limite lorsque l'épaisseur de la bande de cisaillement diminue et se transforme en surface de glissement.

Il est facile d'exprimer le travail de déformation associé au premier mécanisme dans l'essai triaxial. Il suffit d'intégrer dans les limites convenables :

$$dW = \sigma_1 d \varepsilon_1 + 2 \sigma_3 d \varepsilon_3 = (\sigma_1 - \sigma_3) d \varepsilon_1 + \sigma_3 dV$$

à partir des données expérimentales de la figure 1. Au début du chargement axial le travail croît linéairement avec la déformation qui est associée à une diminution du volume.

Le travail correspondant au deuxième mécanisme est plus difficile à évaluer car lorsqu'on approche de la rupture et qu'un plan de glissement se forme dans une direction β la conduite de l'essai triaxial classique est telle que les composantes normale et tangentielle n et t de la contrainte sur la surface de glissement β croissent simultanément (fig. 2).



Fig. 2. - Trajet de chargement dans un essai triaxial.

De sorte que la tendance au désenchevêtrement des grains dans le plan de glissement est gênée par l'augmentation de la contrainte normale n : on a peu de renseignements expérimentaux relatifs à ce mode de chargement. Il est donc beaucoup plus simple de se placer dans une situation de cisaillement analogue à celle de l'essai à la boîte de Casagrande (c'est-à-dire le trajet $\sigma_3 \tau$ de la figure 2), avec une contrainte normale n constante sur la facette de glissement. C'est d'ailleurs cette situation qui a été examinée par les auteurs qui ont étudié l'instabilité thermique des métaux (POMEY, 1964 - BAQUÉ et FELDER, 1974). On peut envisager pour cela un essai de torsion sur tube dans des conditions de contraintes telles que la surface de glissement se produise dans un plan perpendiculaire à l'axe du tube : pour un métal répondant au critère de Tresca, ce serait une torsion simple; pour un sable avec un critère de Coulomb la contrainte axiale, normale à la section droite, serait légèrement plus faible que la contrainte intermédiaire σ_2 . Enfin, la contrainte σ_2 sera choisie de façon que la déformation radiale ε_2 reste nulle pendant l'essai (déformation plane) : c'est cette

configuration qui sera seule examinée dans la suite de cette étude. On peut donc représenter la distorsion par le schéma de la figure 3 avec $\gamma = \frac{x}{H}$ où x est le déplacement tangentiel dû à la rotation de la tête de l'éprouvette de hauteur H; z est le gonflement associé à la dilatance et il est supposé petit devant H.



Fig. 3. – Essais de distorsion : notations.

On peut maintenant imaginer que le travail de déformation est composé de deux parties :

 l'une correspond à l'écoulement plastique associé à la résistance au frottement résiduel;

— l'autre correspond à la variation de volume et son expression est particulièrement simple ici puisque c'est à tout instant $\int_0^x n \cdot dz$ avec n constant, ce qui n'est pas le cas dans l'essai triaxial classique.

a. Supposons d'abord que le cisaillement se produise sans variation de volume (z = 0). Pour un sable au voisinage de la densité critique, on peut exprimer la relation entre t et γ de la figure 4 par une équation de la forme :

$$t = t_0 \left(1 - e^{-\lambda \gamma} \right)$$

avec par exemple $\lambda = 20$, de façon que t soit de l'ordre de 90 % de t₀ pour un glissement $\gamma = 10$ % (fig. 4).



Fig. 4. – Cisaillement d'un sable à la densité critique.

$$W_{1} = \int_{0}^{x} t_{0} \left(1 - e^{-\lambda \frac{x}{H}}\right) dx$$
$$= t_{0} \left[x + \frac{H}{\lambda} e^{-\lambda \frac{x}{H}}\right]_{0}^{x}$$
$$= t_{0} \left[x + \frac{H}{\lambda} e^{-\lambda \frac{x}{H}} - \frac{H}{\lambda}\right]_{0}^{x}$$

C'est une fonction de H dont la dérivée par rapport à H est :

$$\frac{\mathrm{dW}_{1}}{\mathrm{dH}} = t_{0} \left(\frac{\mathrm{x}}{\mathrm{H}} e^{-\lambda \frac{\mathrm{x}}{\mathrm{H}}} + \frac{1}{\lambda} e^{-\lambda \frac{\mathrm{x}}{\mathrm{H}}} - \frac{1}{\lambda} \right)$$
$$= t_{0} \left[e^{-\lambda \frac{\mathrm{x}}{\mathrm{H}}} \left(\frac{\mathrm{x}}{\mathrm{H}} + \frac{1}{\lambda} \right) - \frac{1}{\lambda} \right]$$
$$= t_{0} \left[e^{-\lambda \gamma} \left(\gamma + \frac{1}{\lambda} \right) - \frac{1}{\lambda} \right]$$

dont la dérivée par rapport à γ :

$$\left(\frac{dW_1}{dH}\right)'_{\gamma} = -\lambda e^{-\lambda\gamma} \left(\gamma + \frac{1}{\lambda}\right) + e^{-\lambda\gamma}$$
$$= -\lambda \gamma e^{-\lambda\gamma}$$

est toujours négative dans $\gamma(0,\infty)$. La fonction dW_1/dH est donc décroissante dans cet intervalle. Or dW_1/dH ($\gamma=0)=0$ donc $dW_1/dH<0$ dans $\gamma(0,\infty)$. W_1 est donc une fonction décroissante de H : l'énergie de déformation W_1 est d'autant plus petite que H est grand : cela signifie que le mode de défor-

mation le plus facile est celui de la déformation homogène.

Un tel résultat est tout à fait évident dans le cas de l'élasticité linéaire (t = a γ); le mécanisme de déformation (a) de la figure 5 qui comporte une amorce de localisation peut être engendré par un cisaillement complémentaire Δt , mais on revient au mécanisme de la déformation homogène (b) dès qu'on relâche Δt . Si la relation entre t et γ était linéaire mais non réversible, la déformation subsisterait après la suppression de Δt , mais elle serait effacée lorsque t augmentant dépasserait t + Δt : c'est le schéma (c) de la figure 5.

On obtient donc une situation analogue lorsque t est simplement une fonction croissante de γ .

b. Supposons maintenant que le matériau ne présente que de la dilatance. Le travail de déformation est $W_2 = \int_0^x n \, dz$ et avec n =Cte il vient $W_2 = n \, z$ $= n \, H \, \frac{z}{H} = n \, H \, \varepsilon_z(\gamma)$. La fonction $\varepsilon_z(\gamma)$ est donnée approximativement par la figure 6.







Nº 34

Fig. 5. – Localisation forcée.

La dérivée :

$$\frac{\mathrm{dW}_{2}}{\mathrm{dH}} = n \left[-\frac{\mathbf{x}}{\mathrm{H}} \varepsilon'_{(\gamma)} + \varepsilon_{(\gamma)} \right]$$

s'annule pour : $\varepsilon_{(\gamma)} = \gamma \varepsilon'_{(\gamma)}$ équation différentielle à variables séparées :

$$\frac{\mathrm{d}\varepsilon}{\varepsilon} = \frac{\mathrm{d}\gamma}{\gamma}$$

dont la solution est $\varepsilon = C \gamma$, c'est-à-dire le réseau de droites issues de l'origine de la figure 6; lorsqu'en un point de la courbe $\varepsilon_{(\gamma)}$ on a $\varepsilon'_{(\gamma)} > C$, on voit immédiatement que dW₂/dH < 0, c'est-à-dire, comme nous l'avons vu plus haut, que le mécanisme de déformation le plus facile correspond à la déformation homogène (cas 1 de la figure 6). Par contre, si en un point de la courbe $\varepsilon_{(\gamma)}$ on a $\varepsilon'_{(\gamma)} < C$, on voit que dW₂/dH > 0 (cas 2 de la figure 6). Le travail de déformation est d'autant plus faible que H est petit : la hauteur de la zone qui supporte le glissement γ tend à diminuer et il y a localisation de la déformation sur une surface de glissement. Pour une courbe dont la forme est celle de la figure 6, c'est à partir du point A qu'apparaît la localisation.

c. Le cas général est maintenant facile à traiter. L'énergie de déformation est $W = W_1 + W_2$. Il faut que :

$$\begin{split} \frac{\mathrm{dW}}{\mathrm{dH}} &= \frac{\mathrm{dW}_{1}}{\mathrm{dH}} + \frac{\mathrm{dW}_{2}}{\mathrm{dH}} = t_{0} \left[e^{-\lambda \gamma} \left(\gamma + \frac{1}{\lambda} \right) - \frac{1}{\lambda} \right] \\ &+ n \left(\varepsilon_{(\gamma)} - \gamma \varepsilon'_{(\gamma)} \right) > 0 \end{split}$$

pour avoir une condition de localisation, ou encore :

(1)
$$\varepsilon_{(\gamma)} - \gamma \varepsilon'_{(\gamma)} > \frac{t_0}{n} \left[\frac{1}{\lambda} - e^{-\lambda \gamma} \left(\frac{1}{\lambda} + \gamma \right) \right]$$

 $\begin{array}{l} \text{Or } U_{(\gamma)} = \frac{t_0}{n} \left[\frac{1}{\lambda} - e^{-\lambda \gamma} \left(\frac{1}{\lambda} + \gamma \right) \right] \text{est toujours} \\ \text{croissant puisque sa dérivée } \lambda e^{-\lambda \gamma} \left(\frac{1}{\lambda} + \gamma \right) - e^{-\lambda \gamma} \end{array}$



Fig. 7. – Fonction $U(\gamma)$.

= $\lambda \gamma e^{-\lambda \gamma}$ est toujours positive dans $\gamma(0, \infty)$. Comme $U_{(\gamma = 0)} = 0, U_{(\gamma)}$ est toujours positif dans $\gamma(0, \infty)$ et sa plus grande valeur t_0/λ n est obtenue pour $\gamma \rightarrow \infty$ (figure 7).

Par conséquent, si :

$$\varepsilon_{(\gamma)} - \gamma \varepsilon'_{(\gamma)} > \frac{t_0}{\lambda n}$$

la condition (1) est vérifiée. On peut écrire cette dernière relation :

$$\frac{\frac{\varepsilon_{(\gamma)} - \frac{\tau_0}{\lambda n}}{\gamma} > \varepsilon'_{(\gamma)}}{\gamma}$$

ou encore

011

$$\frac{\mathrm{d}\,\gamma}{\gamma} > \frac{\mathrm{d}\,\varepsilon}{\varepsilon_{(\gamma)} - \frac{\mathrm{t}_0}{\lambda\,\mathrm{n}}}$$

L'équation différentielle correspondante s'intègre en :

$$ln\left(\varepsilon - \frac{t_0}{\lambda n}\right) = ln(\gamma) + ln(C) = ln(C \gamma)$$

:
$$\varepsilon = C \gamma + \frac{t_0}{\lambda n}$$

dont la représentation est le faisceau de droite issu du

point $\left(0, \frac{t_0}{\lambda n}\right)$ de la figure 8. Ce point est d'autant plus proche de l'origine 0 que n est grand.

Un raisonnement analogue à celui du paragraphe précédent montre que c'est à partir du point (A') de la courbe $\varepsilon_{(\gamma)}$ que le localisation de la déformation se produit.



Fig. 8. — Comportement d'un sable dilatant au cours du cisaillement.

3. RADOUCISSEMENT DES MATÉRIAUX THERMOSENSIBLES

Les matériaux thermosensibles qui sont envisagés ici sont ceux dont la résistance au cisaillement t est une fonction de la température T. En général, lorsqu'il n'y a pas de changement de phase, la résistance diminue avec la température et ce phénomène est d'autant plus marqué qu'on est près de la température de fusion (figure 9).

Dans le cas de la déformation plastique des métaux à haute température, l'observation a montré que ce phénomène est susceptible de provoquer l'apparition d'une ou de plusieurs bandes de glissement plus chaudes que le milieu environnant, ou même, de faire apparaître des surfaces de glissement à partir du mécanisme catastrophique suivant : la déformation plastique augmente localement la température, ce qui diminue localement la résistance. Dans un champ de contrainte hétérogène une surface de glissement peut donc se développer et progresser de la même manière que pour les sables denses (P. HABIB, 1984). Dans un champ de contrainte homogène, on a une situation d'instabilité. Cet effet est pratiquement insensible pour les matériaux peu résistants comme l'argile, la pâte à modeler ou les matières plastiques, car le travail dissipé plastiquement y est insuffisant pour élever notablement la température, sauf dans le cas des chargements cycliques (M.P. LUONG, 1982) où l'on peut avoir un effet cumulatif. Dans les roches profondes au cours d'un séisme, c'est-à-dire lors de la localisation du glissement sur une faille, il se produit probablement un radoucissement d'origine thermique, dans certains cas jusqu'à la fusion de la roche puisqu'on a retrouvé des produits de vitrification.

L'interprétation du phénomène de radoucissement thermique est simple. Le travail dW engendré par la déformation plastique de cisaillement se transforme en la quantité de chaleur $\frac{dW}{J}$ qui engendre une augmentation de température dT :

$$dW = t_{(T)} dx$$

= $J dT . H . l . e . \rho . c$, où l et e sont la largeur et l'épaisseur de zone cisaillée : on peut leur donner, par exemple, des valeurs unitaires ; ρ est la masse volumique et c la chaleur spécifique. Posons $\mu = J \ell e \rho c$ pour simplifier l'écriture.

Si $t = t_0 - m$ T est considéré comme une bonne approximation du radoucissement thermique entre A et B, sur la figure 9 on a :

$$(t_{0} - m T) dx = \mu H dT$$

$$\frac{dx}{\mu H} = -\frac{1}{m} \frac{d (t_{0} - m T)}{t_{0} - m t}$$

$$x = -\frac{\mu H}{m} \ln \left(\frac{1}{C} (t_{0} - m T)\right)$$

$$t_{0} - m T = C e^{-\frac{mx}{\mu H}} et C = t_{0}$$

$$car T_{(x)} = 0 \text{ pour } x = 0$$

$$T(x) = \frac{t_{0}}{m} \left(1 - e^{-\frac{mx}{\mu H}}\right).$$

Le travail de déformation étant W = μ H T, on a :

$$W = \frac{\mu H t_0}{m} \left(1 - e^{-\frac{m x}{\mu H}} \right).$$

C'est à nouveau une fonction de H dont la dérivée est :

$$\frac{m}{\mu t_0} \frac{dW}{dH} = 1 - e^{-\frac{m x}{\mu H}} \left(1 + \frac{m x}{\mu} \frac{1}{H}\right).$$

Sa représentation est indiquée sur la figure 10.



Fig. 9. – Variation de la résistance au cisaillement t en fonction de la température T.



Fig. 10. $-\frac{dW}{dH}$ en fonction de H.



Fig. 11. - W en fonction de H.

Elle est toujours positive dans $H(0, \infty)$: W est donc une fonction croissante de H et le mécanisme de déformation le plus facile correspond à une localisation de la déformation. Sur la figure 11, le fait que la courbe W (H) passe par l'origine correspond à ce qu'on a négligé la diffusion thermique ce qui permet d'accepter une bande de cisaillement d'épaisseur nulle et n'a évidemment aucune signification physique.

On remarquera que t décroissant avec T entraı̂ne t décroissant avec γ .

4. COMMENTAIRE

Nous venons de rencontrer plusieurs cas où la décroissance de la résistance au cisaillement en fonction du glissement γ entraîne la croissance du travail de déformation W avec l'épaisseur H de la zone cisaillée. Dans ces exemples, il en résultait que le mécanisme de déformation le plus aisé correspondait à une épaisseur décroissante, à la limite à une surface de glissement où la distorsion est infiniment grande. Arrêtons-nous un instant sur la signification physique de ce phénomène.

Lorsqu'il se produit, il y a passage progressif et successif d'un mécanisme à un autre, sans discontinuité, comme il s'en produit lorsqu'on passe du régime d'écoulement hydraulique laminaire à l'écoulement turbulent et réciproquement : ici il n'y a pas d'équilibre métastable. En particulier il n'y a pas de retour



en arrière comme en élasticité, comme cela est illustré sur la figure 5 où l'on passait d'une configuration à une autre en fonction des forces appliquées. Ceci pourrait peut-être se produire si l'on avait une courbe t γ radoucissante réversible. On pourrait alors prévoir le retour vers la position déformée du corps présentant l'énergie potentielle la plus faible. Mais, est-ce vraiment possible?

Essayons donc de construire un modèle.

Pour obtenir un comportement radoucissant, il suffit de faire appel aux grandes déformations des structures. On peut citer, par exemple, le dispositif composé de deux bielles élastiques avec trois articulations, dont deux fixes, ou la coque appelée « rondelle Belleville ». La figure 12 indique la courbe effort-déplacement de telles structures, comme on peut l'obtenir au cours d'un essai à déplacement contrôlé. Lorsque le déplacement x est égal à l'épaisseur initiale d, la structure est aplatie et la force est nulle; après un déplacement de 2d, la force devenue négative est à nouveau nulle, l'énergie restituée est égale, au frottement près, à l'énergie emmagasinée et le système est revenu à l'état initial (à une rotation de π près).

La première partie de la courbe de comportement est donc élastique réversible non linéaire radoucissante et a priori rien n'empêche de construire un dispositif avec une butée pour empêcher le phénomène de cloquage.

Voyons maintenant ce qui se passe si l'on superpose deux structures de ce type (figure 13.a). La partie croissante de la courbe effort-déplacement se déduit de la précédente par une affinité dans la direction de l'axe des déplacements. Le déplacement est doublé jusqu'au maximum mais comme les deux structures ne sont pas strictement identiques, la plus faible s'effondre la première pendant que l'autre se redresse. Si la



Fig. 13. – Comportement d'un empilement.

courbe de la figure 12 est symétrique, l'énergie emmagasinée par la structure qui s'aplatit est strictement égale à celle qui est restituée par la structure qui se détend et *la force disparaît sans aucun déplacement*. L'ensemble du système est revenu sous charge nulle et si l'on augmente à nouveau le déplacement, on reproduit le début de la courbe de la figure 12.

Si l'on superpose n structures du même type, on obtiendra un ressort à très faible complaisance, le premier effondrement d'une des n structures se traduit par une diminution de $1/n^{ième}$ de F, etc. (figure 13.b), puis se termine par la courbe de la figure 13.a pour les deux dernières structures : ces comportements sont certes intéressants, mais ne sont nullement radoucissants.

Supposons maintenant qu'il existe un matériau dont le comportement f (σ , ε) soit élastique non linéaire radoucissant, c'est-à-dire réversible, il suffit de découper, par la pensée, une éprouvette en n morceaux en série pour retrouver un empilement de structures analogue au précédent et reproduire le phénomène de la figure 13, dans la mesure où la matière n'est jamais parfaitement homogène (ou les morceaux jamais tout à fait égaux). On démontre ainsi que le comportement radoucissant réversible n'existe pas, non pas pour des raisons thermodynamiques mais pour des raisons de stabilité.

Terminons ce commentaire par une dernière remarque relative au comportement des corps réels où la déformation interne correspond aux grands déplacements d'une structure (débobinage des macromolécules d'un élastomère, flambage des cloisons d'un matériau spongieux, cloquage d'un empilage de rondelles, etc.). Dans la réalité, le phénomène élémentaire se termine par un blocage (ou par l'inversion des formes dans le cas des rondelles de Belleville) et le matériau se raidit progressivement. On aboutit alors aux courbes sigmoïdes bien connues pour le bois en compression, le caoutchouc en traction, etc., avec une asymptote verticale pour la force, où se situe la rupture par destruction (figure 13.c).

En conclusion, le radoucissement ne peut correspondre qu'à des déformations irréversibles donc à une certaine forme de plasticité.

5. RADOUCISSEMENT DES MATÉRIAUX ARGILEUX

Le phénomène du radoucissement est d'autant plus marqué pour les argiles que la pression de consolidation est grande, par exemple supérieure à 0,3 ou à 0,4 MPa. Mais, pour les argiles saturées, contrairement aux cas précédents, il n'y a ni variation de volume ni ramollissement d'origine thermique. La variation de résistance au cisaillement est indiquée sur la figure 14. On peut l'approximer par morceaux par les droites :

t	=	mγ	dans la partie écrouissable,
t	=	Cte	au maximum et au palier,
t	=	$t_0 - m \gamma$	dans la partie radoucissante.





Il est plus simple de traiter chaque cas séparément.

a. $t = m \frac{x}{H}$:

Le travail T = $\int_0^x t \, dx = \frac{m x^2}{2H}$ est une fonction hyperbolique décroissante de H : comme nous l'avons vu antérieurement la déformation se généralise à toute l'éprouvette.

b.
$$t = Cte$$
:

 $W = \int_0^x c \, dx = cx$ est une fonction indépendante de H : la déformation en cours se poursuit.

c.
$$t = t_0 - \frac{m x}{H}:$$

$$\begin{split} W &= \int_0^x \left(t_0 - \frac{m \ x}{H}\right) dx = t_0 \ x - \frac{m \ x^2}{2H} \ \text{est une} \\ \text{fonction croissante de H dans } H(0, \ \infty): \ \text{il y a localisation de la déformation. On ne peut évidemment avoir } \\ W &< 0 \ \text{donc } H < m \ x/2 \ t_0: \ \text{il est bien clair qu'il s'agit} \\ \text{là d'un artefact qui vient de la loi de comportement } \\ \text{adoptée telle qu'à partir de } H = m \ x/t_0 \ \text{le cisaillement devient négatif, ce qui n'a pas de sens physique. Un tel incident disparaîtrait avec une 'approximation moins grossière et, par exemple, avec une courbe admettant une asymptote parallèle à l'axe des abscisses, mais cela ne changerait pas les résultats qualitatifs de la présente analyse. \end{split}$$

6. MATÉRIAUX ÉLASTOPLASTIQUES PARFAITS

Pour déterminer le comportement élastoplastique parfait représenté sur la figure 15.a, il est courant d'effectuer des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques. Au cours d'une telle expérience, la hauteur de l'éprouvette diminue et la section droite augmente. Le diagramme Force-Déplacement présente alors un écrouissage apparent (figure 15.b). Si on avait effectué un essai de traction simple on aurait eu un effet inverse et la section droite de l'éprouvette diminuant le diagramme Force-Déplacement aurait présenté un radoucissement (figure 15.c). C'est d'ailleurs à partir des essais 15.b et 15.c et moyennant les corrections de sections appropriées, qu'on déduit la courbe de comportement 15.a. On peut qualifier cet écrouissage et ce radoucissement de géométrique.

On voit immédiatement dans l'essai de compression que la déformation est homogène et qu'elle reste cylindrique si les conditions d'appui sont sans frottement. Par contre, dans la traction, la déformation est instable et on sait que l'essai se termine par une rupture en striction dont la parenté avec le phénomène de formation d'une surface de glissement est évidente : l'emplacement de la striction est aléatoire et sa localisation ne s'explique que par l'hétérogénéité de la matière, la rupture s'amorçant dans la section la plus faible de l'éprouvette.

7. DISCUSSION

Il n'est pas possible d'attribuer l'homogénéité de la déformation en compression ou l'instabilité de la traction et la localisation de la striction au comportement physique de la matière. On pourrait d'ailleurs concevoir un essai de traction instable (c'est-à-dire se terminant par une striction) avec une loi de comportement présentant un peu d'écrouissage. On pourrait aussi empêcher la rupture localisée et stabiliser la déformation d'allongement en utilisant des matériaux qui peuvent durcir dans certaines conditions par exemple par effet de viscosité (superplasticité) ou par certains effets thermiques (filage du verre).

Ces considérations autour de l'essai de traction laissent planer un doute sur le fait que l'apparition d'une surface de glissement soit liée, dans les matériaux que



- a. Comportement élastoplastique parfait.
- b. Essai réel de compression.
- c. Essai réel de traction.

nous avons étudiés précédemment, à certains phénomènes physiques comme la dilatance des sables denses, les effets thermodynamiques des roches (ou des métaux thermosensibles) ou la destruction d'une texture dans le cas des argiles. En fait l'apparition d'une surface de glissement en cisaillement provient simplement du radoucissement et en se replaçant dans le protocole expérimental de la figure 3, on s'aperçoit que tous les raisonnements qui ont été faits ici reviennent simplement à évaluer le travail dissipé au cours d'une déformation de cisaillement par :

 $W = \int_{0}^{x} t(x) dx$ qui est une fonction croissante de x;

t (x) est connu par une expérience de glissement permettant de relier t à γ par une expression t $\left(\frac{x}{H}\right)$.

Dans ces conditions :

$$W = \int_{0}^{x} t\left(\frac{x}{H}\right) dx$$

est une fonction de H et pour en connaître le sens de variation, il suffit de dériver sous le signe somme :

$$\frac{dW}{dH} = \int_{0}^{x} t'_{\gamma} \gamma'_{x} dx = -\int_{0}^{x} t'_{\gamma} \frac{x}{H^{2}} dx$$
$$= -\int_{0}^{x} t'_{\gamma} \frac{x}{H} \frac{dx}{H}$$
$$= -\int_{0}^{x} t'_{\gamma} \gamma d\gamma$$

qui s'intègre immédiatement par partie :

$$\frac{\mathrm{dW}}{\mathrm{dH}} = \int_{0}^{x} \mathrm{t}(\gamma) \,\mathrm{d}\gamma - \gamma \,\mathrm{t}(\gamma)$$

dont l'interprétation géométrique est simple : si t(γ) est décroissant (fig. 16.a) le rectangle $\gamma t(\gamma)$ est plus petit que l'aire sous la courbe t(γ), $\frac{dW}{dH}$ est alors positif, W est une fonction croissante de H, il y a localisation. Si t(γ) est croissant le rectangle $\gamma t(\gamma)$ est plus grand

que l'aire sous la courbe t(γ), $\frac{dW}{dH}$ est négatif, W est une fonction décroissante de H et la déformation est généralisée.

Dans l'expression du travail donnée plus haut, rien n'empêche d'évaluer W entre des bornes autres que o et x, par exemple entre x_1 et x_2 ou même x et $x + \Delta x$:

$$\Delta W = \int_{x}^{x + \Delta x} t\left(\frac{x}{H}\right) dx = t\left(\frac{x}{H}\right) \Delta x$$

qui est encore une fonction de H et dont la dérivée est :

$$\frac{d\Delta W}{dH} = - t'(\gamma) \frac{x}{H^2} \Delta x$$

qui est du signe de $-t'(\gamma)$: lorsque la fonction $t(\gamma)$ est croissante $\frac{d\Delta W}{dH}$ est une fonction décroissante et la déformation est homogène; lorsque $t(\gamma)$ est décroissante $\frac{d\Delta W}{dH}$ est une fonction croissante et il y a localisation. Ce résultat est évidemment à rapprocher du fait que $\frac{dW}{dx}$ est la force de cisaillement.

8. CONCLUSION

Les différents matériaux qui ont été successivement examinés ont tous la propriété d'avoir une résistance qui diminue avec la déformation à partir d'un certain seuil. Cet effet a été clairement identifié comme une irréversibilité plastique et c'est particulièrement évident pour les matériaux thermosensibles. Dans le schéma expérimental de la déformation plane de cisaillement, le radoucissement entraîne l'apparition d'une surface de glissement localisée ; l'énergie de déformation est minimale pour la ruine de l'éprouvette mais la matière n'est pas complètement détruite pour autant puisqu'il subsiste deux parties monolithiques qui ont conservé leurs propriétés mécaniques initiales mais qui sont séparées l'une de l'autre par une surface où la résistance de la matière est amoindrie.



Fig. 16. – Condition de localisation.

- BAQUÉ P. et FELDER E. (1974), Instabilité d'écoulements thermoviscoplastiques, Annals of the CIRP, vol. 23/1, 1974, pp. 79-80.
- BEEN K. and JEFFERIES M.G. (1985), A state parameter for sands, Géotechnique, vol. XXXV, number 2, June 1985, pp. 99-125.
- DUTHILLEUL B. (1983), Rupture progressive : simulation physique et numérique (Thèse Docteur-Ingénieur, INPG, Grenoble).
- EVANS B. and WONG T.F. (1983), Shear localisation in rocks induced by tectonic deformation, William Prager Symposium, Mechanics of Geomaterials, Rocks, Concretes, Soils. Northwestern Uni-

versity, Evanston (Illinois), 11 septembre 1983, pp. 191-219.

- HABIB P. (1984), Les surfaces de glissement en Mécanique des Sols, Revue Française de Géotechnique, n° 27 (2^e trimestre 1984).
- LUONG M.P. (1982), Détection par thermographie infrarouge du seuil caractéristique d'un sable cisaillé en vibrations, C.R. Acad. Sci., Paris, t. 295, série II, pp. 87-89 (20 sept. 1982).
- MOLENKAMP F. (1985), Comparison of frictional material models with respect to shear band initiation, Géotechnique, vol. XXXV, number 2, June 1985, pp. 127-143.
- POMEY J. (1964), Sur un phénomène de plasticité adiabatique, Note aux C.R. Acad. Sci. (Paris), t. 258, 27 avril 1964, Groupe 2, pp. 4204-4205.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées DFCAI - Département Génie Civil et Transports

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, MAI ET JUIN 1986 GEOTECHNIQUE, MATERIAUX, STRUCTURES

Construction sur des décharges urbaines ou industrielles mardi 13 au jeudi 15 mai 1986 Paris

mardi 13 mai

9 h 00	Présentation de la session MM. BILLARD et SOYEZ
9 h 15	Les aspects réglementaires de la mise en décharge des résidus Appréhension des risques <i>M. LAURENT, Ministère de l'Environnement</i>
10 h 00	Rappels d'éléments de géotechnique Application au cas des décharges <i>M. BLONDEAU, Terrasol</i>
14 h 00	Les décharges d'ordures ménagères : présentation générale, caractéristiques des déchets, reconnaissance <i>M. BALDIT, LRPC de Trappes</i>
15 h 00	Exploitation des ordures ménagères Compactage <i>M. MACHET, LCPC</i>
16 h 00	Exemples de construction d'ouvrages sur un site d'ordures ménagères : le cas de la rocade Est de Roanne <i>M. URCEL, DDE de la Loire</i>
mercre	di 14 mai
9 h 00	Les ballastières remblayées : exemples en région parisienne <i>M. GIGAN, LRPC du Bourget</i>
10 h 00	Techniques particulières

de construction sur résidus : - le compactage dynamique M. GAMBIN, Solétanche - les micro-pieux M. GOUVENOT, Solétanche

à l'Ecole Nationale des Mines de Paris

	 la densification par picotage M. COGNON, Solcompact
14 h 00	Les décharges de résidus industriels : présentation générale, caractéristiques des déchets, stockage <i>M. BLONDEAU</i>
14 h 30	Les risques géotechniques sur les digues de retenue des déchets <i>M. BLONDEAU</i>
16 h 00	Exemple de construction d'ouvrages sur résidus industriels : le cas de l'autoroute A 26
jeudi 1	5 mai
9 h 00	Visite technique
14 h 00	Méthodes de prévention et de surveillance de la pollution générée par les décharges <i>M. SOYEZ</i>
15 h 00	Remise en végétation et réhabilitation des sites de décharge après exploitation <i>M. ARNAL, LRPC de Trappes</i>
16 h 00	Synthèse MM. BILLARD et SOYEZ
Responsa	bles
M. Hervé ANRED	BILLARD
M Rertra	nd SOVEZ

LCPC Frais pédagogiques : 4 260 F HT + TVA 18,6 % Repas de midi : 270 F

Hydrogéologie Paris mardi 3 au jeudi 5 juin 1986

mardi 3 iuin

mardi 3	juin	16 h 30	Les réseaux de drainage	
9 h 30	Présentation du stage M. RAT	jeudi 5 juin		
10 h 00	L'eau dans le sol - Notion de nappes M. RAT	9 h 00	Mesure de la perméabilité in situ <i>MM. LIVET et RAT</i>	
14 h 00	Etude de l'eau dans un milieu non saturé M. VACHAUD,	14 h 00	Les milieux fissurés <i>M. SYLVESTRE, LRPC de Lyon</i>	
	Directeur de recherche, CNRS Grenoble	15 h 30	Impact sur les nappes :	
16 h 30	Les mesures M LIVET L PPC de Clarmont Farrand	16 1 20	piézométrie, pollutions	
	M. LIVET, LEFC de Clermont-Ferrand	10 1 50	Debat – Bilan de la session	
mercre	di 4 juin			
9 h 00	Etude des nappes : principes généraux M. RAT			
11 h 00	Les termes du bilan :	Responsable M. Marcel RAT Professeur de Géologie à l'ENPC Directeur technique du LCPC		
	M. LIVET			
14 h 00	La modélisation : principes et exemples			
	M. de MARSILLY, Professeur	Frais péda	agogiques : 4 260 F HT + TVA 18.6	

Frais pédagogiques : 4 260 F HT + TVA 18,6 % Repas de midi : 270 F

dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires

dilatancy, energy-dissipation and tridimensional sailure criterion under large strains in granular materials

E. FROSSARD

Ingénieur, Coyne & Bellier*

Résumé

Cet article propose un schéma physique simple décrivant les aspects essentiels du comportement irréversible. A partir d'une analogie formelle entre le critère de Coulomb et les relations contraintes-dilatance de Rowe est mis à jour un principe énergétique élémentaire, sousjacent à ces équations, établies en symétrie axiale ou en déformation plane.

La traduction objective de ce principe mène alors à une équation de dissipation, tridimensionnelle. On détaille des résultats expérimentaux variés qui portent la trace de cette équation de dissipation.

On examine les conséquences théoriques de cette équation de dissipation sur le critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations, à l'état critique. La pyramide de Coulomb apparaît alors comme minimum de résistance et comme lieu des chemins de moindre énergie.

Abstract

A simple physical scheme is proposed in the paper, which describes essential features of irreversible behaviour. Proceeding from a formal analogy between Coulomb's criterion and Rowe's stress-dilatancy relations, an elemental energetic principle appears, underlying these equations, which are established for axisymetric conditions or place strain.

The objective expression of this principle leads to an energy-dissipation equation valid for tridimensional conditions. Various experimental results following the line of this energy-dissipation equation are detailed.

Theorical consequences of this energy-dissipation equation on critical state failure criterion are examined.

Coulomb's pyramid then appears both as a strengh minimum and as a locus of minimum energy paths.

INTRODUCTION

Une certaine approche énergétique du comportement mécanique des sols a été développée, pour les matériaux fins, par les auteurs du modèle CAM-CLAY et de ses dérivés.

Pour les matériaux granulaires, et dans un autre ordre d'idées, ROWE (1962) et HORNE (1965) ont obtenu un résultat très convaincant à partir d'une modélisation microstructurale et d'un principe de minimisation d'énergie, en symétrie de révolution. L'usage d'un principe de minimisation d'énergie, parfois discuté, a conduit de JOSSELIN DE JONG (1976) à proposer une autre origine aux intrigantes équations de ROWE, fondée cette fois sur les seules lois de la friction, toujours dans le cas de la symétrie de révolution en contraintes.

L'objet de cet article est d'aller plus loin dans cette approche physique énergétique, sur les chemins tridimensionnels, et en la reliant à la notion de critère de rupture.

Le schéma original qui est présenté ici permet de décrire clairement nombre de caractères essentiels du comportement de ces matériaux. Comme il ne comporte qu'un seul paramètre intrinsèque, il est clair qu'il ne constitue pas un modèle complet.

Le développement des méthodes de calcul numérique en mécanique des sols a suscité la floraison de modèles de comportement, parfois sophistiqués, qui tentent d'en saisir l'intégralité.

Il semble à l'usage que certains calculs d'ouvrages réels pourraient souvent être aussi bien conduits avec des modèles simplifiés, plus proches de la caricature efficace que de la description minutieuse, dont la précision est souvent rendue superflue par les incertitudes et inconnues qui peuvent subsister jusqu'à un stade avancé de la construction.

C'est dans cet esprit de recherche de schémas simples que s'inscrit cet article.

1. UNE ANALOGIE FORMELLE ET SA TRADUCTION PHYSIQUE

- Dans ce chapitre est détaillé le parallélisme qui relie le critère de rupture de Coulomb aux relations contraintes dilatance de Rowe, ainsi que la signification physique précise que l'on peut en tirer.

Le critère de Coulomb est une relation portant sur les seules contraintes, tandis que les relations de Rowe font intervenir à la fois les contraintes et vitesses de déformation ; aussi, afin d'établir ce parallélisme, considérera-t-on le critère de Coulomb lorsque le matériau atteint un régime stationnaire de déformation à volume constant, comme cela se produit après de larges déformations, à l'état critique.

 Dans les conditions du « triaxial » axisymétrique en compression, de la déformation plane, ou du « triaxial » axisymétrique en extension, la validité du critère de Coulomb est largement reconnue, bien qu'il soit nécessaire de faire apparaître des angles de frottement internes distincts pour ces trois situations, dès que le matériau exhibe une certaine dilatance; cependant, on considère ici les conditions à *volume constant de l'état critique*.

Les relations de Rowe ont été établies à l'origine dans le cas de la symétrie de révolution, et plus tard étendues au cas de la déformation plane sur une base expérimentale (Rowe (1969)). Ces relations sont en principe valides pour toute déformation à volume variable.

1.1. Les cas de symétrie axiale et de déformation plane

– Considérons d'abord le cas du « triaxial » compression. Les contraintes de compression et déformations en contraction sont comptées positivement, la coaxialité des tenseurs <u>g</u> et <u>è</u> est supposée réalisée, on se place dans le repère formé par les directions principales, numérotées dans l'ordre décroissant des contraintes principales $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Les vitesses de déformation principale, ainsi numérotées, n'ont donc pas d'ordre défini.

 Les matériaux granulaires ne résistant guère à la traction, on suppose que les contraintes principales sont toutes des compressions.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sin \phi \tag{1}$$

s'écrit aussi :

0

$$\sigma_1/\sigma_3 = tg^2 (\pi/4 + \phi/2)$$



Essai triaxial en compression.

Dans les conditions de volume constant, cette dernière expression peut être transformée, en tenant compte de la condition $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_1 + 2\dot{\epsilon}_3 = 0$, qui s'écrit aussi $\dot{\epsilon}_1/2\dot{\epsilon}_3 = -1$

On obtient ainsi par multiplication : $\sigma_1 \ \dot{\epsilon}_1/2\sigma_3 \ \dot{\epsilon}_3 = - \ tg^2 \ (\pi/4 + \varphi_{cv}/2)$ où φ_{cv} est l'angle de frottement interne à volume constant de l'état critique.

• La relation de Rowe s'écrit ici : $\sigma_1 \dot{\epsilon}_3/2\sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = - \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi_1/2)$

où φ_i est une constante expérimentale, intermédiaire entre l'angle de friction physique grain sur grain φ_μ et l'angle φ_{cv} . Les valeurs mesurées pour φ_i sont voisines de φ_μ dans le cas du triaxial compression sur matériau dense.

 Les situations de la déformation plane et du « triaxial extension » s'étudient sans peine de façon similaire.
 En tenant compte des particularités de ces diverses situations, on obtient le tableau suivant : Le parallélisme est frappant, non seulement entre les colonnes du tableau I, mais aussi entre les lignes. Physiquement, ces expressions indiquent que le rapport de certaines puissances développées par les contraintes est constant.

- Examinons d'abord les constantes :

• d'après les résultats de CORNFORTH (1964), repris par LAMBE et WITHMAN (1969), les frottements internes à *volume constant* seraient très voisins pour les trois chemins, à l'état critique.

$$\phi_{cv1} \cong \phi_{cv2} \cong \phi_{cv3}$$

• d'après les résultats de HORNE (1969) et ceux de l'auteur (1983), l'angle de frottement interne à volume constant ϕ_{cvl} au triaxial compression excède l'angle de friction physique ϕ_{μ} de quelques degrés. Or ϕ_{t} est compris entre ϕ_{cv} et ϕ_{μ} . La distinction entre tous ces angles suppose une précision qui peut paraître un peu superflue dans l'optique de certains calculs d'ouvrages. L'auteur propose donc de remplacer tous ces angles par une seule constante, notée ψ et appelée « angle d'écoulement ».

$$) < \psi < \pi/2$$

Tableau I. – L'analogie formelle entre le critère de Coulomb à l'état critique et les relations contraintesdilatance de Rowe

Chemin de sollicitation	Critère de Coulomb rupture à volume constant	Relations de Rowe déformation à volume variable
1. Axisymétrique en compression σ_1 axial $\sigma_2 = \sigma_3$ radial	$\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 / 2 \sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = - t g^2 (\pi / 4 + \phi_{ov1} / 2)$	$\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 / 2 \sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = - tg^2 (\pi/4 + \varphi_{11}/2)$
2. Déformation plane $\dot{\epsilon}_2 = 0$	$\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 / \sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = - tg^2 (\pi/4 + \varphi_{cv2}/2)$	$\sigma_1 \hat{\epsilon}_1 / \sigma_3 \hat{\epsilon}_3 = - tg^2 (\pi/4 + \phi_{t2}/2)$
3. Axisymétrique en extension $\sigma_1 = \sigma_2$ radial σ_3 axial	$2\sigma_1 \hat{\epsilon}_1 / \sigma_3 \hat{\epsilon}_3 = - tg^2 (\pi/4 + \varphi_{ev3}/2)$	$2\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 / \sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = - tg^2 (\pi/4 + \phi_{13}/2)$

• Le rapport de puissances qui apparaît au premier membre des expressions du tableau l exhibe :

– au numérateur, la puissance développée dans les directions principales pour lesquelles la vitesse de déformation est une contraction, c'est-à-dire la puissance développée dans les directions principales par lesquelles le matériau *reçoit* de l'énergie du système de sollicitation, que l'on propose de nommer « puissance reçue », notée P_+ ;

– au dénominateur, la puissance développée dans les directions principales par lesquelles le matériau rend de l'énergie au milieu extérieur (vitesses de déformation en extension), que l'on propose de nommer « puissance retransmise » notée P_.

On note de plus que la somme algébrique des puissances P_+ et P_- , dans les expressions du tableau I, est égale à la puissance des efforts intérieurs : $P_+ + P_- = \sum \alpha \dot{\epsilon}$

$$+ P_{-} = \sum_{i} \sigma_{i} \dot{\epsilon}$$

– A partir de ces définitions, l'unité formelle du tableau I s'exprime simplement : les puissances reçues P₊ et et retransmises P₋ sont en rapport constant, qui s'écrit :

$$P_{+}/P_{-} = -tg^{2}(\pi/4 + \psi/2)$$

On sait relier ce qui précède aux caractères physiques élémentaires de la microstructure du matériau et des actions mutuelles entre ses éléments, c'est-à-dire des contacts à frottement sec, dans le cas d'une sollicitation axisymétrique (HORNE, 1965; DE JOSSELIN DE JONG, 1976) ou dans le cas d'un matériau bidimensionnel (CAMBOU, 1985). Cependant, dans le cas plus général d'une sollicitation tridimensionnelle, on ne sait guère pour l'instant relier ce qui précède à des causes physiques élémentaires.

Aussi l'auteur propose de poser comme principe la constance du rapport entre P_+ et P_- .

1.2. La transposition tridimensionnelle

Tout ce qui précède a trait à des chemins de sollicitation bien particuliers, bidimensionnels en fait. Pour étendre le principe précédent aux chemins tridimensionnels, il convient d'abord de trouver une définition objective des puissances P_+ et P_- , qui est donnée par les formulations suivantes :

$$\begin{split} P_{+} &= (\sum_{i} \sigma_{i} \hat{\epsilon}_{i} + \sum_{i} |\sigma_{i} \hat{\epsilon}_{i}|)/2 \\ P_{-} &= (\sum_{i} \sigma_{i} \epsilon_{i} - \sum_{i} |\sigma_{i} \epsilon_{i}|)/2 \end{split}$$

Ces définitions vérifient bien sûr la condition :

$$P_+ + P_- = \sum_i \sigma_i \dot{\epsilon}_i$$

La formulation tridimensionnelle du principe physique proposé est donc :

$$\begin{split} P_+/P_- &= (\sum_i \alpha \epsilon_i + \sum_i |\alpha \epsilon_i|) / (\sum_i \alpha \epsilon_i - \sum_i |\alpha \epsilon_i|) \\ &- tg^2 (\pi/4 + \psi/2) \end{split}$$

• Cette équation, déjà établie par l'auteur par une autre voie (1983), écrit l'égalité de la puissance des efforts intérieurs, au premier membre, avec un second membre toujours positif. Elle prévoit donc que le matériau absorbe toujours de l'énergie dès qu'il y a déformation ($\underline{e} \neq \underline{0}$) sous contraintes ($\underline{\sigma} \neq \underline{0}$), ce qui est concevable si cette énergie est dissipée au fur et à mesure. Bien que le terme « flow rule » ou « loi d'écoulement », défini par certains mécaniciens des sols, s'applique à la nature de l'équation (3), l'auteur propose de la nommer plutôt équation de dissipation, terme qui correspond mieux à sa nature physique.

• Par le jeu des valeurs absolues au deuxième membre, l'équation de dissipation change de forme lorsque changent de signe une ou plusieurs vitesses de déformation principale. (Les contraintes principales effectives sont toujours en compression dans les matériaux granulaires, elles ne changent pas de signe). On voit donc s'introduire ici, à partir d'une hypothèse physique sur les flux d'énergie, la notion de zone tensorielle développée depuis longtemps par F. DARVE (1983).

• Diverses conséquences de l'équation (3) ont déjà été détaillées en 1983, elle permet bien sûr de retrouver les relations de Rowe ainsi que le critère de Coulomb à volume constant, en symétrie axiale ou en déformation plane; une écriture au moyen d'invariants tensoriels en a été donnée à cette occasion.

2. LA TRACE EXPÉRIMENTALE

Les résultats qui fondent l'analyse théorique du chapitre précédent ont été acquis par de nombreuses expériences; on en propose ici une illustration, à partir d'éléments en majorité publiés dans la littérature, et reproduits sous leur forme originale. Ces résultats ont tous trait aux conditions *drainées*.

2.1. En symétrie axiale, sous sollicitation monotone

 La relation de Rowe pour l'essai triaxial en compression s'écrit aussi :

$$\sigma_1/\sigma_3 = (1 - \dot{\epsilon}_v/\dot{\epsilon}_1)$$
. $tg^2 (\pi/4 + \psi/2)$ (4)

Cette expression prévoit que, dans le diagramme contraintes-dilatance, c'est-à-dire le plan de coordonnées :

 $(x = 1 - \dot{\epsilon}_{\rm v}/\dot{\epsilon}_1; y = \sigma_1/\sigma_3)$, la trace de l'essai est une droite (y = kx), indépendante de l'état initial. La figure 1**, qui décrit des essais sur un sable calcaire concassé pour trois densités initiales différentes, sous un même confinement $\sigma_3 = 0.05$ MPa, traduit cette propriété : les traces des essais dans le diagramme contraintes-dilatance (fig. 1b) sont effectivement rassemblées sur une même droite.

— Si la densité initiale est maintenue constante, mais que la contrainte de confinement varie d'un essai à l'autre, on sait que l'effet de pic s'affaiblit lorsque le confinement augmente, à cause de l'affaiblissement de la dilatance.

Notons ϕ_{pic} l'angle de *frottement interne au pic*, défini par $\sin \phi_{\text{pic}} = [(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)]_{\text{pic}}$. La relation (4) relie ϕ_{pic} au taux de dilatance observé au pic, par :

$$tg^2 (\pi/4 + \phi_{\rm pic}/2) = (1 - \dot{\epsilon}_v/\dot{\epsilon}_1)_{\rm pic} \cdot tg^2 (\pi/4 + \psi/2)$$

La figure 2^{**} montre des résultats au pic obtenus par CHARLES et WATTS (1980) par des essais triaxiaux drainés Ø 230 mm sur un gravier de basalte concassé, pour des contraintes de confinement comprises entre 0,027 MPa et 0,7 MPa. La courbe théorique tracée par l'auteur pour $\psi = 45^{\circ}$ représente assez bien les points expérimentaux, ce qui traduit l'indépendance approximative de ψ par rapport à la pression de confinement.

On trouvera dans Rowe (1969), de nombreuses références expérimentales plus détaillées.

Les résultats de BARDEN et KHAYATT (1966) indiquent que les relations contraintes-dilatance de Rowe restent valides au cours de sollicitations cycliques en symétrie axiale.

^{**} reproduites avec l'autorisation de la revue Géotechnique.



2.2. En déformation plane

HUGUES, WROTH et WINDLE (1977) rapportent une série d'essais réalisés par STROUD à l'Université de Cambridge, avec des densités et confinements variés, sur un appareil de déformation plane avec rotation d'axes (cisaillement simple).

Les courbes d'essai sont reproduites figures 3 'et 4**, où l'on note que la distorsion cumulée $\sum \dot{\gamma}$ a été

poussée jusqu'à 50 % dans certains essais.

Les figures 3b et 4b reproduisent la trace de ces essais dans le plan de coordonnées :

$$\begin{array}{l} x = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) = t'/s' \\ y = - (\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3) / (\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3) = \dot{v} / \dot{\gamma} \end{array}$$

On peut montrer sans peine à partir de l'équation (3) que la trace des essais de déformation plane dans ce plan est théoriquement une hyperbole d'équation :

$$y = (x - \sin \psi)/(x \sin \psi - 1)$$

La coı̈ncidence avec la courbe théorique tracée par l'auteur pour $\psi=36^\circ$ est nette sur les figures 3b et 4b.

Un écart entre la prévision théorique et la tendance expérimentale apparaît sur la figure 4b, au tout début des essais (zone OA approximativement). Cette disposition traduit vraisemblablement l'effet d'un petit domaine élastique, il en est de même au tout début des essais triaxiaux de la figure 1.

BARDEN, ISMAIL et TONG (1969) détaillent des résultats d'essais sur un sable roulé réalisés à l'Université de Manchester avec un appareil de déformation plane sans rotation d'axes, qui indique la validité des relations de dilatance sur une large plage de pression de confinement (de 0,14 à 6 MPa).

2.3 En chemin tridimensionnel cyclique

– Les figures 5 et 6 reproduisent des essais effectués sur un sable dense à la presse tridimensionnelle de l'Institut de Mécanique de Grenoble et communiqués à l'auteur par J. LANIER en 1984.

Pour tester la validité de la relation de Rowe sur chemin tridimensionnel, LANIER utilise le plan dont les coordonnées sont :

 en abscisses, l'énergie reçue depuis le début de l'essai :

$$X(T) = \int_{0}^{T} P + (t) dt$$

 en ordonnées, le travail des efforts intérieurs ou énergie totale de déformation, cumulé depuis le début de l'essai :

$$Y(T) = \int_{0}^{1} [P_{+}(t) + P_{-}(t)] dt$$

L'équation de dissipation (3) prévoit que : $[P_+(t) + P_-(t)] / P_+(t)$

 $= 2 \sin \psi/(1 + \sin \psi) = \text{constante.}$

en

déformation

plane



Fig. 3 – Matériau dense.

La trace de l'essai dans le plan [X(T), Y(T)], que l'on propose de nommer ici *diagramme d'énergie*, est donc théoriquement une droite, ce qui est étonnamment bien vérifié sur les figures 5b et 6b.

L'usage des coordonnées intégrales [X(T), Y(T)] a bien entendu pour effet de lisser les fluctuations instantanées, mais par ailleurs une éventuelle dérive systématique par rapport à la linéarité théorique prévue par (3) n'en serait que mieux soulignée.

 La figure 5 décrit un chemin axisymétrique en contrainte qui consiste en une sollicitation équivalente à un essai triaxial en compression suivi d'un décharge
 avec passage aux conditions du triaxial extension – puis d'une recharge – avec retour aux conditions du triaxial compression.

La droite donnée par la trace de l'essai dans le diagramme d'énergie, figure 5b, présente une pente valant environ 0,66, ce qui correspond à un angle d'écoulement $\psi = 29,5^{\circ}$.

On note enfin sur la figure 5b que si le passage vers l'extension (repère (1) sur la figure 5) est marqué par un léger décrochement en y, dans lequel on peut



Fig. 4 – Matériau lâche.

voir la restitution rapide d'une partie de l'énergie stockée élastiquement dans l'éprouvette, le retour vers la compression (repère (2)) est pratiquement indécelable.

 La figure 6 décrit un chemin tridimensionnel dans lequel sont maintenus constants :

$$[\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 1.5 \text{ MPa} (\sigma_z - \sigma_y)/(\sigma_x - \sigma_y) = 0.5$$

La droite donnée par la trace de l'essai dans le diagramme d'énergie de déformation, figure 6b, présente une pente d'environ 0,68, qui correspond à un angle d'écoulement $\psi = 31^{\circ}$.

– La figure 7 représente les chemins de ces essais dans l'espace des contraintes principales ordonnées $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

On constate que ces chemins constituent un échantillonnage réduit mais régulier des directions possibles dans le secteur $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

La variation de $1,5^{\circ}$ trouvée dans l'angle d'écoulement ψ sur ces chemins n'apparaît pas à l'auteur comme très significative.



Fig. 5. – Essai tridimensionnel cyclique (J. Lanier, 1984) σ_x = σ_y = 0.5 MPa.



Fig. 6. - Essai tridimensionnel cyclique (J. Lanier, 1984) Pm = 0.5 MPa; b = 0.5.

(a) dans l'espace fixe des directions principales lié au laboratoire (b) dans l'espace des contraintes principales ordonnées



Fig. 7. - Représentation des cycles des figures 5 et 6.

3. LE CRITÈRE DE RUPTURE TRIDIMENSIONNEL SOUS GRANDES DÉFORMATIONS

L'équation de dissipation (3), bien que reposant sur des résultats acquis sur des chemins bidimensionnels, permet une description de situations tridimensionnelles, qui semble confirmée par l'expérience. Elle donne comme critère de rupture à volume constant celui de Coulomb, sur ces chemins simples que sont la symétrie axiale et la déformation plane. On analyse maintenant ce qui se passe en dehors de ces chemins simples.

3.1 Le cadre physique et analytique, la relation déviatoire

– Le critère de rupture sous grandes déformations est la trace, dans l'espace des contraintes, du régime d'écoulement limite qui peut être observé après de larges déformations monotones, lorsque le volume spécifique devient stationnaire. Ce régime limite, connu depuis longtemps (TAYLOR, 1948) est l'origine de la notion d'état critique (SCHOFIELD et WROTH, 1968).

– La condition de volume constant $\dot{\epsilon}_{\nu} = 0 = \dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2 + \dot{\epsilon}_3$, et l'équation de dissipation (3), ne suffisent pas pour éliminer les vitesses de déformation et en tirer la relation sur les seules contraintes qui définit ce critère de rupture, il manque une relation scalaire entre σ et $\dot{\epsilon}$.

 Il existe un lien, observé par l'expérience, entre les déviateurs de contrainte et de vitesses de déformation, que F. DARVE (1983) dénomme loi d'écoulement dérivatoire. Usuellement ce lien est représenté comme une correspondance scalaire entre les invariants définissant les positions angulaires des déviateurs dans le repère principal.

Il peut également être représenté comme une relation liant les paramètres b = $(\sigma_2 - \sigma_3/(\sigma_1 - \sigma_3))$ et son homologue C = $(\dot{\epsilon}_2 - \dot{\epsilon}_3)/(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3)$, que l'on nommera ici « relation déviatoire ».

– Dans ce qui suit, on admet a priori qu'à l'état critique cette relation déviatoire b = f(c) est continue, monotone croissante, et donc inversible; comme, par convention 0 < b < 1, on admet par symétrie que 0 < c < 1. Dans un premier temps, on s'attache à la forme du critère de rupture, à relation déviatoire donnée; dans un deuxième temps on relie cette notion de relation déviatoire aux chemins de moindre énergie.

3.2. Détermination du critère de rupture pour une relation déviatoire donnée

 Le critère de rupture est donné par la résolution du système formé par :

- l'équation de dissipation
- la condition de volume constant

la relation déviatoire

(5)
$$\begin{split} \sum_{(\sigma_{1},\varepsilon_{1})} \sigma_{i}\dot{\varepsilon}_{i} &= \sin\psi\sum|\sigma_{i}\dot{\varepsilon}_{i}| \\ \sum_{(\sigma_{2},\sigma_{3})/(\sigma_{1},\sigma_{3})} \sum_{(\sigma_{2},\sigma_{3})/(\varepsilon_{1},\sigma_{3})} f[(\varepsilon_{2},-\varepsilon_{3})/(\varepsilon_{1},-\varepsilon_{3})] \end{split}$$
(5)

– La présence de valeurs absolues dans l'équation de dissipation incite à examiner séparément tous les cas possibles, qui heureusement se réduisent à 2 (Cf Annexe 1), correspondant à deux modes de déformations tridimensionnels fondamentaux, séparés par un mode frontière en déformation plane :

• le mode de déformation nommé mode l qui recouvre les régimes de déformation intermédiaires entre l'essai triaxial en compression et la déformation plane, pour lesquels, à volume constant, 0 < c < 1/2, soit :

$$\left\{ \begin{array}{c} \dot{\epsilon}_1 > 0 \\ \dot{\epsilon}_2 < 0 \\ \dot{\epsilon}_3 < 0 \end{array} \right.$$



Essai en déformation plane.

PLANE

• Le mode II qui recouvre les régimes de déformation intermédiaires entre la déformation plane et le triaxial

extension, pour lesquels, à volume constant $\frac{1}{2} < c < 1$, soit :

$$\left\{ \begin{array}{c} \dot{\epsilon}_1 > 0 \\ \dot{\epsilon}_2 > 0 \\ \dot{\epsilon}_3 < 0 \end{array} \right.$$

– Pour chacun des modes, on peut alors résoudre analytiquement le système (5), suivant la méthode exposée en annexe II. Comme on l'a vu au chapitre 1, le critère de rupture obtenu « touche » la pyramide de Coulomb, en symétrie axiale en contraintes (b = 0 ou b = 1) ou en déformation plane (c = 1/2). On montre en annexe II que, pour une relation déviatoire donnée b = f(c), le critère de rupture correspondant est toujours à *l'extérieur* de la pyramide de Coulomb.

Les figures 8, 9 et 10 présentent trois exemples :

• Figure 8, la relation déviatoire est b = c, les déviateurs en contraintes et vitesses de déformation sont colinéaires. Les domaines correspondant aux modes I et II couvrent des secteurs angulaires égaux, dans chacun d'eux le critère est convexe.

• Figure 9, la relation déviatoire est $b = c^{\alpha}$, α étant tel que, en déformation plane, on ait $\sigma_2 = \sqrt{\sigma_1 \sigma_3}$ (soit ici : $b(1/2) = (1 - tg \psi/2)/2$) suivant un résultat de GREEN cité par RAMAMURTHY et TOKHI (1981).

• Figure 10, la relation déviatoire, définie par [c = 1/2), sinon b = 0 et c < 1/2, ou bien b = 1 et c > 1/2] est un cas limite de fonction f envisagée en 3.1.

Le critère obtenu est précisément la pyramide de Coulomb. Par rapport aux exemples précédents, le domaine de la déformation plane s'étend au détriment des modes I et II, réduits à des droites.

Le cas de la figure 10 correspond ici à un minimum de résistance, en termes de contraintes. On verra plus loin qu'il s'agit aussi d'une enveloppe de chemins de moindre énergie.

– A volume constant, la notion de relation déviatoire est équivalente à celle, utilisée en élastoplasticité, de « potentiel pour les vitesses de déformation » (c'est-àdire une fonction des contraintes $F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, telles que les vitesses de déformation soient données par $\epsilon_i = \lambda$. $\partial F/\partial \sigma_i$). En effet, la relation déviatoire, ou son inverse c = f⁻¹ (b) et la condition de volume constant, peuvent être écrites sous forme d'un système de deux équations indépendantes, linéaires et homogènes par rapport aux $\dot{\epsilon}_i$, suffisantes pour déterminer un tel potentiel à une constante additive près. Ce potentiel, qui n'a ici aucune raison d'être « associé », s'obtient aisément pour les exemples simples des figures 8 et 10 :

• avec la colinéarité des déviateurs (fig. 8) on trouve un potentiel de Von Mises,

• dans le cas du critère de Coulomb (fig. 10), on obtient un potentiel de Tresca.

Enfin, si la relation déviatoire a déjà pu être mesurée directement en sollicitation tridimensionnelle – au pic, il est vrai, cf. DARVE (1983) – la mesure d'un potentiel des vitesses semble moins évidente.

3.3. Chemins de moindre énergie

– On peut se demander si la relation déviatoire est bien une réalité intrinsèque, c'est-à-dire physiquement une sorte de résultat statistique lié aux relations entre efforts et mouvement intergranulaires, ou s'il s'agit seulement d'une observation, qui dépend des conditions de mesure et de sollicitation.

Si la notion de relation déviatoire n'est qu'une observation qui dépend des conditions de mesure, le matériau suit vraisemblablement un chemin de moindre énergie, qui doit être compatible, à l'état critique, avec :

- les conditions imposées par la sollicitation;
- la relation de volume constant;
- l'équation de dissipation.

Analytiquement, la notion de moindre énergie se traduit par un minimum (lié) de la puissance de déformation.

– Considérons la famille de sollicitations tridimensionnelles, très utilisée par les expérimentateurs, où les valeurs de σ_{3} ,

$$b = (\sigma_2 \sigma_3)/(\sigma_1 \sigma_3)$$
, et $\dot{\epsilon}_1$

sont maintenues constantes.





b. Critère de rupture à l'état critique

Mode II









Nº 34

On peut tirer la puissance de déformation des équations développées en annexe II, en fonction de σ_3 , ϵ_1 , b et c, puis chercher la relation c(b) qui minimise cette puissance de déformation :

• en mode I, on obtient, en notant $S = \sin \psi$:

$$P = \sum_{i} \sigma_{i} \dot{\varepsilon}_{i} = 2\sigma_{3} \dot{\varepsilon}_{1} \{c(2b - 1) + (2 - b)\}$$

$$/\{c[2b (1 + S) - (1 - S)] - [b(1 + S) - 2(1 - S)]\}$$

P prend la même valeur $P_0 = 2\sigma_3 \hat{\epsilon}_1.S/(1 - S)$ en symétrie axiale en contrainte (b = 0) ou en déformation plane c = 1/2. Cette valeur P_0 est bien le minimum de P sur le domaine du mode I (0 < c < 1/2) et b > 0) car la dérivée de P par rapport à c vaut :

$$\partial P/\partial c = -12\sigma \epsilon b S^2/D^2$$

où D est le dénominateur dans l'expression précédente de P.

Pour b \neq 0, on voit que $\frac{P}{\partial c} < 0$.

La fonction P(c) est donc monotone décroissante et son minimum, sur le domaine du mode I (0 < c < 1/2) est atteint pour la borne supérieure c = 16/2, où P vaut précisément $P_0 = 2\sigma_3\epsilon_1 \cdot S/(1 - S)$.

Le chemin de moindre énergie en mode l, pour cette famille de sollicitations, est donc le régime de déformation plane c = 1/2; indépendamment de la valeur , donnée à b.

– En outre, si l'on impose la symétrie axiale en contraintes (b = 0), tous les régimes de déformation intermédiaires entre le triaxial compression et la déformation plane sont également possibles, de manière physiquement stable, car la dérivée de P par rapport à c s'annule pour b = 0, et P est alors égal à sa valeur minimale $P_{\rm or}$.

• en mode II :

$$P = \sum_{i} \sigma_i \varepsilon_i = 2\sigma_3 \varepsilon_1 \cdot S(1 + c)/(1 - S) (2 - c)$$

Le minimum de cette fonction monotone croissante de c a lieu pour la borne inférieure du mode ll c = 1/2; et le maximum a lieu pour la borne supérieure c = 1.

Comme en mode I, le chemin de moindre énergie est encore le régime de déformation plane, indépendamment de la valeur de b. A la différence du mode I, la symétrie axiale en déformation (c = 1) ne peut être un minimum, il s'agit même d'un maximum, physiquement instable car la dérivée de P par rapport à c ne s'y annule pas.

– Dans une sollicitation monotone à b constant, le matériau évoluerait donc vers un régime limite de déformation plane à volume constant, quel que soit b, sauf peut être pour b = 0. Le critère de rupture ainsi obtenu, figure 11, est donc le critère de Coulomb. (cf. § 3.2).



(a) Relation déviatoire

(b) Critère de rupture

Fig. 11. – Enveloppe des chemins de moindre énergie, prévue par l'équation de dissipation, à l'état critique, pour des sollicitations à σ_3 et b constants.

Certains expérimentateurs sur presse tridimensionnelle ont noté que, dans un essai monotone à b \neq 0 constant, on voit apparaître un mécanisme de déformation plane, localisé, alors que l'emploi de plaques rigides aux frontières de l'éprouvette semblait garantir a priori une certaine homogénéité de déformation (LANIER, 1984-b). Une explication théorique à cette tendance à la déformation plane est suggérée par le développement précédent, sa localisation ou non est une autre question. (DESRUES, LANIER, STUTZ – 1984).

L'essai triaxial classique en compression impose la symétrie axiale en contrainte, b = 0 et les expérimentateurs savent bien que, malgré les précautions sévères (embases lubrifiées, homogénéisation soignée à la mise en place, etc.) on peut aussi bien voir apparaître comme schéma de déformation, sans raison vraiment apparente :

- une déformation homogène symétrique;

 une déformation homogène avec ovalisation de l'éprouvette ;

 la formation d'un genou dans l'éprouvette (que l'on attribue ici à une zone de déformation plane) qui finit par se localiser en un plan de cisaillement.

Le développement théorique précédent souligne cette espèce d'indétermination physique quand b = 0 (triaxial compression).

Enfin, il est notoire que si les essais triaxiaux en compression peuvent être stables, ce qui permet de les poursuivre jusqu'à de larges déformations, les essais triaxiaux *en extension* sont toujours instables.

L'analyse des chemins de moindre énergie suggère des raisons théoriques à cet état de fait.

DISCUSSION

– ROWE et HORNE, qui décrivaient leurs résultats en symétrie axiale en termes de « incremental input energy » et de « incremental output energy » avaient bien sûr clairement identifié la nature physique du rapport $\sigma_1 \dot{\epsilon}_1/2\sigma_3 \dot{\epsilon}_3$ (tableau I). ROWE note de plus en 1969 à propos de la déformation plane : « la relation [contraintes-dilatance]... constitue simplement une généralisation de l'expression de COULOMB-RANKINE pour inclure des taux de dilatance différents de l'unité ».

De vives discussions s'étaient alors développées autour de ces notions en particulier à cause d'un certain manque d'objectivité (cf. DE JOSSELIN DE JONG (1976)).

– Avec les définitions données au § 1-2, les termes de « puissance reçue » et de « puissance retransmise » trouvent une expression objective, que l'on peut étendre aux situations tridimensionnelles.

Sur les chemins variés, le rapport expérimental de ces puissances paraît constant, indépendant de l'état initial, de la pression de confinement, et de la contrainte intermédiaire. Pour l'auteur, ceci suffit à justifier ce que l'on propose comme un principe, dont on ne connaît pas pour l'instant la réduction à des causes physiques plus élémentaires.

 On peut penser que ce schéma décrit approximativement un mécanisme micro-structural de déformation correspondant au glissement relatif de grains quasirigides en contact frictionnel.

D'autres mécanismes peuvent devenir prépondérants sur certains chemins de sollicitation (cf § 2.2), ils ne sont pas représentés ici.

Ceci peut se produire lorsque les grains en contact ne peuvent pas être considérés comme quasi-rigides. En particulier, pour une sollicitation de type œdométrique, qui impose un même signe – au sens large – à toutes les vitesses de déformation principale, l'équation de dissipation indique théoriquement un blocage de la déformation pour $\psi \neq \Pi/2$ (la seule solution possible dans (3) est $\mathfrak{k} = 0$).

Cet état de fait donne quelques indications sur le domaine de validité de l'équation de dissipation : elle schématiserait approximativement ce qui se passe sur des chemins de sollicitation drainés, essentiellement déviatoires, à dominante monotone, où la pression moyenne ne subit que des variations modérées et lentes. Sur de tels chemins, l'hypothèse de coaxialité entre les tenseurs σ et $\dot{\epsilon}$ semble raisonnable.

– Ce schéma permet une analyse de la notion de critère de rupture à l'état critique, qui « colle » à bien des faits observés, il expliquerait pourquoi le critère de COULOMB demeure le critère expérimental de référence (cf. ARTHUR et al. 1977), tout particulièrement en comportement à volume constant de l'état critique (VARDOULAKIS et GOLDSCHEIDER, 1981).

Le critère de rupture « au pic » n'est pas accessible par la seule équation de dissipation combinée avec l'une des notions de relation déviatoire ou de moindre énergie.

En effet, la notion de « pic » désigne un état extrémal au cours d'une évolution du matériau, dénommée usuellement « écrouissage ». L'approche des conditions « au pic » nécessite donc une schématisation de cette évolution.

Les critères de rupture à l'état critique obtenus par l'équation de dissipation et la notion de relation déviatoire, coïncident toujours avec celui de COU-LOMB en symétrie axiale et en déformation plane.

En dehors de ces chemins simples l'approche en moindre énergie indique le même critère de COU-LOMB.

Une validation expérimentale directe de l'approche en moindre énergie passerait donc par une expérimentation tridimensionnelle à l'état critique, ce qui paraît difficile compte tenu des effets de localisation de la déformation sous forme de bandes de cisaillement. Pour l'auteur, ces effets ne remettraient pas en cause la notion même d'état critique, mais simplement en gênent l'observation dans un volume homogène suffisant pour la mesure.

ANNEXE 1

Cas de signe possibles dans l'équation de dissipation

à volume constant, respectant les conditions sur la relation déviatoire :

- Les contraintes principales effectives, qui sont des compressions, sont positives ;

– Les directions principales étant indicées suivant l'ordre des contraintes principales, les permutations possibles sur les signes des vitesses de déformation principales conduisent à distinguer $2^3 = 8$ cas (Tableau A-1).

Tableau A-1. – Les 8 permutations possibles sur les signes des è,

	1	2	3	4	5	6	7	8
Ė1	+	+	+	+		=	-	30
ŧ2		+	-	+	32	+	-	+
έ ₃	8		+	+	+	+	-	=

– A volume constant, les vitesses de déformation principales ne peuvent avoir toutes le même signe, ce qui *exclut* les permutations <u>4</u> et <u>7</u>.

– On a admis que 0 < c < 1, ce qui implique que ε_2 est vitesse de déformation intermédiaire car :

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}_2 = c\dot{\varepsilon}_1 + (1-c)\dot{\varepsilon}_3 & \dot{\varepsilon}_1 > \dot{\varepsilon}_2 > \dot{\varepsilon}_3 \ \alpha \\ \frac{et}{0 < c < 1} & \frac{ou}{\dot{\varepsilon}_1 < \dot{\varepsilon}_2 < \dot{\varepsilon}_3 \ \beta \end{pmatrix}$$

Ceci exclut les permutations 3 et 8 dans le tableau A-1.

– Par convention $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$; par ailleurs les $\dot{\epsilon}_i$ vérifient la condition de volume constant. On vérifie alors sans peine que les permutations correspondant aux inégalités β), (5 et 6 dans le tableau A-1) rendent négative la puissance des efforts intérieurs

 $P = \sum_{i} \sigma \dot{\epsilon}_{i}$, ce qui est *exclu* par l'équation de dissi-

pation.

Les seuls cas possibles sont donc les permutations 1 et 2 dans le tableau A-1.

ANNEXE II

A.2.1. Résolution du système (5)

– Il est utile d'exprimer les contraintes en fonction de σ_1 , de la pression moyenne p = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, et du paramètre b :

$$\begin{cases} \sigma_2/p = [3 (1 - b) + (2b - 1) \sigma_1/p]/(2 - b) \\ \sigma_3/p = [3 - (1 + b) \sigma_1/p]/(2 - b) \end{cases}$$
(6)

De même, pour les vitesses de déformation, en fonction de $\dot{\epsilon}_1$ et du paramètre c, compte tenu de la condition de volume constant :

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_2 = -\dot{\epsilon}_1 (1 - 2c)/(2 - c) \\ \dot{\epsilon}_3 = -\dot{\epsilon}_1 (1 + c)/(2 - c) \end{cases}$$
(7)

Compte tenu des signes des $\dot{\epsilon}_{t_1}$ l'équation de dissipation s'écrit :

• Mode I
$$(1 - \sin \psi) \sigma_1 \dot{\epsilon}_1 + (1 + \sin \psi)$$

 $(\sigma_2 \dot{\epsilon}_2 + \sigma_3 \dot{\epsilon}_3) = 0$ (8a)
• Mode II $(1 - \sin \psi) (\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 + \sigma_2 \dot{\epsilon}_2)$

$$+ (1 + \sin \psi) \sigma_3 \dot{\epsilon}_3 = 0$$
(8b)

 A partir des systèmes (6), (7) et des équations (8), on obtient :

en mode I

$$\sigma_1/p = 3 (1 + \sin \psi) (2 - c - b + 2bc)/[6bc \sin \psi + (3 - \sin \psi) (2 - c - b + 2bc)]$$
(9a)

• en mode II

$$\sigma_1/P = 3 [2 - b - c + 2bc + \sin \psi.(b + 3c - 2bc)] /[(3 + \sin \psi) (2 - b - c + 2bc) - 6 \sin \psi. (1 - b) (1 - c)]$$
(9b)

– Etant donné c, la relation déviatoire donne la valeur de b, d'où σ_1/p par les équations (9), et σ_2/p ainsi que σ_3/p par le système (6).

A.2.2. Position relative par rapport à la pyramide de Coulomb

– Pour une relation déviatoire donnée b = f(c), on obtient un critère de rupture Cf par la méthode précédente. En un point courant de Cf, on peut toujours définir un angle de frottement interne apparent par :

$$\sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3).$$

On sait que $\phi = \psi$ en déformation plane ou en symétrie axiale en contraintes.

Notons Co la pyramide de Coulomb obtenue avec un frottement interne égal à ψ . Si sin ϕ > sin ψ le point de Cf considéré est à *l'extérieur* de la pyramide de Coulomb Co, si sin ϕ > sin ψ le point considéré sur Cf est à *l'intérieur* de Co. - A partir de l'expression des contraintes donnée en A-2.1 et de la définition de sin ϕ , on trouve : • en mode 1 (0 < c < 1/2) (10a)

$$\frac{\sin \phi}{\sin \psi} - 1 = (1 + \sin \psi) \cdot b \cdot (1 - 2c) \\ \frac{1}{1 + c} + (1 - 2c)[1 - b(1 - \sin \psi)]$$

• en mode II
$$(1/2 < c < 1)$$
 (10b)

$$\begin{split} & \sin \varphi / \sin \psi - 1 = 2(1 - \sin \psi) \left(1 - b \right) (2c - 1) \\ & / \{ 3 + (2c - 1) \left[2b - 1 + 2(1 - b) \sin \psi \right] \} \end{split}$$

Compte tenu de la définition des modes et du fait que 0 < b < 1, on vérifie que les dénominateurs et numérateurs des expressions (10) restent positifs, seuls les numérateurs pouvant s'annuler.

Les cas sin $\phi = \sin \psi$ ne se produisent, en mode l, que si b = 0 (symétrie axiale en contraintes) ou si c = 1/2 (déformation plane) et en mode ll que si b = 1 (symétrie axiale en contrainte) ou si c = 1/2.

Dans tous les autres cas, les expressions (10) montrent que sin $\varphi \, > \, \sin \psi, \, \, donc$:

Quelle que soit la relation déviatoire b = f(c), le critère de rupture obtenu (Cf) est toujours à l'extérieur de la pyramide de Coulomb (Co) sauf en déformation plane, et en symétrie axiale en contraintes, auxquels cas il y a coïncidence.

NOTATIONS

b	Paramètre de Habib b = $(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$
C	Homologue du paramètre b $c = (\dot{k}_0 - \dot{k}_0)/(\dot{k}_1 - \dot{k}_0)$
P ₊ , P ₋ , P, Pc	Puissances développées dans la défor- mation, rapportées à l'unité de volume
s'	Moyenne des contraintes principales extrêmes
ť	Cisaillement maximal
X(T), Y(T)	Energies développées dans la défor- mation, rapportées à l'unité de volume
σ	Contraintes (effectives)
έ	Vitesse de déformation
Ŷ	Vitesse de distorsion maximale
1 V	Vitesse de déformation de volume
φ_{cv}	Frottement interne à volume constant à l'état critique
φ _{pic}	Frottement interne au pic
φ.	Angle de friction grain sur grain
$\dot{\varphi}_{f}^{\mu}$	Angle de friction mesuré par la théorie de Rowe
ψ	Angle d'écoulement

BIBLIOGRAPHIE

- ARTHUR J.R.F., DUNSTAN T., AL-ANI Q.A.J.L., ASSADI A. (1977). – «Plastic deformation and failure in granular media». Géotechnique 27, n° 1, 53-74.
- BARDEN L., ISMAIL H., TONG P. (1969). « Plane strain deformation of granular material at low and high pressures ». Géotechnique 19, n° 4, 441-452.

- BARDEN L., KHAYATT A.J. (1966). «Incremental strain rate ratios and strength of sand in the triaxial test ». Géotechnique 16, n° 4, 338-357.
- CAMBOU B. (1985). « Les micromécanismes de déformation plastique dans un sol granulaire ». Revue française de Géotechnique n° 31.
- CHARLES J.A., WATTS K.S. (1980). « The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill ». Géotechnique 30, n° 4, 143-167.
- CORNFORTH D.H. (1964). « Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand ». Géotechnique 14, n° 12, 143-167.
- DARVE F. (1983). « Lois de comportement des sols sous sollicitations tridimensionnelles et cycliques ». Réunion-débat du 23.03.1983, Annales de l'I.T.B.T.P., n° 432, février-mars 1985.
- DE JOSSELIN DE JONG (1976). «Rowe's stress dilatancy relation based on friction». Géotechnique 26, n° 3, 527-534; discussion by G. GUDEHUS (1977) 27, n° 3, 439.
- DESRUES J., LANIER J., STUTZ P. «Localization of deformation in tests on sand samples ». Engineering Fracture Mechanics, 1984.
- FROSSARD E. (1983). « Une équation d'écoulement simple pour les matériaux granulaires ». Géotechnique 33, n° 1, 21-29.
- HORNE M.R. (1965). « The behaviour of an assembly of rotund, rigid, cohesionless particles ». Part I and II. Proc. R. Soc. series A-286, 62-97.
- HORNE M.R. (1969). « The behaviour of an assembly of rotund, rigid, cohesionless particles ». Part III. Proc. R. Soc. series A-310, 21-34.
- HUGUES J.M.O., WROTH C.P., WINDLE D. (1977). – « Pressuremeter tests in sands ». Géotechnique 27, n° 4, 455-477.
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V. (1969). « Soils Mechanics ». New York, Wiley.
- LANIER J. (1984 b). « Développements récents des essais mécaniques en laboratoire ». Ecole d'hiver de rhéologie des géomatériaux I.M.G., C.N.R.S.
- RAMAMURTHY T., TOKHI V.K. (1961). «*Relation of triaxial and plane strain strength »*. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Stockholm.
- ROWE P.W. (1962). « The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact ». Proc. R. Soc. series A-269, 500-527.
- ROWE P.W. (1969). « The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear ». Géotechnique 19, n° 1, 75-86.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968). « Critical state soil Mechanics ». Mc Graw-Hill.
- TAYLOR D.W. (1948). «Fundamentals of soil mechanics ». New York, Wiley.
- VARDOULAKIS I., GOLDSCHEIDER M. (1981). « Biaxial apparatus for testing shear bands in soils ». Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Stockholm.

densification des sols par explosifs soil densification by the explosive method

E. DEMBICKI, N. KISIELOWA

Politechnika Gdańska*

Résumé

L'utilisation d'explosif peut permettre une densification en place de matériaux sableux. Cette méthode, utilisable tant à terre, qu'en mer est souvent avantageuse par rapport aux méthodes traditionnelles.

On décrit brièvement cette technique, par son mode d'action et les paramètres à utiliser (charge, espacement, ...).

A l'occasion d'un programme d'essai sur site réel on a pu étudier l'action des explosifs. Les enregistrements de signaux sismiques sont présentés ainsi que ceux de la pression interstitielle en fonction de la distance au lieu de l'explosion.

On a pu mesurer les tassements résultants, tant en surface qu'en profondeur. L'amélioration des propriétés des sols a été contrôlée par des essais au pénétromètre dynamique.

On fournit des indications sur la méthode de calcul.

Abstract

The use of an explosive method can lead to an effective densification of sand and a cohesive material. This method is utilised both in a land and in a seabottom. In the paper the technique and the governing parameters are described.

The performed field measurement program permitted to study the explosive action. The registration of seismic signals and of the pore pressure in function of the distance from the explosion center are presented. The settlements of the soil surface and at the soil beneath have also been measured. The improved properties of the densified soil have been supervised by a dynamic penetrometer. Some information on the calculation method are also presented.

^{*} Instytut Morski, Gdańsk, Pologne.

1. INTRODUCTION

L'un des éléments des travaux liés aux problèmes de fondations consiste à densifier le sol, ce qui permet de réduire le coût de l'ouvrage, et empêche la formation de tassements trop importants qui pourraient causer l'endommagement de la construction ou diminuer sa résistance.

Actuellement, dans la technique internationale, on applique le plus souvent les méthodes suivantes :

- drainage du sol avec surcharge statique;
- consolidation dynamique (méthode de Ménard);
- vibroflottation ;
- compactage par explosifs.

La densification des sols par explosifs est l'un des thèmes principaux dans les travaux de recherche menés par l'Institut Maritime de Gdańsk et la Chaire de Géotechnique de l'École Polytechnique de Gdańsk.

Ces recherches, ainsi que de nombreux essais effectués sur le terrain, ont abouti à l'élaboration de méthodes modernes pour la densification dynamique des sols par explosifs.

Ces méthodes comprennent :

a. compactage des sols pulvérulents à l'aide d'explosifs enfoncés :

en terre ;

dans les bassins maritimes et fluviaux.

b. consolidation dynamique avec formation dans le sol de pieux sableux drainants.

Ces méthodes ont été appliquées, entre autres, aux ouvrages maritimes du Port du Nord de Gdańsk, dans la construction du quai d'un chantier naval de Gdynia et dans les ouvrages hydrotechniques de la centrale nucléaire de Zarnowiec.

Jusqu'à présent, les sols compactés en Pologne comptent : à terre $4\,000\,000\,m^3$, en mer $200\,000\,m^3$ (dans les bassins portuaires).

2. DESCRIPTION DE LA MÉTHODE

La densification des sols par explosifs est possible si : a. la couche du sol à compacter est entièrement saturée ;

b. la masse d'explosif dans les charges isolées est bien calculée et ne provoque pas d'éruption de sol.

Les phénomènes qui se produisent dans le sol par suite des explosions ne sont pas encore entièrement éclaircis, tant ils sont compliqués.

Afin d'obtenir de bons résultats dans la consolidation du sol, il faut que les paramètres ci-dessous soient correctement déterminés :

— type de charge : ponctuelle, linéaire, continue, interrompue;

masse de chaque charge;

propriété de l'explosif utilisé ;

 $-\,$ nombre total de charges explosives dans une série de tirs ;

 répartition des charges dans l'espace de la couche compactée ;

 intervalle de temps entre les tirs dans les séries successives d'explosions;

- technique d'exécution de travaux de tirs et de forage.

Le processus de la densification du sol à l'aide d'explosifs consiste à provoquer dans le squelette du sol de grandes pressions qui se créent par suite de l'accroissement brusque de la pression interstitielle dans le sol et de sa vibration.

Ce procédé se caractérise par l'écoulement de l'eau du sol, la phase préliminaire du tassement, ainsi que par la consolidation secondaire du sol, ce qui peut durer d'un à plusieurs mois.

La densification du sol cohérent par explosifs consiste en la formation de pieux sableux — drains verticaux qui provoquent l'écoulement brusque de l'eau.

L'explosion d'une charge linéaire dans le sol cohérent forme une ouverture de forage dont le diamètre dépend avant tout de la masse de matériel explosif appliqué sur 1 ml du forage, de la structure du sol, de l'état plastique et de la densité apparente du sol.

Simultanément à la formation d'une ouverture de forage d'un grand diamètre (0,5 a 1,5 m), une onde de choc entraîne dans le sol environnant l'augmentation brutale de contraintes dans le squelette du sol et une surpression de l'eau interstitielle, ce qui amorce le processus de consolidation.

Dans le cas où il existe une couche saturée de sable ou de gravier au-dessus de la couche du sol cohérent, l'explosion provoque une ouverture de courte durée et l'écoulement d'une partie du sol pulvérulent dans l'ouverture de forage ainsi créé. C'est ainsi qu'un pieu sableux qui sert de drain vertical est formé.

Le compactage de ces pieux sableux se fait au cours de l'exécution de pieux voisins.

Le processus de consolidation une fois terminé, les pieux sableux peuvent être encore compactés à l'aide de charges ponctuelles placées au-dessus des pieux dans la couche du sol pulvérulent.

3. ESSAIS SUR LE TERRAIN

La densification du sol par explosifs exige un contrôle technique constant et l'exécution d'un large programme d'essais et de mesures qui peuvent être divisés en 4 groupes :

1^{er} groupe

les essais avant les travaux de tirs :

• essais sismiques (afin de déterminer des zones de risque et des masses optimales de charges) ;

essais géotechniques de contrôle.

2^e groupe

- les essais et les mesures de contrôle en cours de travaux de tirs :

- mesure de la pression interstitielle ;
- mesure du tassement de la surface de terrain après chaque série successive de tirs;
- mesure du tassement des repères en profondeur.

3^e groupe

 les essais de contrôle après les travaux de tirs mais pendant la consolidation secondaire :

mesure de la pression interstitielle ;

• mesure de la surface du terrain et du tassement des repères en profondeur.

4^e groupe

 les essais des propriétés du sol compacté (après le processus de la consolidation secondaire).

3.1. Mesure de la pression interstitielle

Le but principal consiste en :

a. la détermination de la durée de la consolidation du sol,

b. la détermination de la variation de la surpression de l'eau dans la phase de vibration du sol.

Pour atteindre ce but, on utilise des piézomètres et des capteurs tensiométriques (de 200 à 500 kPa).

Les essais effectués sur différents sites ont démontré que la pression interstitielle augmentait brutalement pendant la vibration du sol (de 0,5 à 2 s) puis décroissait lentement (de quelques jours à plusieurs mois).

L'exemple des variations de pression interstitielle en fonction de la distance entre le lieu de mesure et le point de tir est donné en figures 1 et 2.

La valeur de surpression et la rapidité de sa chute changent en fonction de la distance entre le lieu de mesure de la pression et le point de tir.

Jusqu'à présent, on n'a pas réussi à mesurer la valeur de surpression dans la zone de la densification intense du sol immédiatement après les travaux de tirs parce qu'un capteur de 500 kPa placé à une distance de 7 m du point de tir et à la profondeur de 8,6 m au-dessous du terrain avait été endommagé. Les piézomètres installés sur place ont laissé s'écouler l'eau, et n'ont pas permis la mesure.



Fig. 1. — Parcours des changements de la surpression dans la phase d'oscillation en fonction de la distance du lieu d'explosion.



Fig. 2. — Parcours des changements de la surpression après 40 secondes à partir du moment d'explosion en fonction de la distance du lieu d'explosion.

3.2. Essais sismiques et évaluation de l'influence des paramètres de vibrations sur le processus de la densification du sol

Les essais sismiques des paramètres de vibrations dans le voisinage immédiat du lieu d'explosion ont été exécutés à l'aide de sismographes de type WBP-III destinés à enregistrer des vibrations à courte distance du lieu d'explosion.

Les déplacements enregistrés se situent entre 1 et 150 mm pour la bande de fréquence entre 1 et 100 Hz. L'enregistrement de la composante verticale a été exécuté simultanément en plusieurs points de mesure dans un intervalle de 5 à 35 m du lieu d'explosion, les points de mesure étant disposés tous les 2,5 m.

Le but des mesures de vibrations à courte distance est d'analyser les changements de l'intensité des vibrations qui se produisent à différentes distances du lieu d'explosion, ainsi que de déterminer le caractère des vibrations et leurs paramètres.

A une distance inférieure à 16 m, l'enregistrement des vibrations du sol n'est pas perturbé par la réaction des ondes réfléchies.

Au fur et à mesure de l'accroissement de la distance, la forme du sismogramme est devenue plus complexe et a été typique pour « un champs éloigné » des déplacements.

La figure 3 indique l'enregistrement des vibrations du sol en fonction de la distance pour une masse constante d'explosion de 23 kg.

Les vibrations les plus intenses ont été provoquées par les ondes longitudinales et tranversales. On peut supposer qu'elles exercent une grande influence sur le processus de la densification du sol, par la déformation de sa structure primaire.

Les paramètres de vibrations du troisième et du quatrième passage des ondes réfléchies n'ont pas atteint (sauf dans quelques rares mesures) la valeur de vibrations enregistrée dans le premier et le deuxième passage.



Fig. 3. — Changement du caractère d'enregistrement des vibrations en fonction de la distance.

Ces vibrations provoquent aussi un changement de la structure primaire du sol, mais leur influence sur le processus de consolidation du sol est moins important.

Il faut souligner que tous les sismogrammes enregistrés à la même distance du point d'explosion se sont caractérisés par un enregistrement de vibration très rapproché.



Fig. 4. — Exemple d'enregistrement des vibrations à une distance de 10 mètres du lieu d'explosion. Q=23 kg

Tirs N^{ps} 67, 68, 69, 70 - Enregistrement après la première série d'explosion.

Tirs N^{ps} 72 et 74 - Enregistrement après la deuxième série d'explosion.

La figure 4 présente les exemples d'enregistrements à une distance de 10 m du lieu d'explosion pour : — la première série de tirs : sismogrammes n° 67, 68,

69, 70;

- la deuxième série de tirs : sismogrammes n° 72, 74.

Afin de déterminer les paramètres limites de vibrations ayant une influence sur le processus de la densification du sol, on a fait un diagramme de vibrations après le passage des ondes : longitudinale et transversale. On a déterminé les paramètres limites pour les ondes longitudinales et transversales à partir des sismogrammes de vibration après le passage de ces ondes.

On a établi un rapport entre ces valeurs et la moyenne du tassement du sol à la suite de sa densification. Exemples : voir figures 5, 6, 7.

ll en résulte que dans la zone de densification effective du sol (R $\,=\,$ 7,0 m) les paramètres de vibrations ont des valeurs suivantes :

- amplitude des vibrations « $A \gg 0,027$ m ;


Fig. 5. — Variations des amplitudes des placements des vibrations (première et deuxième entrée des ondes sismiques).



Fig. 6. — Variations des vitesses des vibrations et tassement du sol en fonction de la distance du lieu d'explosion.



(1^{re} et 2^e entrée des ondes sismiques) et du tassement du sol en fonction de la distance du lieu d'explosion.



Fig. 8. — Diagramme des tassements du terrain pendant le compactage du sol par l'explosif.

- vitesse des vibrations « V_1 » $>0,50~m/s^{-1}$ pour les ondes longitudinales et « V_2 » $>0,20~m/s^{-1}$ pour les ondes transversales ;

 — la fréquence des vibrations est d'environ 4 Hz pour les ondes longitudinales et d'environ 2 Hz pour les ondes transversales.

3.3. Mesures de tassement du sol

Les mesures de tassement du sol ont été exécutées pendant et après les travaux de tirs.

On a déterminé les valeurs du tassement des couches particulièrement du sol à l'appui de :

- mesures de nivellement de la surface du sol;

 mesures de tassement à l'aide des repères profonds.

Domaine des mesures :

nivellement des points sur le terrain situés dans un réseau de 10×10 m avant les travaux de tirs (les piquets étant enfoncés à 0,7-0,8 m en profondeur);
 mesures de contrôle des points sur le terrain et des repères profonds après chaque série de tirs;

 mesures de contrôle six semaines après avoir terminé les travaux de tirs (fin de la consolidation secondaire).

Les exemples de tassement du sol et des repères profonds observés au cours de la densification du sol sur le terrain de la station de pompage d'eau de la centrale nucléaire de Zarnowiec sont présentés par les figures 8 et 9.



Fig. 9. — Diagramme du tassement de la surface du terrain et des repères profonds pendant le compactage du sol à l'explosif.



Fig. 11. — Résultat d'essais avec la sonde percussion de type de Borros sur le chantier de la centrale nucléaire.

3.4. Essais géotechniques

Le but des essais géotechniques est de définir les changements qui se produisent dans le sol par suite de sa densification. Les essais ont eu pour but l'étude du degré de compactage I_D avant les travaux de tirs et six semaines au moins après la fin des travaux de tirs.

Les essais ont été faits à l'aide d'un pénétromètre statique « Gouda », d'un pénétromètre dynamique « Borros » et d'un pénétromètre sonde légère (ITB-ZW). Un exemple de profil de sol compacté par les explosions sous l'eau est donné en figure 10, tandis que ceux concernant le terrain de la Centrale nucléaire à Zarnowiec sont en figure 11.

4. TECHNIQUE D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

Dans la densification du sol en terre on utilise des explosions contenues c'est-à-dire ne provoquant pas l'éruption du sol. Les charges explosives sont placées dans les ouvertures de forage à des profondeurs en fonction du projet et des conditions géotechniques. On procède de même pour leur masse et leur distance (fig. 12, 13).



Fig. 12. — Schéma de répartition des charges explosives dans le sol.



Fig. 13. — Phases de formation d'un pieu sableux au moyen des explosions.

Pour la densification du sol dans les bassins, les charges sont placées à une distance bien déterminée au-dessus de la surface ou du remblai. La distance et la masse du matériel explosif changent en fonction de la profondeur de l'eau dans le bassin et de l'ouverture d'une couche du sol compacté (fig. 14).

4.1. La forme des charges

Pour la densification du sol on utilise les charges ponctuelles ou linéaires. La longueur d'une charge ponctuelle ne devrait pas dépasser son diamètre, et sa forme doit être la plus rapprochée d'une sphère.

Les charges linéaires ont la forme d'un cylindre ou d'un tuyau flexible. Elles sont préfabriquées à terre puis placées dans les ouvertures de tirs conçues dans ce but.



Les charges peuvent être disposées :

- en triangles équilatéraux ;
- en carrés ;
- en ligne droite.

Le système de répartition de charges dans le plan n'a pas d'influence particulière sur les résultats finaux du compactage du sol.

On recommande néanmoins d'utiliser le système de carrés pour les travaux à terre, et pour la densification du sol sous l'eau celui de la ligne droite. Ces deux systèmes sont les plus efficaces pour des travaux de densification à l'échelle industrielle.





- O I ÈRE SÉRIE D'EXPLOSIONS
- · II ÊME SÉRIE D'EXPLOSIONS
- · III ÈME SÉRIE D'EXPLOSIONS
- O IV ÈME SÉRIE D'EXPLOSIONS

Fig. 14. — Schéma de la répartition des charges explosives sous l'eau : a. En coupe verticale. b. Dans le plan. La densification du sol se fait à l'aide de plusieurs séries de tirs exécutés sur le terrain. Une série de tirs se compose d'un nombre de charges disposées uniformément sur toute la surface du sol compacté. La distance entre les charges étant 2R, avec R — rayon d'action effectif de l'explosion.

Il est recommandé d'exécuter simultanément le plus grand nombre de tirs en utilisant le maximum de charges.

C'est d'après les essais sismiques qu'on établit leur nombre. Pour augmenter le degré de densification du sol d'une valeur $I_D \leqslant 0,25$ à une valeur $I_D \geqslant 0,4$ on exécute deux séries de tirs. Pour obtenir la valeur $I_D \geqslant 0,8$ on exécute au moins quatre séries de tirs.

4.3. Masse des charges

4.3.1. Densification terrestre

Dans la densification du sol pulvérulent, la masse d'une charge isolée ponctuelle peut être déterminée par la formule empirique selon P. IVANOV (1967)

$$q = 0.055 h^3$$
 (1)

avec : q - masse du matériel de tirs (en kg) h - enfoncement de charge (en m).

Dans les travaux de notre groupe de recherche, les charges ponctuelles ont été appliquées exclusivement à des charges dynamiques afin d'accélérer le processus de consolidation du sol.

Pour le compactage des couches du sol jusqu'à 30 m d'épaisseur, on a utilisé les charges linéaires ; de même que pour le sol cohérent. C'est d'après les tirs d'essais qu'on a déterminé la masse d'une charge linéaire isolée.

4.3.2. Densification dans les bassins

Dans la densification du sol pulvérulent sous l'eau, la masse d'une charge isolée peut être déterminée d'après la formule empirique suivante :

$$q = \left(\frac{h}{b}\right)^3 \tag{2}$$

avec :

q - masse d'une charge isolée (en kg) ;

b - coefficient d'après les essais sur le terrain m/kg^{1/3}

Pour le sable moyen et le gravier :

$$b = 4,5 a 5,0$$

4.4. Rayon d'action effectif de l'explosion

Le rayon d'action effectif de l'explosion pour chaque type de charge dans la densification du sol en terre et dans les bassins peut être déterminé d'après la formule :

$$R = cq^{1/3} (m)$$
 (3)

avec : R - rayon d'action de l'explosion (en m) ; q - masse de charge (en kg) ;

 ε coefficient empirique (m/kg^{1/3}).

Pour le sol pulvérulent avec le degré initial en compactage $I_D \leq 0.3$, le coefficient « c » vaut 5.

Pour un sol avec un degré initial de densification supérieur à 0,5, ainsi que pour un sol silteux le coefficient vaut 2,5. Ces coefficients ont été élaborés après plusieurs années d'expérimentations sur le terrain. Leurs valeurs pour les sols pulvérulents sont très rapprochées de celles qui ont été déterminées par P. IVANOV au cours de ces essais.

Il est recommandé de déterminer ce coefficient pour les sols cohérents pendant les travaux de tirs préliminaires.

4.5. Profondeur d'installation des charges

Les charges ponctuelles doivent être placées à la profondeur :

$$L = \frac{h}{1,5}$$
 (m) (4)

avec :

L - profondeur d'installation des charges (m) ; h - hauteur de la couche à compacter (m).

Au cas où l'explosion de charge provoque une éruption du sol, il faut augmenter la profondeur qui a été déterminée d'après la formule.

Pour le compactage sous l'eau, on installe des charges à une profondeur déterminée en y accrochant des flotteurs en plastique ou en bois.

La distance minimale d'installation des charges au-dessus du fond où l'éruption ne se produit pas est déterminée par la formule de P. Ivanov :

$$l = (d.g^{1/3})^{1.95}$$
(5)

avec :

l - distance minimale d'installation de charge au-dessus du fond (m) ;

d - coefficient empirique ;

 $d \cong 0,35.$

5. MASSE DE SÛRETÉ DE CHARGE POUR UN TIR SIMULTANÉ

Pendant la densification en terre et dans les bassins, la masse de sûreté pour un tir simultané doit être bien déterminée et ne doit pas perturber le fonctionnement des objets placés à la proximité de travaux de tirs.

Pour les charges linéaires le rayon de la zone menacée pour les objets en bon état est déterminée par la formule :

$$L_s = 70 \sqrt[3]{\Sigma q} (m) \tag{6}$$

avec :

 Σq - masse des charges pour un tir simultané (kg) ; L_s - rayon de la zone menacée (m).

Les distances déterminées sont souvent approximatives. Les résultats des essais sismigues ont plusieurs fois démontré qu'il y avait eu de grandes différences dans l'étendue de la zone menacée, même pour des sols dont les caractéristiques étaient presque identiques.

Par exemple pour un sol argileux et une masse de charge de 30 kg, le rayon de la zone menacée varie entre 150 et 400 m.

Pour un sol sableux saturé ce rayon varie :

q	=	5	kg	-	74	m	à	93	m
q	=	10	kg	-	98	m	à	117	m
q	=	15	kg	÷.	120	m	à	134	m

Il y a donc une nécessité de faire des essais sismigues de contrôle avant tous les travaux de tirs.

Il est recommandé d'augmenter la masse de charges et leur nombre au fur et à mesure des essais, afin de pouvoir déterminer la masse optimale de charges.

6. EFFETS TECHNIQUES **ET ÉCONOMIQUES**

Les méthodes de densification du sol par explosifs sont aussi efficaces que celles de vibroflottation et de Ménard qui étaient appliquées jusqu'à présent dans la technique internationale.

Leurs avantages sont les suivants :

progrès rapide des travaux ;

 rayon d'action illimité dans les conditions terrestres;

 possibilité d'obtenir la valeur du degré de compactage à une profondeur quelconque ;

frais d'exécution des travaux notablement inférieurs à ceux des autres techniques de compactage;

- possibilité de compactage des sols sous l'eau et l'amélioration des sols cohésifs.

Par exemple :

Les frais de travaux de densification de la surface de 10000 m² à une profondeur de 23 m sont de 2,5 FF par m³ (d'après les prix de 1984).

Ces frais comprennent :

 élaboration du projet de densification du sol par explosifs;

- exécution de travaux de forage et de tirs;
- essais sismiques;
- contrôle constant de l'auteur ;

 contrôle de mesure au cours de l'exécution des travaux.

Le temps d'exécution de travaux sur la surface de 10000 m² avec une seule foreuse est d'environ trente jours ouvrables soit 4000 m³ par jour. Avec deux foreuses la capacité monte à 10000 m³/jour.

Dans la densification du sol dans les bassins, c'est à l'aide de bargues que les charges sont réparties et le temps d'exécution dans les conditions atmosphériques favorables est d'environ trente jours ouvrables pour 10000 m³ de sol.

Afin de déterminer les aspects économiques de la méthode de densification du sol dans les conditions terrestres, on les a comparés avec la méthode de vibroflottation et celle des pieux FRANKI.

Dans ce but on a pris en considération les éléments suivants :

- profondeur de compactage 17 m;
- surface à compacter 10000 m²;
- utilisation d'une seule foreuse.

Le coût comparatif de compactage par rapport à la méthode de :

- vibroflottation : environ 1,00;
 pieux FRANKI : environ 0,98;
- explosions : 0,15.

On a calculé le profit relatif de la méthode d'explosion qui est de 0,84 pour 10000 m².

Il faut souligner que cette méthode est dix fois plus rapide. L'équipement utilisé est simple et généralement accessible et le nombre d'employés réduit (6 personnes par groupe).

BIBLIOGRAPHIE

- DEMBICKI E., KISIELOWA N., NOWAKOWSKI H., OSIECIMSKI R., Compactage des fonds marins sableux à l'explosif. C.R. du Collogue sur le compactage, Paris, 1980, vol. I, pp. 295-299.
- 2. DEMBICKI E., KISIELOWA N., NOWAKOWSKI H., NOWAKOWSKI Z., Consolidation dynamique des vases à l'explosif. C.R. du Colloque sur le compactage, Paris, 1980.
- 3. DEMBICKI E., KISIELOWA N., Field tests of marine subsoil improved with explosion method. Proc. of the Sec. Europ. dymp on Penetration Testing, Amsterdam, 1982, vol. II, pp. 535-54.
- 4. DEMBICKI E., KISIELOWA N., Technology of soil compaction by means of explosion. Proc. of the VIII. Europ. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Helsinki, 1983, vol. I, pp. 229-230.
- 5. IVANOV P. L., Uplotnienie nieswiaznych gruntow wzrywami, Leningrad, 1967.

avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression

advantages and disadvantages of lubricated platens in the compression triaxial tests

> J.L. COLLIAT Chercheur 3^e cycle* J. DESRUES Chargé de recherche au C.N.R.S.* F. FLAVIGNY Maître de conférences à l'Université de Grenoble*

Résumé

Un bilan complet des avantages et inconvénients liés à l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression, est dressé ici. L'influence des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon sur les paramètres mesurés à l'essai triaxial est étudiée, à l'aide d'essais drainés réalisés, sous différentes contraintes de confinement (comprises entre 0,05 et 10 MPa), sur un sable fin. L'accent est mis sur deux points particuliers : d'une part, le problème des erreurs introduites par l'effet de mise en place du système d'antifrettage et, d'autre part, l'incidence sur l'homogénéité de déformation des échantillons étudiés à l'aide d'un tomodensitomètre à rayons X (ou « scanner »).

Abstract

A complete balance of both advantages and disadvantages of the use of frictionless end platens in the compression triaxial test is drawn up herein. The influence of the experimental conditions (lubrificated end platens and height-to-diameter ratio) on the stress-strain behaviour of a fine sand is studied, using drained triaxial tests performed under both low and elevated cellpressures (from 0,05 to 10 MPa). It is emphasized on two peculiar points: the bedding error, and the deformation homogeneity inside the samples studied by means of an X-ray scanner.

* Institut de Mécanique de Grenoble Laboratoire (UA6) associé au C.N.R.S.

Domaine Universitaire.

B.P. n° 68 - 38402 Saint Martin d'Hères.

1. INTRODUCTION

L'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression n'est pas ce que l'on peut appeler une technique nouvelle. ROWE et BARDEN (1964) associent le développement de cette technique au début de leurs études sur les relations de contraintedilatance à l'Université de Manchester, dès 1956. A l'Institut de Mécanique de Grenoble, BIAREZ (1962), en 1962, souligne la nécessité de supprimer le frettage aux extrémités de l'échantillon, afin d'obtenir une déformation homogène, dans le cas d'essais triaxiaux réalisés jusqu'à de grandes déformations axiales.

Cette technique semble connaître actuellement un regain d'intérêt, en liaison avec les progrès enregistrés dans la formulation des lois de comportement qui rendent plus que jamais nécessaire la réalisation d'essais mécaniques dits « homogènes », pour la détermination de paramètres fiables.

Pourtant, l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial ne fait pas l'unanimité. Les avis restent partagés ; ceci peut-être du fait du manque d'un bilan complet des avantages et inconvénients liés à cette technique expérimentale.

Après une étude bibliographique succincte, ce bilan est dressé ici : l'influence des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon est étudiée à l'aide d'essais triaxiaux drainés, réalisés sous des pressions de confinement faibles et élevées; l'accent est mis sur deux points particuliers : le problème des erreurs introduites par l'effet de mise en place du système d'antifrettage et l'incidence sur l'homogénéité de déformation des échantillons.

2. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUCCINCTE

De nombreuses études ont permis de montrer que les deux causes principales de la non-homogénéité de l'essai triaxial conventionnel (essai utilisant des bases rugueuses et un échantillon d'élancement égal à 2) sont, d'une part, la formation de zones rigides à chaque extrémité de l'échantillon, due aux forces de friction radiales se développant entre le matériau testé et les bases rugueuses (phénomènes de frettage) et, d'autre part, la tendance à la localisation des déformations au sein de l'échantillon suivant une ou plusieurs bandes de cisaillements (ou surfaces de rupture), plus particulièrement dans le cas des matériaux denses, fragiles ou fissurés.

Ce deuxième phénomène a été étudié, entre autres auteurs, par DESRUES (1984), dans le cas d'essais de déformation plane et à l'aide d'une méthode stéréophotogrammétrique de faux relief. Il faut souligner que ce problème de la localisation des déformations en bandes de cisaillement, étudié, dans la référence citée, dans le cas d'un échantillon dilatant soumis à un essai de déformation plane, demande encore à être précisé pour l'essai triaxial de révolution, ainsi que dans le cas où le matériau devient contractant lorsque le niveau de contrainte auquel il est soumis augmente. Rappelons que, dans le cas de l'essai triaxial conventionnel, BISHOP et HENKEL (1957) préconisent l'utilisation d'échantillons longs, afin que, dans la zone centrale, le comportement du matériau ne soit pas influencé par le phénomène de frettage.

L'introduction, par ROWE et BARDEN (1964) de l'emploi de bases lubrifiées dans l'essai triaxial constitue un progrès important. La suppression des zones rigides à chaque extrémité de l'échantillon (avec l'hypothèse d'un antifrettage parfait), doit théoriquement permettre le choix d'un élancement quelconque. De fait, on trouve dans la littérature des valeurs d'élancement comprises entre 0,36 et 2,5. Ainsi, les résultats donnés dans la suite de ce paragraphe ne prennent pas en compte le rôle spécifique de l'élancement de l'échantillon qui n'a pas fait l'objet, de la part des différents auteurs, d'une étude systématique.

D'une façon générale, de nombreux auteurs (5, 7, 11, 14, 15, 18, 19, 21, 22, 23) sont partisans de l'utilisation combinée d'échantillons courts et d'un système d'antifrettage, pour les deux raisons suivantes :

— l'utilisation de bases élargies lubrifiées, en supprimant les zones rigides aux extrémités de l'échantillon, entraîne une plus grande homogénité de distribution de contrainte et de déformation pendant l'essai, et permet à l'échantillon de conserver sa forme cylindrique même après avoir subi de grandes déformations;

— le développement plus uniforme de la dilatance entraîne une tendance vers la formation de plusieurs surfaces de rupture, plutôt que le développement prématuré d'une seule bande de cisaillement prédominante.

BISHOP et GREEN (1965), à la suite d'une étude très détaillée de l'influence des conditions d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon sur les paramètres déterminés à l'essai triaxial de compression, aboutissent à la conclusion suivante : des échantillons d'élancement 2, frettés ou antifrettés, donnent un angle de frottement de pic identique ; l'utilisation d'échantillons plus courts entraîne une hausse de la valeur de cet angle mesurée, et une amélioration du système d'antifrettage permet de retrouver la valeur « réelle » de la résistance au cisaillement correspondant à celle des échantillons d'élancement 2.

Il faut souligner que cette conclusion est contredite par les résultats obtenus par différents auteurs, dont LEE et SEED (1964), ROWE et BARDEN (1964) et TAT-SUOKA et AL (1984), d'où l'impossibilité d'une conclusion définitive sur ce point.

Au sujet du choix de l'élancement « optimal » d'un échantillon triaxial antifretté, divers résultats sont obtenus. HETTLER et VARDOULAKIS (1984), s'appuyant sur les résultats d'une analyse théorique (bifurcation diffuse) de l'apparition d'un mode de déformation hétérogène (tonneau ou autre mode plus complexe), proposent d'utiliser des échantillons très courts (leur appareil triaxial accepte des échantillons d'élancement 0,36 avec un diamètre initial de 78 cm) pour obtenir des essais qu'ils considèrent comme parfaitement homogènes jusqu'à une déformation axiale de 10 %. LABANIEH (1984), en utilisant des échantillons d'élancement 2 et en portant un soin particulier au système d'antifrettage, réalise des essais considérés comme homogènes jusqu'à des déformations axiales atteignant 15 % (soit bien après le pic de contrainte situé à une déformation axiale d'environ 8 %). Enfin, BOUVARD (1982) et DEGNY (1984), avec des échantillons d'élancement 1, considèrent conserver l'homogénité de leurs essais jusqu'à des déformations axiales de près de 20 % ; DEGNY (1984) arrive à la conclusion que le moment où l'homogénéité de l'essai est perdue n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais dépend des conditions aux limites et de la qualité de régulation de cet essai.

Sauf dans le cadre de quelques études récentes (10, 11, 12, 16, 17, 24), un des problèmes essentiels, lié à l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial, a été en général ignoré : il s'agit de l'erreur due à l'effet de mise en place du système d'antifrettage. Dans le cas d'essais triaxiaux de compression, réalisés sur du sable en conditions drainées, avec des échantillons d'élancement 2, cet effet peut entraîner la mesure d'un module initial tangent environ 60 % plus faible pour les échantillons antifrettés (3, 15, 22, 23). SARSBY, KALTEZIOTIS, et HADDAD (1982) montrent que, lors d'essais de compression isotrope et sous des contraintes inférieures à 700 kPa, l'effet de la mise en place du système d'antifrettage peut être la cause de 80 % de la valeur mesurée du raccourcissement de l'échantillon. MOLENKAMP et TATSUOKA (1983) considèrent que cet effet de mise en place est similaire à l'effet de pénétration de la membrane latérale, pour des niveaux de contrainte courants. GOLDSCHEIDER (1984) détermine la correction à appliquer à la mesure des déformations d'un échantillon par différence entre des mesures obtenues lors d'essais avec et sans système d'antifrettage ; il met en évidence une grande dispersion des résultats obtenus par cette méthode, empêchant la détermination exacte de cette erreur. Enfin, HETTLER, VARDOULAKIS et GUDEHUS (1984), préférant une méthode d'approche plus directe, déterminent la «vraie» déformation axiale de leurs échantillons à partir de mesures faites en dehors des zones perturbées par la présence du système d'antifrettage.

3. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Après l'exposé de résultats généraux illustrés par des courbes caractéristiques et représentatives d'essais, cette étude expérimentale permet de bien mettre en évidence le rôle des conditions d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon sur les différents paramètres mesurés à l'essai triaxial de compression drainé, et l'accent est mis sur l'importance de la prise en compte de l'effet de mise en place du système d'antifrettage ; le cas des essais réalisés sous pressions de confinement élevées est également considéré. Enfin, l'homogénéité de déformation des échantillons est étudiée de façon originale grâce à l'utilisation d'un tomodensitomètre à rayons X.

3.1. Conditions et procédure d'essai

Les trois cas de conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement envisagés dans cette étude sont les suivants : a. échantillon fretté et d'élancement 2 (cas conventionnel) ;

- b. échantillon antifretté et d'élancement 2;
- c. échantillon antifretté et d'élancement 1.

Le matériau utilisé est un sable quartzique fin, provenant de la carrière d'Hostun, uniforme (figure 1), composé de particules anguleuses, et dont les caractéristiques sont les suivantes :

Pour tous les essais, les échantillons sont mis en place à l'état sec, par déversement. Les échantillons lâches sont mis en place avec une hauteur de chute nulle (leur densité relative initiale est comprise entre 15 % et 25 %); les échantillons denses sont mis en place avec une hauteur de chute libre égale à 1 m, d'où une densité relative initiale comprise entre 90 % et 95 %. Cette méthode de mise en place assure des résultats très reproductibles, ainsi que des échantillons homogènes en densité initiale sur toute leur hauteur.



Fig. 1. – Courbe granulométrique du sable d'Hostun fin.

Tous les essais (sauf ceux réalisés sous pression de confinement élevée, voir le paragraphe 3.4) ont été effectués, en conditions drainées, sur des échantillons saturés d'un diamètre initial de 100 mm; la charge axiale est appliquée par l'intermédiaire d'une tête rotulée. Les échantillons sont enfermés dans une membrane d'une épaisseur de 0,5 mm, et la vitesse d'écrasement est égale à 1 mm/min (soit 1 %/min pour l'échantillon d'élancement 1).

Le système d'antifrettage est composé de bases élargies métalliques (d'un diamètre de 120 mm), polies et lubrifiées par une fine couche de graisse au silicone; entre les bases élargies et l'échantillon sont intercalées deux membranes de latex, d'épaisseur 0,4 mm et également lubrifiées. Le drainage de l'échantillon est assuré, à chacune de ses extrémités, par une pierre poreuse centrale, d'un diamètre de 18 mm; ces pierres poreuses, dépassant légèrement des bases élargies, assurent également le centrage de l'échantillon.

Les déformations prises en compte dans l'interprétation des essais sont les déformations logarithmiques naturelles, calculées de la façon suivante :

$$\varepsilon_1 = \text{Log} (\text{H}/\text{H}_0)$$
 et $\varepsilon_v = \text{Log} (\text{V}/\text{V}_0)$

avec H_0 et V_0 = hauteur et volume de l'échantillon après consolidation isotrope. Toutes les autres notations utilisées sont les notations classiques de la Mécanique des Sols.

3.2. Résultats généraux

Du point de vue général, la figure 2 donne des courbes d'essais caractéristiques, obtenues, dans le cas d'échantillons initialement denses ou lâches, pour une pression de confinement de 90 kPa. Des résultats similaires ont été obtenus pour des valeurs de la pression de confinement comprises entre 50 et 1 000 kPa.

De la même façon que dans le cas des nombreuses études déjà réalisées, les faits suivants ont pu être observés : a. l'utilisation d'échantillons conventionnels (frettés -élancement 2), dans le cas d'échantillons initialement denses, entraîne la mesure d'un pic de contrainte très marqué, avec le développement prématuré d'une bande de cisaillement prédominante;

b. dans le même cas d'échantillons initialement denses l'utilisation d'un système d'antifrettage permet d'atteindre la rupture de façon plus progressive, sans bande de cisaillement visible, ou avec le développement de surfaces multiples;

c. dans le cas de l'utilisation d'un système d'antifrettage, l'emploi d'échantillons courts (élancement 1) semble préférable à celui d'échantillons longs (élancement 2), du fait d'une géométrie plus stable, permettant de poursuivre les essais jusqu'à des déformations axiales plus importantes.

3.2.1. Les paramètres mesurés à l'essai triaxial de compression

Il s'agit ici des paramètres caractérisant la rupture d'un échantillon soumis à un essai triaxial de compression réalisé en conditions drainées. La figure 3 (sauf en ce qui concerne la figure 3a) présente des résultats obtenus par une seule valeur de la pression de confinement ; des résultats similaires (mais atténués lorsque la pression de confinement augmente) ont été observés pour des pressions de confinement comprises entre 50 et 1 000 kPa.

La figure 3a montre l'influence des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon



Fig. 2. — Courbes caractéristiques du comportement contrainte-déformation-changement de volume, en fonction des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon.

50°

ø

45°

40°

00



0,10





23

sur la valeur de l'angle de frottement de pic mesurée, dans le cas d'essais réalisés avec des pressions de confinement comprises, entre 50 et 1 000 kPa. L'incidence de l'antifrettage et de l'élancement diffère suivant l'indice des vides initial des échantillons, ne permettant pas une conclusion générale. Malgré une certaine dispersion des résultats, notamment dans le cas du sable lâche, il faut remarquer que l'écart maximum observé (une différence de l'ordre de 2° à 3° sur la valeur de l'angle de frottement de pic du sable dense) reste faible et de l'ordre de grandeur de la reproductibilité entre deux essais « identiques ».

Concernant la reproductibilité des essais, il est intéressant de relever une étude réalisée par AMOROS, VUEZ et DEVEAUX (1980), sur vingt-cinq échantillons d'essais triaxiaux conventionnels (frettés - élancement 2) préparés de façon identique : l'écart-type sur le déviateur au pic de contrainte se monte à 35 kPa, pour une valeur moyenne de 376 kPa (soit un écart de l'ordre de 3° sur la valeur de l'angle de frottement de pic), alors que l'erreur moyenne quadratique estimée par analyse des erreurs des divers capteurs n'est que de 14 kPa; la différence est expliquée par des variations sur des variables mal contrôlées à la fabrication des échantillons.

La figure 3b met clairement en évidence le fait que la rupture de l'échantillon, définie au pic de contrainte, est atteinte par des déformations axiales plus grandes si un système d'antifrettage est utilisé, et ceci d'autant plus que la densité initiale de l'échantillon est faible. L'utilisation d'échantillons courts (élancement 1) accentue encore ce résultat. L'identité de comportement, dans le cas du sable dense, entre les échantillons d'élancement 2 frettés et antifrettés, est due au développement d'hétérogénéités de déformation (bandes de cisaillement) dans les deux cas d'échantillons ; c'est un des inconvénients possibles de l'utilisation combinée d'un système d'antifrettage et d'échantillons longs (voir § 3.2.2).

La figure 3c montre bien que l'utilisation d'un système d'antifrettage et d'échantillons courts conduit à une mobilisation beaucoup plus complète de la dilatance des échantillons de sable dense. On remarque la grande dispersion de la variation de volume finale dans le cas dense fretté : c'est précisément le résultat du développement incontrôlable des localisations plus ou moins précoces dans ces conditions d'essai. Dans le cas initialement lâche, la différence entre les cas fretté et antifretté semble négligeable, quel que soit l'élancement de l'échantillon.

Enfin la figure 3d montre que le taux de changement de volume, défini au pic la contrainte, semble indépendant des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement, quel que soit l'indice des vides initial de l'échantillon. Il faut remarquer qu'un résultat identique (la figure n'est pas donnée ici) a été mis en évidence en ce qui concerne la valeur de la déformation volumique correspondant au pic de contrainte.

Ces résultats concernant les variations de volume indiquent clairement que la différence entre les échantillons frettés et antifrettés ne provient pas du taux de dilatance au pic de contrainte, mais plutôt de la conservation ou de la perte de l'homogénéité de l'essai à partir du pic, comme le confirment les observations visuelles rapportées au paragraphe suivant.

3.2.2. Déformation globale des échantillons

La figure 4 montre l'influence caractéristique des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement sur la déformation globale (ou sur la géométrie) des échantillons : déformation classique en « tonneau » d'un échantillon conventionnel de sable dense (figure 4a), accompagnée d'une surface de rupture (visible juste après le pic de contrainte, à $\varepsilon_1 = 0,05$ environ) traversant l'échantillon de part en part en fin d'essai. L'utilisation d'un système d'antifrettage et d'un échantillon d'élancement 1 permet une déformation globale, homogène (figure 4b), sans surface de rupture visible à grande déformation axiale.

Les deux photographies précédentes sont à rapprocher des courbes d'essai de la figure 2. Il est intéressant de relever que, dans le cas de l'échantillon conventionnel fretté et d'élancement 2, le développement complet de la bande de cisaillement s'accompagne de l'arrêt brutal de la dilatance globale de l'échantillon ; au contraire, dans le cas de l'échantillon antifretté et d'élancement 1, où aucune surface de rupture n'est visible en fin d'essai, la dilatance de l'échantillon est continue.

La figure 4c montre qu'il est également possible d'obtenir une bonne déformation globale d'un échantillon long et antifretté, mais sa géométrie est difficile à maîtriser, notamment dans le domaine des grandes déformations axiales, et des hétérogénités de déformation (figure 4d) peuvent être obtenues : dans ce cas, l'hétérogénité de déformation globale de l'échantillon en fin d'essai est aussi (sinon plus) importante que dans le cas conventionnel.

3.3. Problème de la mise en place du système d'antifrettage

La pénétration des particules granulaires dans les membranes de latex composant le système d'antifrettage entraîne une erreur sur les valeurs mesurées des déformations axiales et volumiques. La conséquence directe de l'erreur faite sur la mesure de la déformation axiale est immédiatement visible sur la figure 2 : dans le domaine des faibles contraintes de confinement (jusqu'à 300 kPa environ), la valeur mesurée du module initial tangent, dans le cas d'un échantillon antifretté et d'élancement 1, peut être jusqu'à 50 % plus faible que dans le cas d'un échantillon conventionnel fretté et d'élancement 2.

A la suite de ces observations empiriques, l'effet de mise en place du système d'antifrettage a été étudié à l'aide d'essais de compression isotrope, avec mesure du raccourcissement de l'échantillon à l'intérieur de la cellule triaxiale.



 $4a = dense - \sigma_3 = 100 \ kPa - \varepsilon_1 = 0,35$ fretté élancement 2



 $4b = dense - \sigma_3 = 90 \ kPa - \varepsilon_1 = 0,30$ antifrette élancement 1



 $4c = l\hat{a}che - \sigma_3 = 90 \ kPa - \varepsilon_1 = 0,22$ antifretté élancement 2



 $\begin{array}{l} \textit{4d} = \textit{dense} \ -\sigma_3 = \textit{300 kPa} - \varepsilon_1 = \textit{0,20} \\ \textit{antifretté élancement 2} \end{array}$

Fig. 4. — Rôle des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement sur la déformation globale des échantillons.



Nº 34

Fig. 5. — Erreur faite sur la mesure de la déformation axiale et due à la mise en place du système d'antifrettage.

3.3.1. Erreur faite sur la mesure de la déformation axiale

La figure 5a montre les résultats obtenus dans le cas du sable dense soumis à un essai de compression isotrope jusqu'à 1 MPa : la déformation axiale d'un échantillon conventionnel est donnée par la courbe a , celle d'un échantillon antifretté et d'élancement 1 est donnée par la courbe b, lorsque le système d'antifrettage est composé d'une simple couche latex + graisse, et par la courbe c lorsqu'il est composé d'une double couche latex + graisse (c'est le système d'antifrettage utilisé pour tous les essais précédents). Ainsi, l'effet de mise en place du système d'antifrettage peut être la cause de 70 % du raccourcissement mesuré d'un échantillon d'élancement 1 soumis à une pression de confinement de 1 MPa [valeur très proche de celle donnée par SARSBY, KALTEZIOTIS et HADDAD (1982), voir l'étude bibliographique, § 2].

L'erreur due à l'effet de mise en place du système d'antifrettage est déterminée par différence entre les cas fretté et antifretté. Cette erreur, représentée à la figure 5b en terme de raccourcissement axial, est indépendante de la densité initiale de l'échantillon; elle est très importante dans le domaine des très faibles contraintes, puis semble atteindre rapidement une valeur asymptotique (son augmentation semble devenir négligeable lorsque la contrainte dépasse 1 MPa).

La relation donnée à la figure 5b peut ensuite être introduite dans les programmes d'interprétation des essais triaxiaux. Cette correction de la déformation axiale doit évidemment être appliquée à la phase de confinement, comme à la phase d'écrasement, de l'échantillon.

Deux exemples d'application de cette correction sont donnés à la figure 6, dans le cas d'essais réalisés sous des contraintes de confinement de 90 kPa (figure 6a) et de 600 kPa (figure 6b). Le résultat n'est pas réellement satisfaisant, la correction étant soit trop forte (figure 6a, en tout début d'essai) soit trop faible (en particulier dans le cas de la figure 6b). Il faut souligner que le domaine des petites déformations initiales est un domaine délicat, et que la mesure de « bons » modules initiaux demande un matériel approprié (des capteurs de force et de déplacement de grande précision, placés de préférence à l'intérieur de la cellule triaxiale) dont la cellule utilisée n'était pas pourvue.









De nouveaux essais sont nécessaires pour déterminer de façon plus précise l'erreur due à la mise en place du système d'antifrettage et son rôle sur la mesure du module initial tangent.

3.3.2. Erreur faite sur la mesure de la déformation volumique

De la même façon que précédemment, mais cette fois pour la mesure de la déformation volumique, la figure 7a donne les résultats des essais de compression isotrope, obtenus dans le cas d'échantillons de sable dense, pour les deux cas de système d'antifrettage, déterminée par différence entre les cas fretté et antifretté, est également indépendante de la densité initiale de l'échantillon, et est donnée, en terme de changement de volume, à la figure 7b.

En rapportant la valeur du changement de volume à la surface de contact entre l'échantillon et le système d'antifrettage, l'erreur, faite sur la mesure du changement de volume de l'échantillon et due à l'effet de mise en place du système d'antifrettage, peut être comparée à l'erreur du même type mais due à l'effet de pénétration de la membrane latérale (figure 8) ; cette dernière erreur a été déterminée par la méthode de FRYDMAN, ZEITLEN et ALPAN (1973), en fonction du diamètre moyen du sable testé.

Il est clairement montré, en parfait accord avec les conclusions de MOLENKAMP et TATSUOKA (1983), que les deux phénomènes sont similaires, au niveau de contrainte considéré.

3.4. Essais à fortes contraintes de confinement

Tous les résultats présentés ci-dessus sont relatifs au domaine des faibles contraintes de confinement (inférieures à 1 MPa). Quelques essais ont été réalisés sous une contrainte de confinement égale à 10 MPa, dans le but d'observer si les conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon ont encore une influence dans le cas d'essais réalisés sous contraintes de confinement élevées.



Fig. 8. — Comparaison de l'erreur faite sur la déformation volumique et due à la mise en place du système d'antifrettage avec celle due à l'effet de pénétration de la membrane latérale.





Les conditions d'essai sont identiques à celles des essais sous faibles contraintes de confinement, à la seule différence près que le diamètre initial des échantillons est de 5 cm au lieu de 10 cm. Pour le reste, le même système d'antifrettage est utilisé, l'échantillon d'élancement 1 est écrasé à la même vitesse de 1 %/min, et la charge axiale est encore appliquée par l'intermédiaire d'une tête rotulée.

La figure 9 donne les résultats obtenus sur le sable dense. Il est évident que, contrairement à ce qu'il pouvait être attendu, les conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon ont encore une grande influence sur les résultats d'essais triaxiaux de compression réalisés sous fortes contraintes de confinement.

Il faut insister sur le fait que cette influence n'est pas limitée à un point particulier de l'essai mais qu'elle concerne l'essai de façon globale. C'est-à-dire que les conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon ont une influence importante sur :

a. le comportement contrainte-déformation : l'échantillon conventionnel fretté et d'élancement 2 présente un léger pic de contrainte, alors qu'avec l'échantillon antifretté et d'élancement 1 la courbe de contrainte est toujours croissante (c'est la réponse « normale » d'un sable soumis à un essai triaxial sous forte contrainte de confinement, voir COLLIAT (à paraître, 1986) ;

b. le module initial tangent : celui-ci est encore 30 % plus faible dans le cas de l'échantillon antifretté et d'élancement 1 (ce résultat est en contradiction avec les conclusions tirées de la figure 5 et nécessite une étude plus approfondie);

c. la déformation globale de l'échantillon : l'échantillon conventionnel s'est déformé suivant la forme classique en tonneau, alors que l'échantillon antifretté et d'élancement 1 a conservé une forme cylindrique jusqu'à la fin de l'essai à une déformation axiale égale à 0,50;

d. la localisation de la déformation : l'échantillon fretté et d'élancement 2 était, en fin d'essai, strié de multiples bandes de cisaillement, avec un système de doubles surfaces prédominantes ; il faut également noter que cet échantillon n'était plus axisymétrique, indiquant clairement le passage d'une cinématique de déformation axisymétrique à une cinématique de déformation axisymétrique à une cinématique de déformation surfaces de cisaillement prédominantes ; sur l'échantillon antifretté et d'élancement 1, aucune bande de cisaillement n'était visible en fin d'essai.

3.5. Points de vue sur la déformation locale des échantillons

La tomodensitométrie à rayons X, connue aussi sous son nom médical de « scanner », est une technique de contrôle non destructif qui peut apporter des renseignements précieux sur l'état de déformation des échantillons triaxiaux. Après des premiers résultats obtenus par DESRUES (1984) et REYNAUD (1984), une collaboration scientifique s'est établie entre l'Institut de Mécanique de Grenoble et le Laboratoire d'Étude des Technologies Informatiques du Centre d'Études Nucléaires de Grenoble. Il a ainsi été possible de soumettre à un contrôle tomodensitométrique des échantillons ayant subi un essai triaxial de compression.

La tomodensitométrie à rayons X réalise un enregistrement de l'atténuation d'une gerbe de faisceaux X, au cours de sa traversée d'une section de l'échantillon, pour un grand nombre d'incidences différentes. La combinaison des profils obtenus permet la reconstitution de l'atténuation en «tout» point de la section considérée ; cette atténuation peut être reliée à l'indice des vides du matériau, de façon directe dans le cas qui nous intéresse (matériau granulaire). Il est ainsi possible d'obtenir des cartes de la densité locale du matériau dans diverses sections, et de contrôler ainsi l'homogénéité de cette densité dans l'état initial et son évolution. En raison des variations de volume liées à la distorsion d'un milieu granulaire, la densité locale peut être reliée, au moins qualitativement, à la déformation, et peut jouer de ce fait le rôle d'un révélateur d'hétérogénéités de celle-ci; la localisation, cause de forte dilatance dans les matériaux granulaires denses, est ainsi détectée aisément.

Avant d'aborder les résultats obtenus, il faut encore noter que, pour toutes les photographies présentées, la densité locale est exprimée par une échelle de tons de gris, allant du noir pour les structures peu denses au blanc pour les plus denses, et que les diagrammes ajoutés représentent le profil moyen de la densité locale (de façon qualitative et non pas quantitative, du fait du manque d'un étalonnage préalable du scanner) mesurée dans le faisceau matérialisé en pointillés. Enfin, il faut souligner la présence, sur chaque photographie, d'un effet de bord (la densité à la périphérie des échantillons paraissant plus élevée) dû à un durcissement du faisceau de rayons X sur les premiers millimètres de la traversée de l'échantillon ; il convient de faire abstraction de cet artefact. Deux essais ont été réalisés sur le sable dense, à l'aide d'une presse triaxiale spécialement conçue pour permettre un contrôle tomodensitométrique de l'échantillon en cours d'essai. L'échantillon est maintenu sous vide (correspondant à une pression de confinement de 90 kPa environ), il est désolidarisable de la presse et peut ainsi être placé dans le scanner à toute étape de l'essai.

Les deux cas de conditions expérimentales étudiés ont été ceux de l'échantillon conventionnel (fretté - élancement 2, figure 10) et de l'échantillon antifretté et d'élancement 1 (figure 11).

L'échantillon conventionnel s'est d'abord déformé classiquement en tonneau, puis a présenté une surface de cisaillement unique, traversant l'échantillon de part en part et complètement développée lorsque la déformation axiale atteint 10 %. Les photographies de la figure 10 correspondent à ce stade de l'essai, sur le palier des courbes de contrainte-déformationchangement de volume.

L'échantillon antifretté et d'élancement 1 s'est déformé en conservant une forme cylindrique, et aucune bande de cisaillement n'était visible à l'œil nu en fin d'essai à une déformation axiale de 20 %.

En dehors du contrôle de la déformation axiale, aucune mesure de force ou de déformation n'a été réalisée au cours de ces essais, mais les courbes de la figure 2a peuvent être considérées comme caractéristigues et représentatives de ces deux essais.

La figure 10a représente une coupe horizontale réalisée dans le plan médian de l'échantillon fretté et d'élancement 2 ; la bande de cisaillement est très évidente et le profil de densité montre clairement la dilatance à l'intérieur de la bande. La coupe de la figure 10b a été réalisée près de la tête de l'échantillon ; la bande de cisaillement est retrouvée, mais il faut remarquer que celle-ci n'est plus plane : elle semble n'avoir pu traverser le cône rigide (représenté par le rond central légèrement plus dense, donc plus blanc sur l'image du scanner) et en avoir épousé le contour ; par ailleurs, la localisation de la dilatance à l'intérieur de la bande de cisaillement est de nouveau mise en évidence.

La figure 11 concerne l'essai réalisé sur l'échantillon antifretté et d'élancement 1. La photographie de la figure 11a représente une coupe horizontale réalisée près de la tête de l'échantillon, et alors que la déformation axiale est égale à 10 %. La marque, au centre de l'échantillon, montre l'influence de la petite pierre poreuse centrale assurant le drainage : un phénomène de frettage se développe localement, entraînant la formation d'un petit cône rigide de demi-angle au sommet d'environ 25° (angle déterminé à l'aide d'une seconde coupe, parallèle à la précédente mais située 1 cm plus bas — voir le schéma 1 explicatif —, montrant la pointe de ce cône) ; enfin, le profil de densité moyenne semble indiquer une distribution de la dilatance légèrement hétérogène au sein de l'échantillon.

Après un premier passage de l'échantillon dans le tomodensitomètre, l'écrasement est poursuivi jusqu'à



10a = coupe au centre de l'échantillon



10b = coupe près de la tête de l'échantillon

Fig. 10. — Contrôle tomodensitométrique d'un échantillon de sable dense conventionnel fretté et d'élancement 2 ($\sigma_3 = 90 \text{ kPa} - \varepsilon_3 = 10 \text{ \%}$).





 $\begin{array}{l} 11b = coupe ~au~centre~de~l'échantillon\\ (\varepsilon_1 = 20~\%) \end{array}$

Fig. 11. — Contrôle tomodensitométrique d'un échantillon de sable dense antifretté et d'élancement 1 ($\sigma_3 = 90$ kPa).



Schéma 1. - Phénomène de frettage local.

atteindre une déformation axiale égale à 20 %, puis un nouveau contrôle de densité est réalisé.

La figure 11b représente une coupe horizontale réalisée au centre de l'échantillon. Hormis une zone centrale plus dense, la dilatance s'est répartie de façon très homogène dans la totalité de l'échantillon.

Ces deux essais ont permis de montrer qu'à l'essai triaxial conventionnel, comme dans le cas de l'essai biaxial de déformation plane [voir DESRUES (1984)], la dilatance de l'échantillon est localisée dans les bandes de cisaillement, d'où une perte d'homogénéité de l'essai. En ce qui concerne l'étude de la localisation de la déformation dans l'essai triaxial, ces deux essais constituent les premiers jalons d'une étude plus complète qui abordera les différents aspects du problème (initiation et propagation des bandes de cisaillement) et qui devra apporter, quant aux mesures des densités locales à l'intérieur des échantillons, des réponses quantitatives grâce à un étalonnage préalable du tomodensitomètre à rayons X.

4. CONCLUSION

Cette étude expérimentale permet de souligner trois points particuliers liés à l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression :

1. l'influence des conditions expérimentales d'antifrettage et d'élancement de l'échantillon sur la mesure de la résistance au cisaillement reste faible ;

2. le problème de la mise en place du système d'antifrettage est important et entraîne une forte erreur sur la détermination du module initial tangent ;

3. en ce qui concerne le choix de l'élancement « optimal » d'un échantillon antifretté, le problème de l'instabilité des échantillons longs (élancement 2) constitue un argument important en faveur du choix d'échantillons courts (cette étude n'a concerné que l'élancement égal à 1 et ne permet pas de plaider en faveur d'échantillons plus courts).

Malgré les restrictions exposées ci-dessus, il est possible de confirmer le fait que l'utilisation d'échantillons antifrettés et d'élancement 1, dans l'essai triaxial de compression, est préférable à l'utilisation d'échantillons conventionnels frettés et d'élancement 2, pour la mesure de paramètres plus indépendants des conditions expérimentales et donc plus représentatifs du milieu étudié. Néanmoins, tant qu'une méthode de correction fiable de l'effet de mise en place du système d'antifrettage n'est pas mise au point, il faut considérer que l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression reste fonction des paramètres recherchés.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Laboratoire d'Étude des Technologies Informatiques du Centre d'Études Nucléaires de Grenoble, et plus particulièrement MM. PLEYBER et MARTIN, pour les essais avec contrôle tomodensitométrique qu'ils ont rendus possibles.

BIBLIOGRAPHIE

- AMOROS D., VUEZ A. et DEVEAUX D. (1980), Analyse de la mesure et des résultats d'essais triaxiaux. Journée de Géotechnique à l'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-en-Velin, 14 mai 1980.
- BIAREZ J. (1962), Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse de Doctorat ès Sciences, Grenoble, 1962.
- BISHOP A.W. and GREEN G.E. (1965), The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. Géotechnique, vol. 15, n° 3, Sept. 1965, pp. 243-266.
- BISHOP A.W. and HENKEL D.J. (1957), The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold-Publishers-Ltd, 2nd edition, 1957.

- BOUVARD D. (1982), Rhéologie des milieux pulvérulents : étude expérimentale et identification d'une loi de comportement. Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble, 1982.
- COLLIAT J.L. (1986), Comportement des milieux granulaires sous fortes contraintes. Influence de la nature minéralogique du matériau étudié. Thèse de Doctorat de spécialité, Grenoble, à paraître, 1986.
- DEGNY E. (1984), Étude du comportement d'un sable dense à l'aide d'une presse tridimensionnelle. Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble, 1984.
- DESRUES J. (1984), La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires. Thèse de Doctorat ès Sciences, Grenoble, 1984.
- FRYDMAN S., ZEITLEN J.G. and ALPAN J. (1973), The membrane effect in triaxial testing of granular soils. Journal of Testing and Evaluation, vol. 1, n° 1, Jan. 1973, pp. 37-41.
- GOLDSCHEIDER M. (1984), True triaxial tests on dense sand. Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble, 6-8 Sept. 1982, pp. 11-54.
- HETTLER A. and VARDOULAKIS I. (1984), Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus. Géotechnique, vol. 34, n° 2, June 1984, pp. 183-198.
- HETTLER A., VARDOULAKIS I. and GUDE-HUS G. (1984), Stress-strain behaviour of sand in triaxial tests. Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble, 6-8 Sept. 1982, pp. 55-66.
- LABANIEH S. (1984), Modélisations non linéaires de la rhéologie des sables et applications. Thèse de Doctorat ès Sciences, Grenoble, 1984.
- LEE K.L. (1978), End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 104, n° GT6, June 1978, pp. 687-704.
- LEE K.L. and SEED H.B. (1964), Discussion on Importance of free ends in triaxial testing by ROWE P.W. and BARDEN L. (1964) Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 90, n° SM6, June 1964, pp. 173-175.
- 16. MOLENKAMP F. (1984), Quality of lubrication of end platens, membrane penetration and bedding

error. Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble, 6-8 Sept. 1982, pp. 91-93.

- MOLENKAMP F. and TATSUOKA F. (1983), Discussion on Compression of free-ends during triaxial testing by SARSBY and al (1982). Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 109, n° 5, May 1983, pp. 766-772.
- OLSON R.E. and CAMPBELL L.M. (1964), Discussion on Importance of free-ends in triaxial testing by ROWE P.W. and BARDEN L. (1964). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 90, n° SM6, June 1964, pp. 167-173.
- RAJU V.S., SADASIVAN S.K. and VENKA-TARAMAN M. (1972), Use of lubricated and conventional end platens in triaxial tests on sands. Soils and Foundations, Journal of the J.S.S.M.F.E., vol. 12, n° 4, Dec. 1972, pp. 35-43.
- REYNAUD X. (1984), Contribution à l'étude de la déformation dans les matériaux granulaires. Mémoire de D.E.A., Grenoble, 1984.
- ROBINET J.C., MOHKAM M., DOANH D. et TORRENTI J.M. (1983), Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons. 18^e Colloque Annuel du Groupe Français de Rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris, 1983.
- ROWE P.W. and BARDEN L. (1964), Importance of free ends in triaxial testing. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 90, n° SM1, Jan. 1964, pp. 1-27.
- ROY M. and LO K.Y. (1971), Effect of end restraint on high pressure tests of granular materials, Canadian Geotechnical Journal, vol. 18, n° 4, 1971, pp. 579-588.
- SARSBY R.W., KALTEZIOTIS N. and HAD-DAD E.H. (1982), Compression of free ends during triaxial testing. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 108, n° GT1, Jan. 1982, pp. 83-107.
- TATSUOKA F., MOLENKAMP F., TORII T. and HINO T. (1984), Behaviour of lubrication layers of platens in element tests. Soils and Foundations, Journal of the J.S.S.M.F.E., vol. 24, n° 1, March 1984, pp. 113-128.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées DFCAI – Département Génie Civil et Transports

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, MAI 1986

Battage dans les sols Paris lundi 26 au mercredi 28 mai 1986

Public

- maîtres d'œuvre
- ingénieurs et techniciens des collectivités locales et de l'Administration
- ingénieurs des entreprises de travaux publics
- ingénieurs des bureaux d'études, des bureaux de contrôle et des laboratoires

Objectifs

Le contrôle de la mise en œuvre et l'évaluation de la portance des fondations battues ont longtemps reposé sur l'usage des formules dites de « battage ».

Toutefois, depuis une quinzaine d'années, de nouvelles approches fondées sur l'analyse de la propagation des ondes dans les pieux ont été développées. Par ailleurs, la mesure des sollicitations engendrées pendant le battage dans les éléments battus et les essais de chargement par chocs permettent d'obtenir des données utiles pour apprécier tant l'adéquation des moyens de battage que l'ordre de grandeur des efforts résistants mobilisés. L'objectif de cette session est de :

- faire connaître aux participants les fondements des méthodes d'interprétation basées sur l'analyse de la propagation des ondes
- leur donner une première pratique des codes de calcul correspondants
- leur présenter les moyens d'instrumentation susceptibles d'être mis en œuvre pour saisir les informations sur le site
- leur permettre d'apprécier, à travers l'analyse de résultats récents obtenus tant en France qu'à l'étranger, les limites d'emploi de ces nouvelles méthodes.

Responsables

M. Jean-François CORTE LCPC M. Henri GONIN Simecsol Frais pédesoriques : 4 260 E HT +

Frais pédagogiques : 4 260 F HT + TVA 18,6 % Repas de midi : 270 F

Journées d'étude

Confortement des glissements de terrain Paris mardi 27 et mercredi 28 mai 1986

Public

- ingénieurs des services techniques des collectivités locales et des DDE
- ingénieurs et techniciens des bureaux d'études publics et privés
- responsables et ingénieurs des entreprises de travaux publics
- techniciens de l'aménagement

Objectifs

Les glissements de terrain constituent une des modalités de l'érosion qui fait irrémédiablement reculer les versants naturels. Leur grande variété tient à la multiplicité des structures géologiques, à la grande dispersion des facteurs météorologiques et souvent aussi aux influences de l'homme.

La reconnaissance des versants susceptibles de glisser est un problème relativement classique de la géologie de l'ingénieur. L'explication des mouvements est affaire de mécanique des sols et des roches et plus encore d'hydraulique souterraine : ces disciplines sont aujourd'hui régulièrement enseignées et les recherches auxquelles elles donnent lieu font l'objet de nombreux séminaires.

Les méthodes de confortement constituent quant à elles un domaine spécifique qui s'apparente aux travaux de fondation et qui bénéficie au fur et à mesure des nouveautés technologiques. L'objectif de ces journées d'étude est de faire le point sur l'évolution des techniques relatives aux quatre principaux types d'intervention auxquels on peut avoir recours pour conforter un terrain :

- le drainage puisque la pression de l'eau est souvent le facteur de déstabilisation prépondérant
- le terrassement pour décharger le haut, recharger le pied, ou substituer un matériau plus léger ou plus perméable
- le soutènement par murs ou structures externes de toute espèce
- le renforcement par des éléments ajoutés à l'intérieur, actifs ou passifs, ancrages précontraints, micropieux ou plus récemment clouage.

Chacune des techniques présentées sera illustrée par des exemples qui pourront concerner aussi bien des talus argileux de faible pente que des parois rocheuses subverticales. Des synthèses seront en outre effectuées par des spécialistes de haut niveau.

Responsables

M. Pierre DUFFAUT AFTES-CFMR M. Georges PILOT LCPC Frais pédagogiques : 2 040 F HT + TVA 18,6 % Repas non prévus

Pour tous renseignements, s'adresser à : Christine Rose, tél. (1) 42 60 34 13

utilisation d'un clinomètre à très haute résolution pour l'étude du comportement des ouvrages de génie civil

use of very-high-resolution tiltmeter for the study of the response of civil engineering structures

J.P. ASTE*, P.A. BLUM** (1), J.L. BORDES***, B. MEMIER*, B. SALEH**

Résumé

Un clinomètre à très haute résolution 10-10 rad, conçu initialement pour l'observation des marées terrestres, a été employé pour l'observation à court terme d'ouvrages de génie civil. Il s'agit du massif d'ancrage des câbles d'un téléphérique et d'un mur de soutènement. On a pu mesurer avec une très grande précision le basculement du massif d'ancrage suivant les sollicitations exercées par les câbles lors des allées et venues des cabines. De même malgré des variations dues aux phénomènes thermiques, on a pu montrer la stabilité du mur de soutènement sous les autres sollicitations. Il semble que des appareils de très haute précision utilisés sur des périodes de temps courtes ou limitées peuvent donner des informations significatives du comportement des ouvrages.

Abstract

A very-high-resolution tiltmeter (10⁻¹⁰ rad), originally designed for the observation of terrestrial tidal waves, has been used for the short-term monitoring of civil engineering structures, the anchor block for the steel ropes of a telpher railway and a retaining wall. The tilting movement of the anchor block under the loads applied by the ropes during travel of the cars was measured with very high precision. Despite variations due to temperature effects, the stability of the retaining wall under other loadings was demonstrated. It would seem that very high precision instruments used over short or limited periods of time can yield significant information on structural behaviour.

(1) Numéro de contribution I.P.G. 79.

^{*} B.R.G.M., Atelier risques naturels et aménagements en montagne, 29, boulevard du 11-Novembre, 69604 Villeurbane Cédex. ** Institut de physique du globe, 4, place Jussieu, tour 24, 2* étage, 75230 Paris Cédex 05.
*** Telemac, 2, rue Auguste-Thomas, 92600 Asnières.

En 1957, l'un de nous (BLUM 1958) aboutissait, après de nombreux essais, à la réalisation d'un clinomètre de conception originale, destiné à l'étude expérimentale de la marée terrestre ; les éléments intervenant dans la sensibilité et la stabilité de ce clinomètre constituent un ensemble monolithique en silice.

En 1982, un contrat avec l'Agence Nationale pour la Valorisation de la Recherche (ANVAR) permet de développer, en coopération avec la société *Telemac*, les applications de cet instrument à des problèmes de génie civil :

— Études des effets en surface de la fracturation hydraulique (Ph. JULIEN, B. SALEH et al., 1985) ;

 Stabilité d'ouvrages : murs de soutènement, galerie de mines, piliers ;

 Réponse d'ouvrages à des sollicitations : piliers de téléphérique, carrière souterraine chargée, barrages.

Ce sont les résultats obtenus sur le massif d'ancrage du nouveau téléphérique de la Saulire à Courchevel et sur un mur de soutènement, près de Lyon, que nous allons développer ici.

1. DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES DE L'INSTRUMENT

1.1. Description

L'instrument (fig. 1) est constitué d'une partie pendulaire de quelques grammes, suspendue par deux fils en silice (Fs), de diamètre environ 10 μ , de quelques centimètres de longueur et réalisés de manière à ce qu'ils permettent à la partie pendulaire de tourner autour d'un axe virtuel, quasi vertical ; les fils sont euxmêmes solidaires d'un bâti (Bs) soudé à une pièce tronconique (Cn) elle-même fixée par percussion dans un trou conique réalisé par rodage (à l'aide d'un rodoir diamanté) dans la roche ou le béton constituant l'ouvrage étudié.

La pièce tronconique assurant la liaison de l'instrument et de l'ouvrage peut être fixée sur une surface horizontale (fig. 1) ou verticale. Sur la partie pendulaire, constituée par un assemblage de fines tiges de silice sont collés un miroir concave (M) et une plaque d'argent (Pa).



Fig. 1. — Clinomètre en silice. Disposition générale. Coupe. Le miroir permet grâce à une lanterne (La) et à une cellule double photorésistante (Cc) (fig. 2) de transformer linéairement la rotation de la partie pendulaire en une variation de tension électrique.

La plaque d'argent, qui constitue l'essentiel de la masse, permet d'amortir le pendule par courant de Foucault grâce à un aimant (Am) placé en son voisinage (fig. 2).

Une rondelle percée et une cloche en pyrex (C) sous vide permettent de protéger le pendule proprement dit et ses fils de suspension.

Pour régler l'instrument en sensibilité et en position, on utilise un montage métallique auxiliaire ; lorsque l'instrument est approximativement réglé, il est soudé à la pièce tronconique et le montage métallique est enlevé. Le réglage est ensuite affiné par déformation élastique du bâti en silice chargé de masselottes de plomb ou par l'action d'un ressort.

1.2. Caractéristiques

Des essais de plusieurs années dans des sites très stables, à température constante, ont montré que

la dérive propre de l'instrument est inférieure à 3.10^{-7} rd par an, le pouvoir de résolution pouvant atteindre 10^{-10} rd.

L'amplification mécanique (c'est-à-dire le rapport entre la rotation de la partie pendulaire et l'inclinaison du sol) peut atteindre 15000.

Les effets thermiques sur l'instrument lui-même sont toujours largement inférieurs à ceux du matériau sur lequel il est implanté à cause du très faible coefficient de dilatation de la silice.

Dans les applications (de génie civil que nous décrivons ici, l'amplification mécanique peut varier de 200 à 1000, la résolution maximale pouvant être alors de 5.10^{-8} rd à 10^{-8} rd environ. La plage de mesure de l'instrument, sans faire intervenir de réglage est alors de + ou $-1,25.10^{-4}$ rd à + ou $-2,5.10^{-5}$ rd. Un réglage, automatique ou manuel, effectué à distance, permet d'étendre la plage de mesure. Il est clair que le type d'enregistreur utilisé peut modifier (en les réduisant) la résolution et la plage de mesure. Il faut enfin noter que la sensibilité n'est réglable qu'au moment de l'installation et doit donc être choisie en fonction des inclinaisons escomptées.



2. UN PREMIER EXEMPLE D'APPLICATION : LE TÉLÉPHÉRIQUE DE LA SAULIRE A COURCHEVEL

2.1. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un ouvrage réalisé pour le service public des trois vallées (conseil général de la Savoie) par la cellule des remontées mécaniques de la Direction départementale de l'Équipement de la Savoie en tant que maître d'œuvre. Le constructeur du matériel est la société Pomagalski. Il s'agit, par certaines de ses caractéristiques du plus grand téléphérique du monde.

Le BRGM est intervenu pour la conception des fondations et dispositifs d'ancrage et l'ensemble de prestations annexes depuis les reconnaissances jusqu'à l'auscultation.

La figure 3 donne les principales caractéristiques de l'ouvrage.

2.1.1. A la gare inférieure :

 Sur un terrain de fondation d'origine glaciaire, il fallait reprendre des efforts de 800 t inclinés vers le haut amenés par le téléphérique et des efforts verticaux vers le bas provenant de la superstructure.

L'équilibre général de la structure est assuré par la réaction du sol. La structure comporte une « boîte » à l'arrière remplie de remblais pour compenser les efforts vers le haut. Le radier général mobilisant la réaction du sol est raidi par deux longrines longitudinales et une transversale encastrée dans le sol.

2.1.2. Au pylône intermédiaire :

 Le terrain de fondation est d'origine glaciaire enrobant des éboulis. Les efforts sont variables à la fois en direction et en intensité et sollicitent la fondation ou renversement.

L'équilibre est assuré par 4 massifs de béton indépendants enterrés et sur lesquels s'articule la structure métallique.

2.1.3. A la gare supérieure :

 Le terrain rencontré est constitué d'un calcaire dolomitique très fracturé par la tectonique et le climat périglaciaire (Trias).

Il fallait reprendre des efforts horizontaux de 1 200 t pour l'ancrage et variables en direction et en intensité sur les deux pylônes avant.

L'équilibre est assuré :

 pour les pylônes avant, par deux massifs béton encastrés dans le rocher et cloués par des barres passives de 1,5 m;



Fig. 3. — Téléphérique de la Saulire. Profil en long.

- pour la tome d'ancrage, par douze tirants :
- 8 tirants de 120 t inclinés à 50°/verticale,
- 4 tirants de 80 t inclinés à 20°/verticale.

La longueur d'ancrage est de 13 m, la longueur libre est de 12 m minimum. Pour augmenter le frottement, la tome d'ancrage est munie de deux longrines ferraillées encastrées de 0,50 m dans le rocher miné en prédécoupage.

La difficulté consistait principalement à dimensionner un ouvrage stable à la fois en phase intermédiaire (tirants tendus efforts horizontaux normaux) et en phase exceptionnelle (tirants tendus efforts horizontaux, tempête), tout en limitant au maximum les volumes de béton.

Tous les tirants sont munis de cales Glotzl ; on a placé un tube inclinométrique de 30 m ; quatre nivelles sur le béton équipent la tome ou massif d'ancrage.

Sur cette tome ont été placés, lors des essais dynamiques de mise en service du téléphérique trois clinomètres type Blum IPG/Paris.

Sur l'ancien téléphérique pour réaliser ces ouvrages, 18 000 m³ de terrassements rocheux ont été nécessaires et il a fallu ausculter par distancemétrie, pendant deux ans, la tome d'ancrage (du type poids) de l'ancien téléphérique qui était déchaussée par les terrassements. C'est une solution originale car il n'y a pas de contrepoids.

2.2. Mesures des inclinaisons

Sur le massif d'ancrage trois clinomètres ont été implantés, deux longitudinaux (dans la direction de traction des câbles) et un transversal. Les trois instruments sont installés dans une seule cage de protection (cage en PVC, circulaire et isolée par de la laine de verre).

La couverture du massif est assuré par des tôles ondulées non jointives, vent et neige pénétrant à l'intérieur du local.

Les caractéristiques sont données dans le tableau I.

Les essais se divisent en deux parties : un enregistrement permanent pendant les essais du téléphérique, en utilisant un enregistreur potentiométrique SEFRAM, un enregistrement discontinu (1 point toutes les 2 heures), avec une centrale de mesure AOIP.

2.2.1. Enregistrement permanent pendant les essais

Les figures 4 et 5 sont particulièrement caractéristiques des résultats obtenus.

Le bruit est inférieur à 10^{-8} rd. Les mouvements observés avant déplacement des cabines et d'une période de 5 à 6 secondes sont caractéristiques des micro-séismes.

Après montée et descentes des cabines, on note un parfait retour instantané à la position initiale. Tous les événements survenus au cours du déplacement se traduiCourbe inclinométrique enregistrée par l'inclinomètre R8 COURCHEVEL R8C 19/12/84



Fig. 4. — Basculement longitudinal, une cabine est chargée.

Courbe inclinométrique enregistrée par l'inclinomètre R8 COURCHEVEL R8NC 19/12/84



Fig. 5. — Basculement longitudinal, cabines vides.

sent par un signal très clair sur la courbe de réponse de la rotation de la structure d'ancrage.

La comparaison des deux clinomètres en position longitudinale, d'une amplification des oscillations différentes à cause d'un amortissement différents, donnent des courbes superposables (fig. 6).

Courbes inclinométriques enregistrées par les inclinomètres R8 et R5



Fig. 6. — Basculement longitudinal, une cabine est chargée.

		075	DIOT	077 67 41	O FLIGIDI		-	
CLINOMÈTRE Nº	PĖRIODE (T) (s)	CTE APPAREILS (K) (s ⁻²)	DIST. M – C (L) (mm)	CTE ETAL. TERRAIN (C) (μ rd/v)	SENSIBI- LITĖ (S) (v/μ rd)	POUVOIR DE RÉSOL. (P) (10 ⁻⁸ rd*)	PLAGE DE MESURE (E) . (μ rd)	AMPLIFI CATION MÉCANI QUE
R8 n° 509	7,2	19,2	100	7,551	0,132	1,10	34	1 003
R5 n° 505	4,7	19,8	104	9,676	0, 103	2,20	43	440
T5 n° 511	5,4	21,9	105	8,501	0,118	1,50	38	644

TABLEAU 1

Enfin, le basculement transversal du bloc d'ancrage est pratiquement nul (fig. 7). La figure 8 montre un ensemble de cycles sur plusieurs heures.

Courbe inclinométrique enregistrée par l'inclinomètre T5

COURCHEVEL T5C 19/12/84





Courbe inclinométrique enregistrée par l'inclinomètre R5 COURCHEVEL R5B 19/12/84



Fig. 8. — Basculement longitudinal, essais dynamiques du 19 décembre 1984.

2.2.2. Enregistrement sur un mois

Les figures 9 et 10 montrent la remarquable stabilité de l'ouvrage. En effet, seul l'effet thermique affecte les mesures qui une fois corrigées, montrent que la réponse de l'ouvrage ne varie pas.

3. UN DEUXIÈME EXEMPLE D'APPLICATION : LA STABILITÉ D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT ANCIEN EN SITE URBAIN

Le quartier de Saint-Clair à Caluire, en banlieue de Lyon occupe un versant glaciaire dominant le Rhône. Dans le cadre de la rénovation de ce vieux quartier, le BRGM avait à surveiller la stabilité de vieux murs en maçonnerie, vestiges de fortifications et hauts de plus d'une dizaine de mètres. Un réseau de surveillance constitué par des extensomètres, des nivelles et des clinomètres a été installé. Il a été composé par des inclinomètres en silice.

Deux clinomètres ont été installés côte à côte sur le premier mur, un pour mesurer l'inclinaison selon une direction perpendiculaire au mur (R1) et l'autre pour mesurer l'inclinaison selon une direction parallèle au mur (T1).

Le montage utilisé est le montage sur une paroi verticale mentionné au § 1.1.

Une plaque métallique en alliage léger est fixée sur le mur au moyen de quatre vis. Un cône en silice est fixé







Fig. 10. - Courchevel du 27 janvier au 17 février 1985.



Fig. 11. — Montage du clinomètre sur une face verticale.

au mur dans un trou de 10 mm de diamètre et de 5 cm de profondeur à travers cette plaque (fig. 11). Le clinomètre est soudé sur le cône. La période de réglage choisie est de l'ordre de 5 secondes. Cette période est relativement faible, car on s'attend à des inclinaisons très grandes. Le maximum d'inclinaison que l'on peut mesurer avant qu'un centrage des spots soit nécessaire est de + ou - 40 μ rd.

L'ensemble des accessoires (cellules, lanterne, électroaimant, ressort) est fixé sur une tige elle-même fixée sur la plaque*.

Pour l'enregistrement du signal, un centralisateur de mesure AOIP mis dans une armoire étanche est utilisé pour afficher et imprimer la tension délivrée par chaque clinomètre.

Un deuxième mur a été équipé de façon identique.

Deux sondes de température ont été installées à la première station, une à l'intérieur de la cage, l'autre à l'extérieur.

On dispose de 159 et 184 jours d'enregistrement d'une valeur toutes les deux heures.

La figure 12 donne les données brutes des lectures du clinomètre mesurant les déplacements perpendiculaires au parement du premier mur.

* Cette disposition a été modifiée dans les installations ultérieures. En effet les variations thermiques entraînent des modifications de la pression à l'intérieur de la cage de protection, ce qui déforme la plaque en entraînant des déplacements de la lanterne et de la cellule. La tige est donc fixée directement dans le mur.



Fig. 12. – Résultats bruts des rotations du mur perpendiculairement à sa surface.









On remarque sur cette courbe une variation diurne due à la différence de température du mur entre le jour et la nuit. Afin de mettre en évidence ce phénomène on a tracé la courbe d'inclinaison et de température pour huit jours sur la même feuille en inversant la courbe de température en multipliant par un signe négatif (fig. 13). L'examen de ce comportement a permis d'en montrer l'amplitude journalière.

On a pu ensuite étudier les variations à long terme en supprimant les variations diurnes en utilisant un filtre passe bas. La figure 14 donne les valeurs ainsi filtrées. La figure 15 donne les résultats filtrés pour les déplacements parallèles au parement du mur.

On constate que malgré une influence importante de la température, on a pu apporter la preuve de la stabilité des murs, les déplacements au bout de 200 jours étant de l'ordre de quelques micro-radians.

4. CONCLUSIONS

L'amplitude des déformations d'un ouvrage de génie civil sous les sollicitations normales qui lui sont appliquées durant sa vie, sont a priori d'un ordre de grandeur bien supérieur à celle des valeurs que peut mesurer un instrument à très haute résolution.

En fait, les exemples que l'on vient de présenter montrent qu'il n'en est pas ainsi et que de tels instruments peuvent apporter des informations très intéressantes.

Il suffit pour cela que l'échelle des temps d'observations soit de quelques heures ou quelques jours, ou que les sollicitations soient faibles, par exemple quand la cabine d'un téléphérique agit sur un massif d'ancrage par l'intermédiaire des câbles porteur et tracteur, ou encore que l'on veuille vérifier la constance de la réponse d'un ouvrage.

D'autre part, la réponse d'un ouvrage à une sollicitation faible mais répétitive permet avec des appareils à très haute résolution d'obtenir la signature d'un ouvrage neuf dont on peut contrôler la non-variation périodiquement pendant la vie de l'ouvrage. Les sollicitations pourraient être soit artificielles par chargement répétitif ou naturelles (vent par exemple). Ce type d'examen pourrait concerner tout ou partie d'un ouvrage.

On peut enfin envisager de contrôler de façon continue avec un système d'alarme les déformations de massif dont l'amplitude de déformation avant rupture est faible. C'est le cas dans les massifs rocheux, et cette approche pourrait particulièrement s'appliquer à un contrôle de la stabilité des falaises.

Toute cette démarche relève d'un emploi à court terme de l'auscultation appliquée aux ouvrages de génie civil. Mais par court terme, on entend non seulement tout ce qui peut relever de la phase des travaux, mais tout ce qui relève d'une courte période d'observations qui permet de porter un diagnostic immédiat sur l'état de l'ouvrage. On peut ainsi y intégrer l'examen de phénomène périodique à basse fréquence.

C'est pour obtenir de nouveaux résultats qui permettent d'avancer dans cette voie que des clinomètres ont été mis dans une carrière souterraine creusée dans un massif chargé progressivement en surface par un remblai. D'autres appareils ont été posés dans la galerie de pied d'un barrage-voûte pour suivre les réponses de la fondation de l'ouvrage lors du remplissage de la retenue.



Fig. 15. – Rotation dans le plan du mur après filtre.

Enfin, des appareils ont été placés dans un laboratoire souterrain.

L'association d'un capteur à très haute résolution et d'une chaîne de saisie et d'acquisition avec le logiciel approprié comme le permettent les progrès de la micro-informatique doit ouvrir de nouvelles possibilités à l'auscultation dans le domaine du génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

- P.A. BLUM, Sur un pendule pour la mesure des déviations périodiques de la verticale en un lieu, compte rendu Acamédie des Sciences 246, 2389, Paris, 1958.
- Ph. JULIEN, B. SALEH, P.A. BLUM, D., DES-PAX, Inversion de données inclinométriques obtenues au cours de deux expériences de fracturation hydraulique, Revue française de géotechnique, n° 31, Paris, 1985.

un nouvel essai pour la mesure de la résistance à la traction

a new test for tensile strength measurements

M.P. LUONG

Laboratoire de Mécanique des Solides C.N.R.S. UA 317*

Résumé

Un nouvel essai de traction homogène a été mis au point au Laboratoire de Mécanique des Solides. Sa réalisation est simple, rapide et économique. Son principe est théoriquement très satisfaisant.

Son application aux roches, aux bétons, aux céramiques, etc., est particulièrement commode dans des conditions d'environnements variés, voire hostiles.

Abstract

A new homogeneous traction test has been deviced at the Laboratoire de Mécanique des Solides. This experimental technique is simple, practical and reliable as well as rigorous from a mechanics point of view.

It provides a simple means for obtaining the tensile strength of rock as well as concrete, ceramics, and so on... under various conditions of loading and even in hostile environment.

1. INTRODUCTION

La résistance à la traction est un excellent indice de qualité des matériaux fragiles comme les roches ou les bétons. La rupture se produit suivant le mode I de la Mécanique de la Rupture, le plus dangereux et le plus redouté pour un matériau fragile (1). Il est caractérisé par l'ouverture directe des fissures qui se développent à partir des défauts existants, fissures intra ou intercristallines, cavités, lacunes ou contacts imparfaits entre agrégats et liants.

La résistance à la traction reste cependant l'une des caractéristiques des moins bien définies, notamment à cause de l'absence d'une technique expérimentale qui soit à la fois économique et fiable tout en restant parfaitement rigoureuse au point de vue mécanique.

2. DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE

Les nombreuses techniques utilisées (4) pour détermi-

ner cette résistance à la traction sont regroupées en quatre catégories : traction homogène, fendage, expansion et flexion.

La multiplicité des méthodes de mesure qui ont été proposées à côté de la simplicité de l'essai de compression montre qu'on n'a pas trouvé d'essai de traction véritablement satisfaisant. La grande dispersion des valeurs expérimentales obtenues liée à l'effet d'échelle rend délicate toute interprétation. Il est important d'examiner en détail les conditions d'essai et d'étudier leur influence sur les valeurs mesurées :

a. L'essai classique de traction directe donne des résultats très dispersés pour certains à cause des difficultés de fixation des éprouvettes (fig. 1). Les têtes de traction doivent être articulées correctement pour éviter les effets de flexion parasites. Le frettage plus marqué pour les éprouvettes encastrées peut conduire à des déformations latérales plus faibles. Du fait de toutes ces précautions, l'essai classique de traction simple est coûteux.



Fig. 1. - Traction homogène.
b. Les essais de fendage (fig. 2) présentent des états de contrainte composés (traction et compression). L'essai brésilien donne des résultats relativement peu dispersés, mais ne peut décrire correctement un comportement autre qu'élastique fragile (2). Les résultats obtenus par fendage donnent des résistances qui peuvent être jusqu'à 50 % plus grands que les essais de traction simple (5). Une plastification inévitable tend à favoriser une redistribution des contraintes, qui entraîne, à son tour, une réduction des niveaux de contraintes là où elles sont les plus élevées. Ce qui a pour effet de retarder la rupture et pourrait être une raison majeure à la surestimation de la résistance à la traction.

c. Les essais en flexion (fig. 3) et en expansion (fig. 4) ont l'inconvénient de présenter des états de contrainte non homogènes. La valeur expérimentale correspond à l'initiation de la rupture du matériau en un point fortement sollicité.



Fig. 3 - Traction par flexion.



Fig. 2. — Traction par fendage.



Fig. 4. - Traction par expansion.

d. Une forme bien choisie de l'éprouvette assure une relative homogénéité des déformations, mais elle ne doit pas être trop compliquée à confectionner.

e. La dimension des éprouvettes doit être à une échelle compatible avec les discontinuités du matériau étudié (dimension des agrégats, des fissures et des microfissures).

f. Le dispositif de chargement doit permettre le contrôle de sollicitation en vitesse de charge, vitesse de déplacement ou vitesse de déformation si on désire mettre en évidence le comportement rhéologique avant et après le pic de contrainte.

3. NOUVEL ESSAI DE TRACTION

La traction directe sur un matériau est théoriquement le mode le plus simple pour déterminer la résistance à la traction, mais comme on l'a vu plus haut, sa réalisation pratique est délicate. La nouvelle éprouvette d'essai proposée est un tube cylindrique confectionné comme le décrit la figure 5. L'usinage est très facile : deux coups de scie pour les extrémités et deux forages tubulaires coaxiaux inversés; la partie extérieure ne nécessite pas de soin particulier. La configuration proposée réalise une inversion de la sollicitation appliquée sur le corps d'éprouvette, ce qui permet d'utiliser une banale presse de compression. Du fait de la symétrie cylindrique, l'essai ne nécessite pas de dispositif spécial pour la fixation de l'éprouvette et par exemple on peut appliquer les efforts de compression sur les têtes sans précautions spéciales.

L'essai se prête particulièrement bien à des conditions d'environnement hostile : expériences sous haute température, essais de longue durée (fluage ou relaxation), en condition immergée, sous forte pression, sous irradiation, ou pour la résistance aux chocs, etc. Il est aussi possible d'utiliser la même forme d'éprouvette pour des

ξ 4 H P

Fig. 5. - Traction directe sur éprouvette tubulaire.

essais de compression simple et pour des essais de torsion.

Dans le cas d'un matériau élastique, homogène, isotrope et à l'état initial naturel, le principe de Saint-Venant permet de s'assurer qu'à une distance d = $\pi \sqrt{De}$ (D désignant le diamètre du tube, e son épaisseur), les forces extérieures, s'exerçant dans la section droite du tube, n'interviennent pratiquement que par leurs éléments de réduction. Dans la partie centrale, la distribution des déformations est pratiquement indépendante de z. Dès lors, les sections droites restent planes et parallèles (3) :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial \zeta}{\partial z} = c = \text{constante}$$

La composante radiale du déplacement ne peut dépendre que de r, soit la solution

> $\xi = x f(r)$ $\eta = y f(r)$ $\zeta = c z$

Il v a fonction de déplacement car

$$\xi dx + \eta dy + \zeta dz = r f(r) dr + c z dz$$

est une différentielle totale.

Les équations de Lamé et Clapeyron sont satisfaites si la dilatation cubique θ est constante.

D'où
$$2f+r\frac{df}{dr} = 2a$$

Soit
$$f = a + \frac{b}{r^2}$$
 (a,b = constantes)

et
$$\theta = 2 a + c$$

Les directions principales en un point P sont donc celles du rayon vecteur HP, de la perpendiculaire au plan méridien POz et de la parallèle à Oz. Les dilatations suivant ces trois directions sont respectivement :

$$\varepsilon_r = a - \frac{b}{r^2}$$
 $\varepsilon_\theta = a + \frac{b}{r^2}$ $\varepsilon_z = c$

Dans le cas de la traction simple sur les extrémités, on a :

 $\sigma_{\rm r} = 0$ $\sigma_{\theta} = 0$ $\sigma_{\rm z} = F/\pi (r_{\rm e}^2 - r_{\rm i}^2)$

(r, et r, sont respectivement les rayons extérieur et intérieur), ce qui donne :

$$2 (\lambda + \mu) a + \lambda c = 0$$

b = 0 et 2\lambda a + (\lambda + 2\mu) c = F/\pi (r_a^2 - r_a^2)

Un calcul par éléments finis avec le programme du L.M.S. mis au point par Y. MÉZIÈRE a permis d'optimiser la forme de l'éprouvette (fig. 6).





Fig. 6. – Contraintes principales dans une section méridienne de l'éprouvette.

4. RÉSULTATS D'ESSAIS

Nous donnons ci-dessous des résultats d'essais obtenus sur une série de mesures de la résistance à la traction du béton. Les éprouvettes ont été prélevées dans des cylindres de dimensions $\emptyset = 16$ cm et h = 32 cm fabriqués par le CES-CEBTP à la composition suivante :

- Gravier silico-calcaire de Seine (5 12,5 mm) 10,8 kN/m³ de béton frais
- Sable de Seine (0 5 mm) 6,8 kN/m³ de béton frais
- Ciment CPA 400 prise de mer 4,0 kN/m³ de béton frais
- Eau 220 litres/m³ (E/C = 0,55)

Décoffrés à deux jours d'âge, les cylindres de béton ont été conservés dans des conditions thermohygrométriques contrôlées. Les caractéristiques mécaniques déterminées à trois mois dans l'air sont :

 Résist 	ance en compi	ression sim	ole	
σ_{c}	(N/mm²)	55,4	50,8	48,0
— Modu	le d'élasticité ir	nitial instant	ané	
- Modu	le d'elasticite il		ane	

 E_{bi} (kN/mm²) 32,4 33,0 33,0

— Résistance en traction par un essai de fendage (essai brésilien)

$$\sigma_{\rm f}$$
 (N/mm²) 4,2 4,1 3,9

Un essai de contrôle à deux ans d'âge en compression simple a donné une valeur de 55,9 N/mm² avec un module égal à $36,4 \text{ kN/mm}^2$.

Les résultats de cinquante-deux essais sur des échantillons tubulaires aux dimensions optimisées à 24 mm de diamètre extérieur et 17 mm de diamètre intérieur (fig. 7) ont donné une résistance à la traction simple moyenne de 3,06 N/mm² avec un écart-type égal à 0,45 N/mm².



Fig. 7. – Éprouvette de béton en traction.



Fig. 8. Histogramme des résultats de 52 essais de traction.

L'histogramme des observations est donné par la figure 8. D'une façon générale les ruptures se sont toujours produites dans la moitié centrale de la partie tubulaire en traction. Des résultats analogues ont été obtenus sur différents matériaux minéraux dont des roches sédimentaires ou métamorphiques.

5. CONCLUSION

Le nouvel essai de traction qui a été mis au point au Laboratoire de Mécanique des Solides est d'une réalisation simple, c'est-à-dire qu'il est rapide et économique. Son principe est très satisfaisant sur le plan théorique. Son application aux roches, aux bétons, aux céramiques, aux monocristaux, etc., est aisée et particulièrement commode dans des environnements variés et même hostiles.

BIBLIOGRAPHIE

- BUI H.D. (1978), Mécanique de la rupture fragile, Masson, Paris.
- HABIB P., MORLIER P. et RADENKOVIC D. (1964), L'application de l'essai brésilien dans la mécanique des roches, Symposium Rheology and Soil Mechanics, Grenoble, avril 1964.
- MANDEL J. (1966), Cours de Mécanique des Milieux Continus, tome II, Mécanique des Solides, Gauthier-Villars, Paris.
- TOURENQ C. et DENIS A. (1970), La résistance à la traction des roches, L.C.P.C. Rapport de recherche n° 4, février 1970, Paris.
- WRIGHT P.J.F. (1955), Comments on an Indirect Tensile Test on Concrete Cylinders, Magazine of Concrete Research, vol. 7, n° 20, pp. 87-96.

Presses de l'école nationale des onts et chaussées

Géotechnique • Génie civil • Routes • Transports • Génie urbain Technologie du bâtiment • Mécanique • Mathématiques • Tradition technique

Une large gamme d'ouvrages scientifiques et techniques à l'usage des professionnels de l'équipement



Bon de commande à retourner à : Presses de l'ENPC 28 rue des Saints-Pères 75007 Paris

Assises de chaussées 17 x 24 - 144 pages	260 F	Voici mon adresse 🗆 personnelle 🗆 professionnelle
Couches de roulement 17 x 24 - 168 pages	240 F	Nom
Nouvelles techniques pour la route 17 x 24 - 384 pages	280 F	Société
Les entreprises et le transport 17 x 24 - 192 pages	230 F	Adresse
Le béton précontraint aux états limites 17 x 24 - 448 pages	550 F	Code postal
Gestion des eaux : alimentation en eau et assainissement - 17 x 24 - 192 pages	300 F	Ville
Génie parasismique 21 x 29,7 - 1144 pages	1200 F	
Plastic instability 17 x 24 - 352 pages	300 F	Ci-joint mon règlement par chèque à l'ordre de
Montant total de la	a commande :	Anciens ENPC – Formation Permanente (une facture justificative vous sera adressée)

informations

CONGRÈS INTERNATIONAL SUR LES « GRANDS OUVRAGES EN SOUTERRAINS » du 8 au 11 juin 1986 à Florence

Cette manifestation promu par SIG — Società Italiana Gallerie — et par ITA/AITES — International Tunnelling — sera présidée par M. Bruno PIGORINI, vice-président de la Società Italiana Gallerie.

Le thème du débat traitera des procédés et des techniques destinées à adapter l'art de la conception et de la construction des tunnels aux conditions inconstantes du sous-sol et aux fonctions sociales auxquelles devront répondre ces ouvrages.

Il semble tout à fait inutile de souligner l'importance de ces thèmes en présence d'un nombre de plus en plus important de constructions souterraines dans le monde entier et tout particulièrement en Italie. Il suffit de rappeler à cet égard les métros pour de très grandes distances. L'exemple le plus récent nous est fourni par la présentation, faite il y a quelques jours de cela à Londres, du projet de traversée sous-marine de la Manche élaboré par un groupe de techniciens italiens.

Le Congrès jouit d'ores et déjà de l'adhésion de techniciens et d'experts provenant de vingt-sept pays dont les U.S.A., l'U.R.S.S., le Canada, le Brésil, la Chine, le Japon, Cuba et bien d'autres, qui auront ainsi la possibilité d'échanger leurs connaissances techniques et scientifiques des différentes applications.

Un Comité scientifique composé de scientifiques et d'experts en matière de tunnels — présidé par le professeur Pietro LUNARDI, ingénieur, du Département du génie civil de l'Université de Florence, a qui revient le mérite d'une longue expérience personnelle en conception et projets de tunnels — a été constitué à Florence même dans le but de sélectionner les travaux qui seront présentés, travaux qui seront publiés en trois langues et qui feront l'objet de la discussion.

Le Comité scientifique aura également pour tâche d'examiner les rapports parvenus et d'établir avec la logique la meilleure les temps et les modalités d'intervention des congressistes.

ÉCOLE D'ÉTÉ SUR LA «THERMOMÉCANIQUE DES ROCHES» du 8 au 12 septembre 1986 à l'école des Mines d'Alès

Le Comité français de mécanique des roches organise du 8 au 12 septembre 1986, à l'école des Mines d'Alès une école d'été de thermomécanique des roches.

Cette école traitera les thèmes suivants :

- Thermomécanique des roches
 - Flux géothermaux et cartes de températures
 - · Calcul des structures souterraines soumises à flux thermiques
- Géothermie
- · Enfouissement profond des déchets radioactifs
- Cryogénie

Articulée autour de cours magistraux et d'études de cas concrets, elle s'adresse aussi bien à des ingénieurs de recherche qu'à des ingénieurs de production.

INSCRIPTION : 3 500 F T.T.C. (hébergement et repas compris). Ces frais peuvent être imputés sur les crédits de formation continue.

Pour tous renseignements s'adresser : Secrétariat de l'École d'Été, École des Mines d'Alès, 6, avenue de Clavières, 30107 ALÈS CEDEX. Tél. 66.30.78.00 poste 469.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées DFCAI – Département Génie Civil et Transports

SESSIONS DE FORMATION CONTINUE, AVRIL 1986 GEOTECHNIQUE, MATERIAUX, STRUCTURES

Les injections : développements récents Paris mardi 22 au vendredi 25 avril 1986

mardi 22 avril vendredi 25 avril 9 h 00 9 h 00 Les méthodes modernes de contrôle Accueil des participants en injection 9 h 30 Introduction - Présentation de la session M. POUPELLOZ M. GUILLAUD 10 h 15 Exemples d'utilisation 10 h 00 Principes et aspects théoriques de l'injection des techniques d'injection M. CARON, Geatec – comblement des cavités naturelles 14 h 00 Les coulis ou artificielles M. GANDAIS, Sif-Bachy - fouilles et souterrains en site urbain, M. POUPELLOZ écrans d'étanchéité 17h00 Discussion réparations d'ouvrages MM. BESSON et GUILLAUD mercredi 23 avril 14 h 00 Aspects contractuels -9 h 00 Les techniques d'injection Passation des marchés, responsabilités La conduite d'un chantier moderne Relation maître d'œuvre-entreprise M. GUILLAUD Discussion M. DUPEUPLE 14 h 00 Le Jet Grouting et le Compaction Grouting M. VINCENT, Sofretu MM. DUPEUPLE et GUILLAUD 15 h 30 Le matériel M. BESSON, Intrafor-Cofor Responsables 16 h 15 Discussion et film M. Paul DUPEUPLE jeudi 24 avril Sif-Bachy M. Maurice GUILLAUD 9 h 00 L'application des injections Solétanche aux aménagements hydroélectriques M. Bernard POUPELLOZ (fondations de barrage LRPC de l'Est Parisien galeries en terrain aquifère) M. PAUTRE, Géoconseil Frais pédagogiques : 5 510 F HT + TVA 18,6 % Repas de midi : 360 F 14 h 15 Visite de chantier ou étude de cas

Pour tous renseignements, s'adresser à : Christine Rose, tél. (1) 42 60 34 13

ENPC - NOISY-LE-GRAND

SEMINAIRE MECANIQUE ET MATERIAUX le mardi à 11 heures 30 – Exposé et discussion

15 avril 1986

J. CANOU (CERMES) « Utilisation du Piézocône pour l'Etude du Potentiel de Liquéfaction des Sables»

22 avril 1986 P. DANGLA (S.M. LCPC) «Calcul de la Propagation d'Ondes par la Méthode d'Equations Intégrales»

29 avril 1986

K. SAB (CERMA) « Applications de l'Algorithme de Robbins Monro au Calcul Probabiliste des Structures»

6 mai 1986 E. LECA (CERMES) «Creusement de Tunnels dans les Sols Meubles» 13 mai 1986

B. LAPEYRE (CERMA) «Phénomènes à Mémoire en Mécanique»

20 mai 1986 F. DUFOURNET (CGI) «Ciments Magnésiens»

27 mai 1986 J. SULEM (CERMES) « Application de la Théorie de la Bifurcation à la Stabilité des Forages Profonds»

3 juin 1986 J. LERBET (CERMA) «Cinématique des Chaînes des Solides à Boucles»

10 juin 1986 Z. KHOSRAVI (CERAM) «Isolants Porteurs»

ACHEVÉ D'IMPRIMER EN MARS 1986 PAR L'IMPRIMERIE DELTEIL BORDEAUX N° D'IMPRIMEUR 54 DÉPOT LÉGAL : MARS 1986