

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

PROPRIETES MECANIKUES DES SOLS SOUS DIVERSES SOLLICITATIONS MECHANICAL PROPERTIES OF SOILS UNDER VARIOUS STRESS CONDITIONS

J. BIAREZ, J. BELLIER, J.L. BORDES
B. BOUCEK, LE LONG, M. ORLIAC C. REMY

Université de Grenoble
Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris, France

SOMMAIRE. Les propriétés mécaniques des sols (et bétons frais) lors de grandes déformations avec ou sans surfaces de discontinuité, peuvent être obtenues à l'aide d'un nouvel appareil : Rhéotest de laboratoire. En plasticité parfaite, l'angle de frottement du sable est constant; il ne dépend pratiquement pas de la densité initiale et de la contrainte moyenne jusqu'à 200 bars. Par contre, la courbe intrinsèque de pic dépend du compactage; la pente, à l'origine; croît avec celui-ci, et elle semble asymptote à la droite de plasticité parfaite. A forte contrainte, le tassement du sol provoque d'importantes variations de densité dont le calcul doit tenir compte (pieux). La pression des terres sur les soutènements dépend des sollicitations provoquées par la déformabilité de celui-ci; une méthode pratique est proposée pour les enceintes circulaires. La fragilité des argiles dépend du compactage, de la contrainte moyenne lors de l'écrasement et de la teneur en eau, d'où des suggestions pour un compactage rationnel. Il semble exister un seuil de densité en dessous duquel l'argile est très sensible à la vitesse de déformation.

INTRODUCTION

Les propriétés rhéologiques des matériaux sont des corrélations entre des chemins repérés, en fonction du temps, dans les espaces des contraintes et déformations. Divers chemins ont été étudiés pour des sables et des argiles.

1 GRANDES DEFORMATIONS

Des déformations sensiblement homogènes jusqu'à 50 % de déformation axiale avec un appareil triaxial muni de coussins d'air, avaient déjà été obtenues. Il a semblé utile de concevoir un appareil qui permette de soumettre un volume de matériau à des états de contraintes, de déformations, et de vitesse de déformation, homogènes, où la déformation ne soit pas limitée.

A cet effet, on a construit un appareil dont le principe est présenté sur la figure 1, appelé Rhéotest de laboratoire. (Ref.1) Pour éviter des complications technologiques, dans un premier temps, le système, permettant d'appliquer une contrainte normale à partir des anneaux de l'enveloppe cylindrique de l'appareil, n'a pas été exécuté. L'appareil consiste en deux cônes identiques de même axe vertical, disposés symétriquement par rapport à un plan horizontal et ayant leur sommet commun. La surface extérieure des deux cônes est parfaitement rugueuse. Les deux cônes peuvent coulisser à l'intérieur d'une enveloppe cylindrique co-axiale formée d'anneaux minces, rigides et lisses, empilés les uns sur les autres. Si l'on veut étudier

un matériau formé de grosses particules, on peut ajouter au centre un autre empilage d'anneaux (fig. 1).

La matière à étudier se trouve dans le volume limité par les surfaces extérieures des deux cônes et l'enveloppe cylindrique.

Une force verticale N est appliquée par l'intermédiaire du cône supérieur. Le cône inférieur est fixe, le cône supérieur

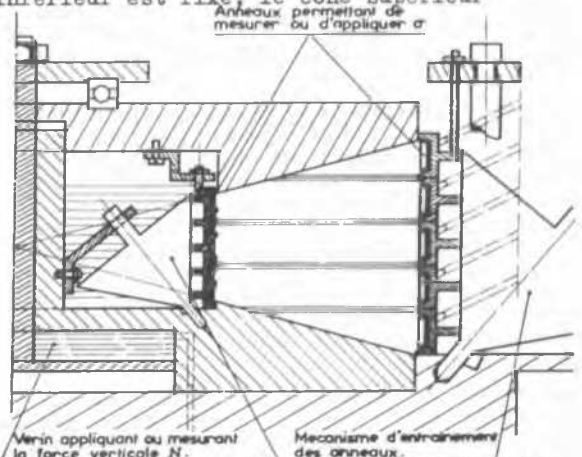


Fig. 1 Principe de l'appareil Rhéotest de laboratoire pour l'étude des grandes déformations. (Coupe verticale).

est mobile. On mesure le couple C correspondant à une rotation et une vitesse de

rotation données, du cône.

Les anneaux formant l'enveloppe cylindrique ont été liés de façon à obtenir une variation linéaire des vitesses de rotation de chaque anneau depuis ω vitesse du cône supérieur jusqu'à 0 pour le cône inférieur, bien que l'on ait vérifié, lors d'essais, que cette variation s'établissait souvent d'elle-même sans qu'il soit nécessaire de lier les anneaux. Par contre, si l'on bloque séparément les anneaux supérieurs et inférieurs, on peut provoquer une surface de discontinuité et en voir l'influence par rapport à la déformation continue précédente.

On a été guidé dans la conception de l'appareil, par les connaissances apportées par la Cinématique de Weissenberg. Celle-ci s'appliquait au liquide. Il était nécessaire de concevoir un appareil spécial dans le cas des solides, qui permette d'être maître de la contrainte principale intermédiaire.

On doit donc remarquer que théoriquement un état de déformation et de contraintes homogènes n'est possible que si l'angle des génératrices des cônes, par rapport au plan horizontal, est petit. Il y a donc là une approximation dont il est nécessaire de déterminer l'influence. Enfin, tel que l'appareil a été construit, les conditions aux limites ne sont pas homogènes. En effet, sur l'enveloppe cylindrique on impose une déformation nulle, et par ailleurs une force verticale constante résultant sur les cônes.

Des essais ont donc été faits sur un sable ayant la granulométrie suivante :

Tamis 200 ASTM >100 % > Tamis 30 ASTM
 85 % < Tamis de 90
 60 % < Tamis de 50
 10 % < Tamis de 40

Ce sable a été soumis à des déformations correspondant à une rotation relative du cône supérieur par rapport au cône inférieur de l'ordre de 0,5 radian. Le domaine des contraintes normales utilisées était de 0 à 2,5 bars.

La densité initiale et finale était autour de 1,73 g/cm³, avec des écarts maximum de 10 %, soit une valeur correspondante de e égale à 0,56. La vitesse de déformation utilisée était de 0,0203 radian par minute. Le sable a été soumis, de plus, à des essais soit en déformation continue comme le permet l'appareil, soit à des essais en déformation discontinue, c'est-à-dire en imposant un plan de cisaillement par blocage des anneaux supérieurs, d'une part, et des anneaux inférieurs, d'autre part.

Les valeurs de τ prises en compte sont les valeurs de paliers de la courbe effort déformation pour le domaine de déformation envisagée.

Dans ces conditions, en considérant la valeur e et ϕ pour des différents essais réalisés, on trouve :

0,445 pour des essais en déformation continue
 0,444 pour des essais en déformation discon-

tinue.

Des essais comparatifs avec la boîte de cisaillement de CASAGRANDE avaient donné 0,41.

Il semble donc que pour le type de matériau étudié et pour les déformations appliquées, les caractéristiques mécaniques ne soient guère influencées par le type de déformation. Des essais se continuent pour des déformations encore plus importantes et pour des matériaux ayant des particules de forme allongée.

2 GRANDES CONTRAINTES

Deux sables ont été étudiés :

a/ un sable que nous appellerons sable de laboratoire ayant les caractéristiques suivantes :

	γ_d	n	e
"minimum"	1,414	0,464	0,866
"maximum"	1,672	0,367	0,580
mise en place pour triaxial	1,57	0,405	0,680

G = 2.64

b/ un sable de Loire :

	γ_d	n	e
"minimum"	1,485	0,440	0,786
"maximum"	1,795	0,322	0,475
mise en place pour triaxial	1,67	0,370	0,588

G = 2,65

Des compressions triaxiales confirment que le sable surconsolidé n'a pas de courbe intrinsèque maximale droite (pic). L'angle de frottement correspondant à la tangente, à la courbe précédente, décroît de 40° à 28°, si la contrainte latérale passe de 5 bars à 150 bars (fig. 2). (Ref. 2,3).

Par contre, la courbe intrinsèque correspondant au palier final de plasticité parfaite est constante et sensiblement droite. Elle semble asymptote à la courbe précédente. A faible contrainte latérale, le sol se dilate; à forte contrainte, il se tasse considérablement puisque son indice des vides peut passer de 0,7 à 0,3 pour $\sigma_3 = 150$ bars (fig. 3).

PROPRIETES MECANQUES

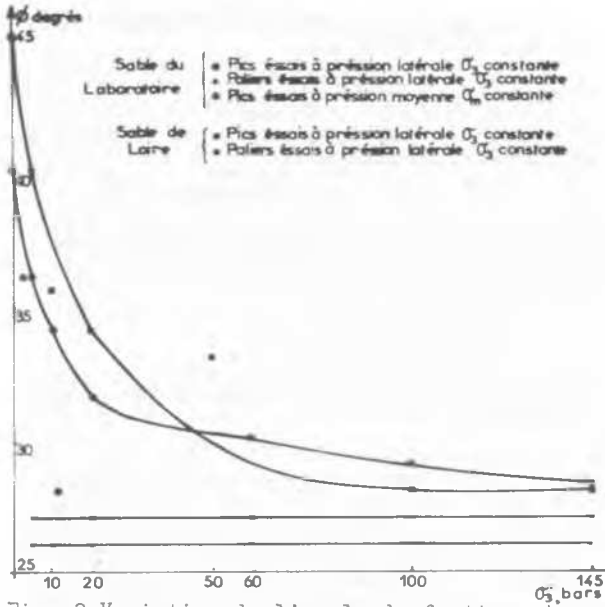


Fig. 2 Variation de l'angle de frottement interne ϕ (angle tangent) avec la contrainte latérale σ_3

Ceci peut expliquer les phénomènes particuliers que l'on a rencontrés dans l'enfoncement des pieux à partir d'une certaine profondeur. La déformation au triaxial s'accompagne d'un important écrasement des grains, le d_{70} varie peu, mais le d_{10} peut être 50 fois plus petit pour $\sigma_3 = 150$ bars.

Une compression isotrope jusqu'à 1000 bars et oedométrique jusqu'à 3000 bars ont été effectuées sur du sable (fig.3). La surconsolidation est nettement visible dans l'espace e ($\log \sigma$). Jusqu'à cette valeur le module de déformation peut s'exprimer sous la forme $E = \sigma_1^n$ ou n est voisin de 0,5.

La densité croît fortement de 1,57 à 2,2 pour 3000 bars. Ceci s'accompagne d'un considérable écrasement des grains; le d_{70} varie peu, mais le d_{10} est 10 fois plus petit sous 1000 bars.

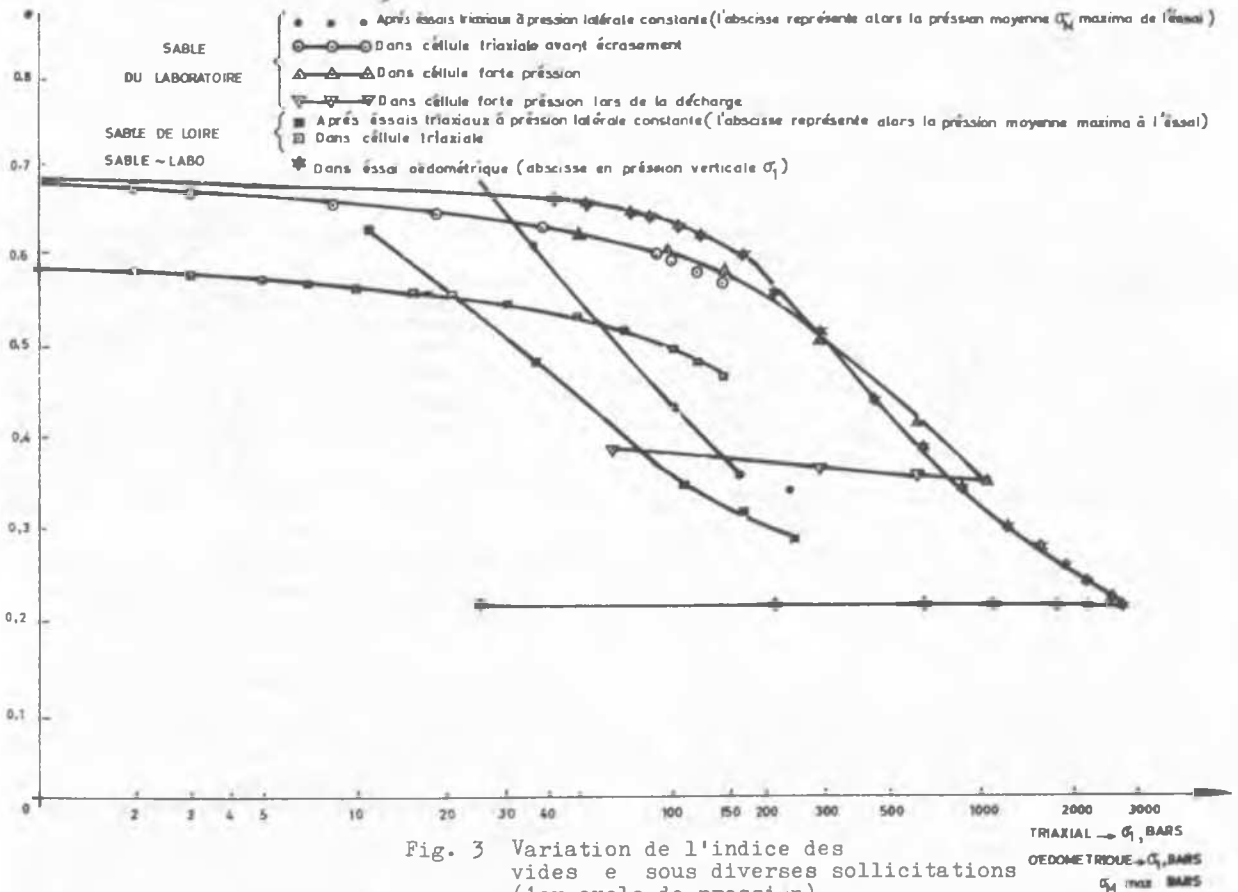


Fig. 3 Variation de l'indice des vides e sous diverses sollicitations (1er cycle de pression)

3 OEDOMETRE DILATABLE

Ces essais ont été faits avec quatre matériaux, à savoir : du sable provenant de l'estuaire de la Rance, un sable utilisé au laboratoire, des billes de verres de deux granulométries différentes (Réf. 4 et 5).

Les essais ont consisté à mesurer, à partir d'enceintes circulaires de déformation différente, le rapport

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

σ_1 étant la contrainte verticale exercée, σ_3 la contrainte horizontale mesurée.

Les enceintes utilisées avaient 20 cm de diamètre et 10 cm de hauteur.

Si nous appelons :

- four l'enceinte
- R rayon
- e épaisseur
- E_c module du matériau de l'enceinte homogène

pour le matériau de remplissage

- γ_d densité sèche
- E_s module d'élasticité
- ν coefficient de Poisson
- ϕ angle de frottement du sol
- σ_1 contrainte verticale
- σ_3 contrainte horizontale

$$K = \sigma_3 / \sigma_1$$

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 \text{ pour une enceinte très rigide } (E_c = \infty \frac{e E_c}{R} = \infty)$$

$$K_p = \sigma_3 / \sigma_1 = \tan^2[\pi/4 - (\phi/2)] \text{ (plasticité parfaite).}$$

Etant donné les caractéristiques suivantes des matériaux de remplissage :

	γ_d	ϕ	$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_p$ (Rankine)
Sable Rance	1,45	40°	0,22
Sable Labo	1,50	35°	0,27
Petites billes	1,85	26°	0,39
Grosses billes	1,85	24°	0,42

On trouve dans l'ordre pour les valeurs de K mesurées :

E_c	400 bars	1 200 bars	3 000 bars	$0,92 \cdot 10^5$ bars	$2,3 \cdot 10^5$ bars
K	0,217	0,297	0,340	0,350	0,48
	0,281	0,358	0,330	0,515	0,57
	0,437	0,472	0,453	0,61	-
	0,312	0,40	0,407	-	0,64

σ_1 est la contrainte verticale exercée sur le matériau de remplissage de l'enceinte. Ce matériau était déversé d'une faible hauteur sans tassement, avant d'être comprimé par σ_1 . σ_3 est mesuré par l'intermédiaire de jauge de contrainte ou d'anneau dynamométrique.

K peut être considéré comme constant bien qu'il ait tendance à décroître, lorsque σ_1 augmente et que pour le second cycle de changement, il ait une valeur inférieure à

celle mesurée pour le premier.

Si l'on supposait le sol et l'enceinte élastiques, on obtiendrait :

$$K = \frac{1}{\nu + \frac{E_s}{e E_c} \frac{R}{e E_c}}$$

Si l'enceinte est très rigide par rapport au sol, on obtiendrait donc :

$$K = K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Ce qui est très voisin des résultats expérimentaux ; dans ces conditions, on peut écrire K sous la forme :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_0} + \frac{E_s}{\nu} \times \frac{R}{e E_c}$$

Si l'enceinte est très déformable, ce sont les propriétés du sol en plasticité qui interviennent :

L'expérience montre que K est égal à la valeur K_p , pour une enceinte très déformable et K croît avec $\frac{e E_c}{R}$. Par contre, la croissance de E_s et $\frac{R}{e E_c}$ avec la contrainte moyenne pour les milieux pulvérulents, laisserait supposer une variation de K, en particulier pour l'enceinte rigide. En fait, l'enceinte pour les sollicitations de σ_1 se déforme et à partir d'une certaine déformation, le sol entre en plasticité.

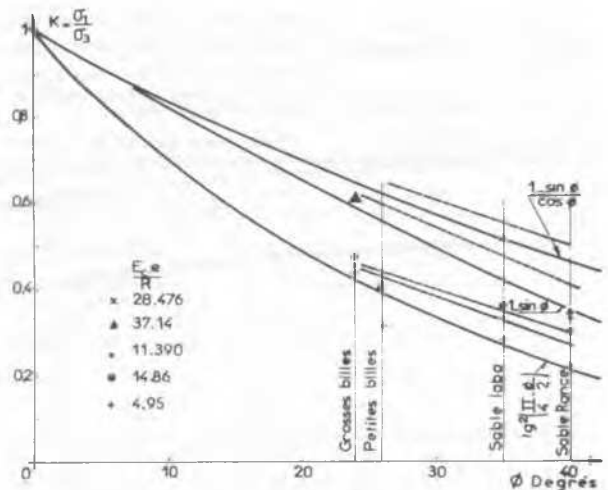


Fig. 4 Variation de $K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, en fonction de l'angle ϕ du matériau de remplissage pour différentes déformabilités de l'enceinte.

La plasticité parfaite est atteinte pour une déformation axiale de 0,5 à 1 %, alors qu'au triaxial, il faut atteindre 5 %. Ces valeurs dépendent évidemment du mode de mise en place du sol.

Si aucune déformation de l'enceinte n'est possible, la valeur de K croît jusqu'à K_0 . Mais l'examen des valeurs obtenues montre une corrélation empirique avec ϕ . En effet, K peut dépasser la valeur de Jaky ($1 - \sin \phi$)

PROPRIETES MECANQUES

et varie sensiblement comme $\frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$

Ces formules n'ont cependant, à notre connaissance, aucune justification rigoureuse; des essais doivent être exécutés dans chaque cas.

Le tableau des résultats obtenus est présenté figure 4. On peut voir les courbes $K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ en fonction de ϕ , c'est-à-dire $K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ pour des matériaux différents pour des enceintes de même déformabilité. Nous avons porté de plus les courbes :

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \quad K = 1 - \sin \phi$$

$$K = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Les contraintes, et par là, K dépendant de l'histoire de la fabrication du matériau et des sollicitations.

4 FRAGILITE ET COMPACTAGE

Le compactage est une déformation irréversible dont la partie isotrope augmente toutes les propriétés mécaniques du sol, sauf celles de plasticité parfaite.

Il semble souhaitable de le réaliser par l'application d'un état de contrainte au moins égal à celui qui sera utilisé dans l'ouvrage. Toutefois, s'il est beaucoup plus fort, il peut produire une fragilité dangereuse pour les argiles.

L'argile étudiée avait les caractéristiques suivantes : $w_L = 40$; $w_p = 18$

(argile silteuse
(inorganique provenant de Notre-Dame-de-Commier).

Une centaine d'essais triaxiaux ont été réalisés (Ref. 6).

Si l'on comprime dans un triaxial à vitesse constante, un échantillon de sol non drainé soumis à une contrainte latérale constante, σ_3 , on observe une augmentation de la contrainte verticale σ_1 jusqu'à σ_M , puis une diminution qui peut être très rapide et importante avant d'obtenir un palier σ_r .

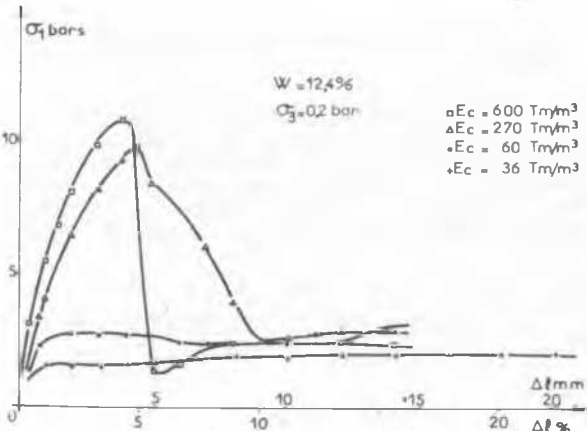


Fig.5 Variation de σ_1 en fonction de $\Delta l/l$ pour σ_3 constant pour différentes énergies de compactage.

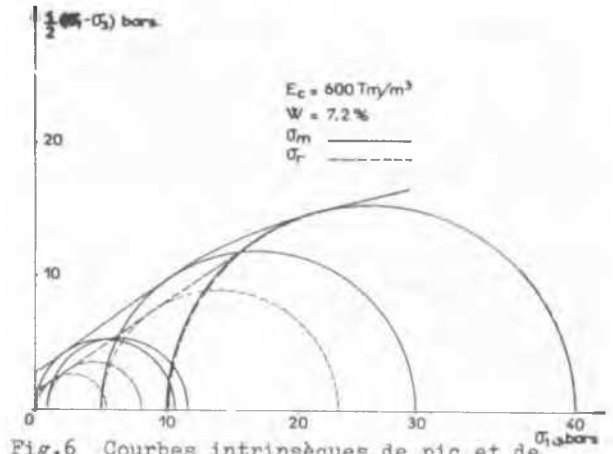


Fig.6 Courbes intrinsèques de pic et de palier.

Dans les sols pulvérulents, cette diminution, souvent faible, correspond à une variation de densité de l'échantillon.

Dans les sols cohérents, cette diminution peut être beaucoup plus importante et correspondre à une fissuration. Nous caractériserons ici cet aspect de la fragilité par

$$f = \frac{\sigma_M - \sigma_3}{\sigma_r - \sigma_3}$$

Pour un sol donné, la fragilité croît si la contrainte latérale σ_3 utilisée pour l'écrasement est plus faible (fig. 7) comme l'a indiqué Von Karman pour les roches en 1911.

Par ailleurs, pour une pression moyenne donnée, la fragilité croît avec la densité sèche du sol (Fig. 7).

Cette densité dépend de l'histoire des déformations irréversibles du matériau (écrouissage) (Réf. 7) et, en première approximation, du maximum de la contrainte moyenne intergranulaire qu'a subi l'échantillon dans son histoire σ_e pour certaines conditions du

chemin d'écrouissage ou encore de l'énergie de compactage pour les sols non saturés. Plus précisément les expériences montrent que la fragilité croît avec la "surconsolidation" que l'on peut exprimer sous la forme $\frac{\sigma_e}{\sigma_3}$ ou $\frac{E_c}{\sigma_3}$, ou σ_3 est la contrainte latérale utilisée in situ.

Il serait préférable d'employer les contraintes moyennes; la fragilité croît si la teneur en eau baisse (jusqu'à une certaine valeur) on a donc une relation

$$f = \frac{\sigma_M - \sigma_3}{\sigma_r - \sigma_3} = F \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_3}, w \right)$$

Il est possible de représenter approximativement ces résultats dans l'espace Proctor (w, w) en traçant des courbes d'égale fragilité (fig. 8). Si l'on veut utiliser le sol comme matériau de construction, pour les barrages, par exemple, il est donc souhaitable de compacter le sol avec une contrainte d'écrouissage σ_e supérieure ou égale à la contrainte in situ σ_u pour avoir de faibles tassements et des modules voisins pour les différentes zones de l'ouvrage; mais il ne

faut pas trop dépasser cette valeur pour éviter la fragilité, en particulier à la partie supérieure des barrages où σ_u' est faible. La teneur en eau doit être voisine de l'optimum d'érouissage correspondant à σ_e' afin que le rendement de compactage soit bon; on la choisira éventuellement plus forte pour diminuer la fragilité, mais sans excès pour éviter les pressions interstitielles. On peut ainsi obtenir un domaine recommandé pour δ_d, w plus particulièrement recommandé pour le compactage de chaque zone de barrage ou de route (Fig. 8).

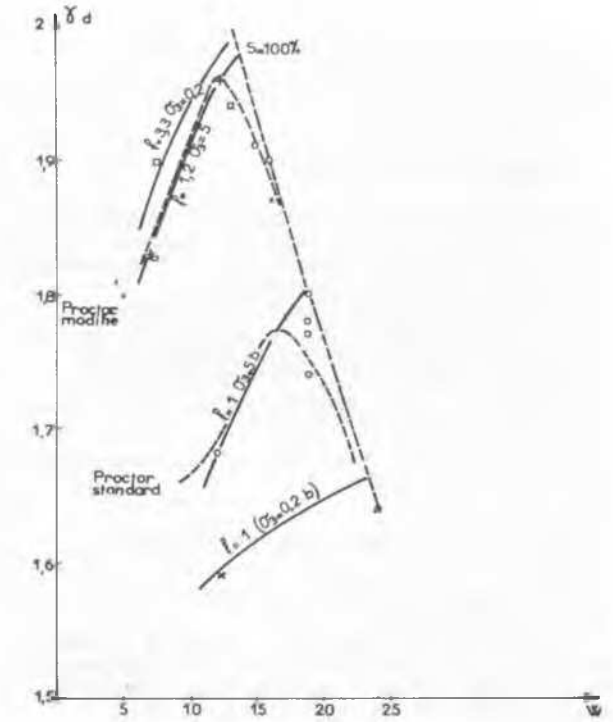


Fig. 8 Courbes d'équifragilité pour différentes pressions σ_3 dans l'espace δ_d, w .

5 TRES FAIBLE VITESSE DE DEFORMATION SUR ARGILE

Nous avons effectué, pendant près de trois ans, des essais de fluage par torsion, sur un échantillon cylindrique creux (fig. 9) normalement consolidé sous pression uniforme, dans un appareil triaxial décrit précédemment. Le sol étudié est un loess remanié de Cerny Vul :

$w_L = 33,2\%$; $I_p = 12,5$; $I_A = 1,04$;
 $92\% < 74\%$; $S = 100\%$; température d'essai = $13^\circ + 2$ centigrades.

Ref.8.

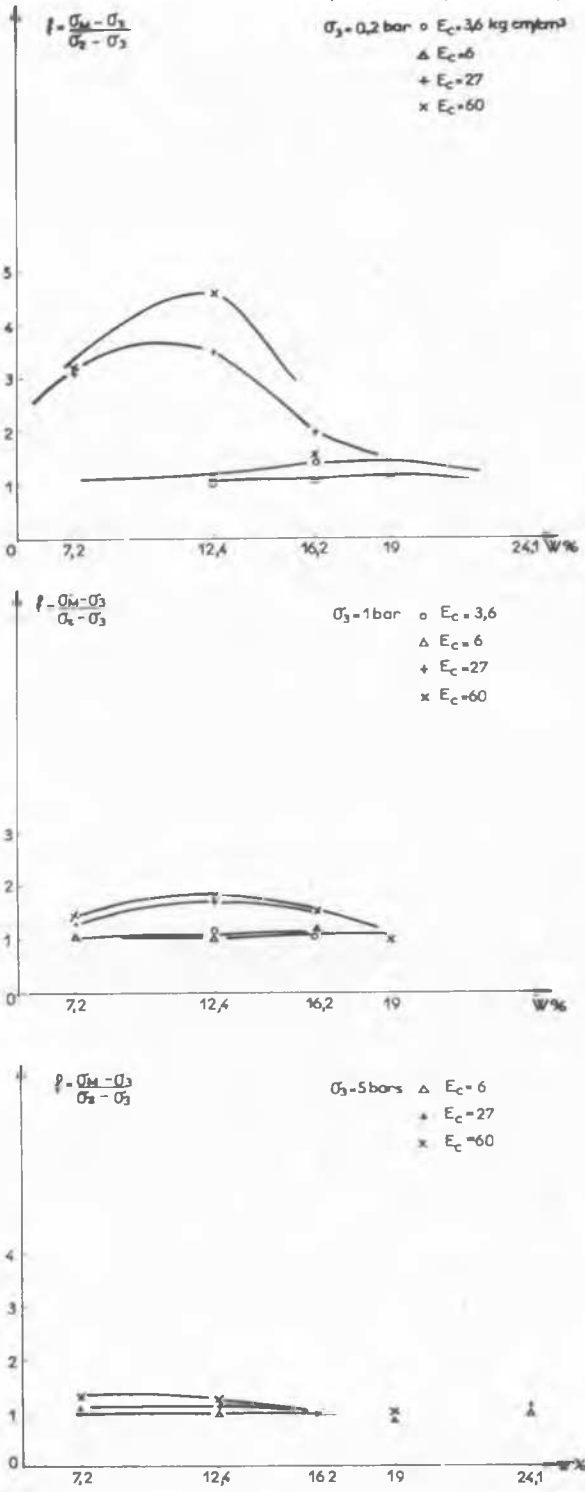


Fig. 7 Variation de la fragilité en fonction de l'énergie de compactage E_c et de la teneur en eau w , pour différentes pressions latérales d'écrasement σ_3 .

PROPRIETES MECANQUES

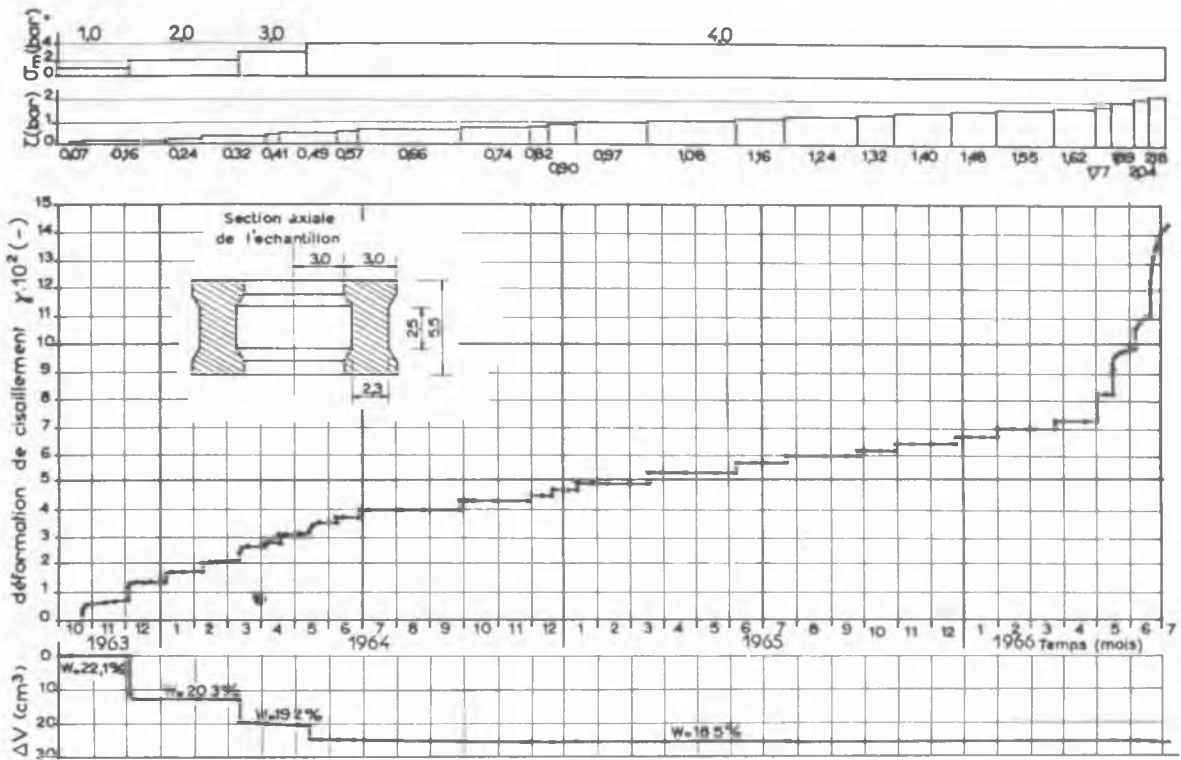


Fig. 9 Variation de $\bar{\sigma}_m$, ΔV et γ en fonction du temps.

Après consolidation sous état de contrainte isotrope σ_m de 1 bar ($w = 22,1\%$), on applique un léger couple de torsion constant sur l'échantillon drainé; la déformation croît en fonction du temps, puis se stabilise ($\dot{\gamma} = 0$). On applique ensuite un couple plus fort.

A partir d'un certain couple, on observe une vitesse de déformation constante non nulle ($\dot{\gamma} \neq 0$); on appelle limite de fluage plastique le tenseur de contrainte correspondant. On monte ensuite la pression de consolidation du fluide dans le triaxial à 2 bars et l'on cherche la nouvelle valeur du couple de fluage plastique, puis pour 3 ou 4 bars (fig. 10). Pour chaque couple de torsion, la déformation est observée pendant près d'un mois, parfois plus. On observe, avec un microscope des graduations correspondant à $6,2 \cdot 10^{-5}$ radians.

En portant les résultats de $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ en fonction de $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

(fig.10) on obtient une courbe f.

Pour les faibles compacités, obtenues par consolidation sous $\sigma_m = 1, 2, 3$ bars; $\sigma_1 - \sigma_3$ est faible et proportionnel à σ_m ; en revanche, à partir de $\sigma_m = 4$ bars, on

observe des valeurs beaucoup plus fortes. On note que ce changement de comportement survient pour des compacités supérieures à la limites de retrait ($w < w_s$) (fig.10);

on sait que dans les expériences de retrait, on observe aussi un changement de comportement, pour cette valeur, dans la courbe de volume, en fonction de la teneur en eau. On peut supposer qu'à partir de cette compacité caractérisée par w_s les grains solides sont

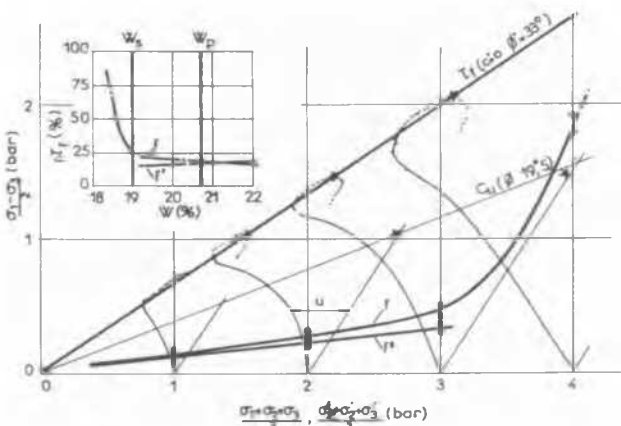


Fig. 10 Courbes $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) = f(\sigma_m)$

apparemment en contact (Ref. 9, 10)

Des résultats voisins (courbe f' fig. 11) ont été obtenus avec un autre échantillon plus épais (3 cm au lieu de 2,3 cm) et d'épaisseur constante (Ref. 8). Les résultats légèrement plus faibles proviennent probablement d'une déformation plus importante au voisinage des extrémités de l'échantillon.

Les expériences précédentes ont été comparées à des essais triaxiaux classiques, consolidés, non drainés. On a obtenu pour $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{maximum}} \phi' = 33^\circ$ ($\phi_{cu} = 19,5^\circ$) avec une vitesse d'écrasement de 0,0775 mm/mn. On pourrait donc admettre par hypothèse de travail que, pour une compacité supérieure à la limite de retrait, le rôle de la vitesse de déformation semble beaucoup plus faible. Pour des déformations avec surface de discontinuité, cette limite peut être différente.

Références

- (1) J. Biarez, J.L. Bordes, R. Albert, M. Pluchet "Nouvel appareil de mesure des propriétés rhéologiques pour les grandes déformations" Cong.Int. de Rhéologie - Tokyo 1968.
- (2) Lê Long Thèse de Doctorat es sciences Grenoble 1968.
- (3) J.L. Bordes Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble 1960.
- (4) C. Remy "Contribution à l'étude des Contraintes sur des parois fixes et rigides", Thèse de Doctorat de Spécialité Grenoble 1965.
- (5) M. Orliac, "Contribution à l'étude du coefficient de transmission de contrainte de matériaux pulvérulents limités par des enveloppes cylindriques déformables", Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble, 1966.
- (6) J. Bellier "Contribution à la définition et à l'étude de l'écroutissage d'un matériau cohérent. Modes de rupture. Application au problème de compactage des sols" Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble 1967.
- (7) J. Biarez "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols d'un milieu pulvérulent" Thèse de Doctorat es sciences, Grenoble 1959.
- (8) B. Boucek, Proc. Seminar Soil Mech. Found. Engr., LODZ, 1964, P. 425.
- (9) J. Havlicek, Sbornik k 75, narozeninam J. Smetany, NCSAV, PRAHA, 1962.
- (10) W.T. Lambe, J.S.M. Div., A.S.C.E., May, 1958.