

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N°39

124 F

2^e TRIMESTRE 1987

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction : J. Salençon — M. Panet — M. Rat — C. Azam

Comité de Rédaction :

E. Absi — F. Bonnechère — C. Bordet — P. Duffaut — J. Kérisel —

P. La Rochelle — G. L'Hériveau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1987 (numéros 38 à 41) franco : 435 F

Prix au numéro franco : 124 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.

© 1987

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 39
2^e TRIMESTRE 1987

sommaire

étude des mécanismes à l'origine de l'activité microsismique liée à des injections d'eau dans un massif granitique Sh. Talebi - F.H. Cornet	5
sable d'Aixos sous contraintes multiaxiales C.A. Demiris - I.A. Bakassis - C.A. Schinas	17
analyse de la sécurité des fondations superficielles vis-à-vis d'un défaut de portance : effet de la variabilité spatiale des paramètres du sol J.L. Favre - B. Genevois	33
étude des propriétés d'une argile sensible au pressiomètre autoforeur M. Roy - T. le Chi Thien	41
réalisation de la fouille de l'usine de Brégnier-Cordon M. Llopis	55
béton compacté ou remblai rigidifié E. Ledeuil	61
informations	67

étude des mécanismes à l'origine de l'activité microsismique liée à des injections d'eau dans un massif granitique

analysis of mechanism of microseismicity induced by water injections in a granitic rock mass

Sh. TALEBI, F.H. CORNET

Laboratoire de Sismologie
Institut de Physique du Globe de Paris*

Résumé

Un essai d'injection d'eau a été réalisé dans le massif granitique du Mayet-de-Montagne (Allier) à 443 m de profondeur à un débit moyen de 1,2 m³/min pour un volume total injecté de 115 m³. Au cours de cet essai seize stations d'observation, placées dans des forages situés à des distances du forage d'injection variant de 30 m à 550 m et ayant des profondeurs variant de 23 m à 250 m, ont été utilisées pour étudier l'activité microsismique (10-2000 Hz) liée à ces injections.

Des signaux ont été observés sur l'ensemble des stations du réseau. La projection, dans le plan horizontal, des hypocentres des événements à l'origine de ces signaux se distribue dans une zone allongée, d'orientation approximative nord-sud.

Les mécanismes au foyer de ces événements ont été déterminés à partir des sens du premier mouvement des ondes P, ainsi que du diagramme de polarisation des ondes S. Ils sont caractéristiques de mouvements de cisaillement. Deux familles de plans nodaux ont été obtenues : N 48° ± 8° E de pendage 85° ± 5° et N 140° ± 10° E de pendage 60° ± 8°. Ces plans sont inclinés par rapport à la direction d'écoulement dans le massif. Cette observation permet de conclure que les événements microsismiques observés sont liés à des microglissements le long de fractures préexistants recoupant la fracture principale dans laquelle intervient l'écoulement. L'analyse spectrale des signaux a montré l'incertitude qui affecte la détermination des paramètres caractérisant la source, du fait de l'atténuation des signaux intervenue lors de la propagation dans le massif.

Abstract

The microseismic activity (10-2000 Hz) induced by a water injection realised in the granitic rock mass of Le Mayet-de-Montagne in central France was monitored by a sixteen stations network. 3-D seismometers were lowered at the bottom of bore-holes with depths ranging from 23 m to 250 m, set at various distances from the injection well (from 30 m to 550 m).

The projection on a horizontal plane of the hypocenters of the events observed on nearly all the stations shows a zone elongated in the North-South direction.

The focal mechanisms of these events were determined from the sens of first motion of P-waves and from the polarization direction of S-waves. They are characteristic of shear events. The following nodal planes were obtained : N 48° ± 8° E dipping 85° ± 5° and N 140° ± 10° dipping 60° ± 8°. These planes are inclined with respect to the flow direction in the rock mass. We concluded from this observation that the microseismic events were generated by shear failures along the preexisting fractures intersecting the fracture in which the main flow occurred. The spectral analysis of the signals outlined the difficulty for determining the source parameters because of attenuation effects affecting the signals.

* 4, place Jussieu, 75230 Paris Cedex 05, tour 14, 4^e étage.

1. INTRODUCTION

L'injection de fluide dans un massif rocheux peu perméable peut donner lieu à une activité microsismique de haute fréquence. La localisation de la source de cette activité fournit des informations concernant l'écoulement du fluide dans le massif car elle est causée par des variations de pression interstitielle dans le massif.

Le but des essais décrits ci-après était de préciser la source de ces événements : ouverture d'une fracture hydraulique ou glissements suivant des fractures naturelles préexistantes. Ces essais ont été conduits sur le site du Mayet-de-Montagne situé à 25 km au sud-est de Vichy dans l'Allier (fig. 1a). Ce site a été initialement choisi pour effectuer des mesures de flux de chaleur par l'Institut National des Sciences de l'Univers. Il a été consacré par la suite à des essais de faisabilité quant à l'extraction de la chaleur des roches chaudes et sèches.

2. DESCRIPTION DU SYSTÈME D'ACQUISITION ET DE NUMÉRISATION DES DONNÉES

Un ensemble de dix sismomètres, comportant chacun trois géophones disposés selon trois directions orthogonales entre elles, a été installé autour du puits d'injection (III-8) dans des forages de 23 m de profondeur situés à des distances de celui-ci variant de 170 m à 400 m. Cette profondeur a été choisie pour que les sismomètres soient installés dans la roche saine de façon à limiter les effets d'atténuation des signaux par la couche altérée superficielle. Le plan du site et la position des stations sont indiqués sur la figure 1. Un onzième sismomètre trois composantes a été descendu à 250 m de profondeur dans le forage III-4 situé à une trentaine de mètres du forage d'injection III-8. Ce dispositif était complété par quatre stations autonomes, comportant chacune un sismomètre à une seule composante verti-



a.)

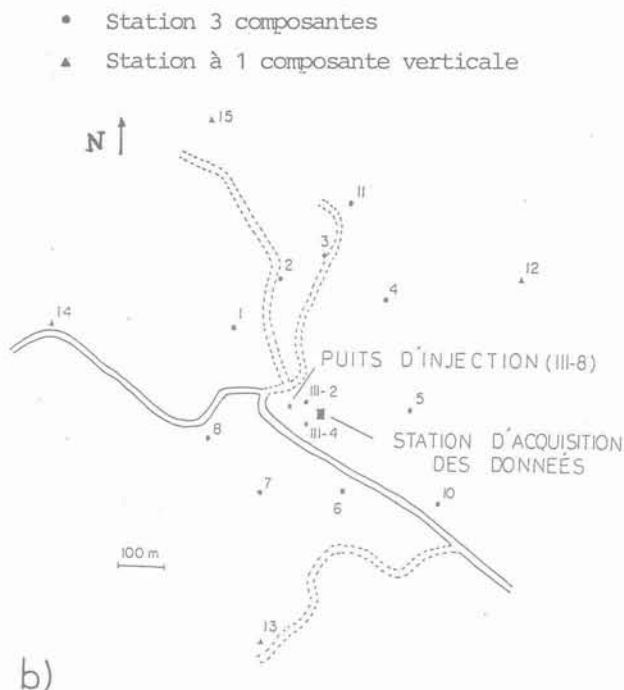


Fig. 1. — Le site du Mayet-de-Montagne :
a) situation géographique, b) plan d'implantation des stations.

cale, situées à des distances de 450 m à 550 m du puits d'injection.

Les sismomètres utilisés au cours de ces essais ont été construits spécialement pour les besoins de notre programme de recherche. L'analyse des signaux recueillis lors des essais de 1981 (TALEBI et CORNET, 1985) a permis de fixer leur bande passante à 10-2000 Hz. Ces sismomètres ont été construits notamment pour résister à une pression d'eau dépassant la dizaine de MPa.

Les géophones, d'une fréquence propre de 10 Hz, ont une sensibilité moyenne de 44 volt/(m.sec.), uniforme dans le domaine 10-2000 Hz. Les sismomètres ont été descendus au fond des forages et leur couplage a été assuré par un ensablage qui permet de récupérer les appareils à la fin des essais tout en supprimant les mécanismes de couplages lourds, sources d'éventuelles résonances.

Le système d'acquisition des données sur le terrain est schématisé sur la figure 2. Les signaux émis par les géophones sont amplifiés avec un gain de 80 dB (10 000 fois) avant d'être transmis par des câbles à sept conducteurs à une station centrale. Les signaux sont ensuite filtrés « passe-bas » à 2 kHz avant d'être échantillonnés en mots de 13 bits à une cadence de 4 808 mots/(voie.sec.), multiplexés 8 par 8, puis enregistrés sur un enregistreur-lecteur magnétique quatorze pistes sur des voies en enregistrement direct. De plus, huit composantes verticales (Z) et un signal horaire codé étaient directement enregistrés sur des voies en modulation de fréquence.

Lors de la relecture, les signaux numérisés mais démultiplexés étaient transmis vers un ordinateur HP 2100 qui, après avoir changé le format de numérisation, les transmettait sur des bandes numériques de densité

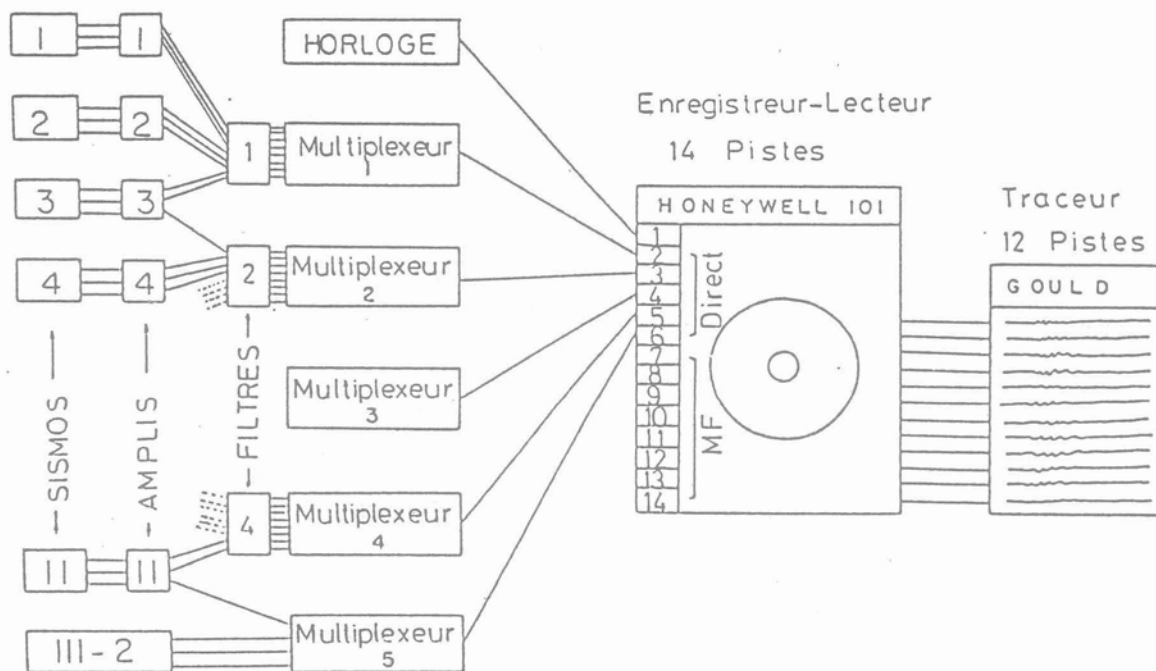


Fig. 2. — Schéma du système d'acquisition des données.

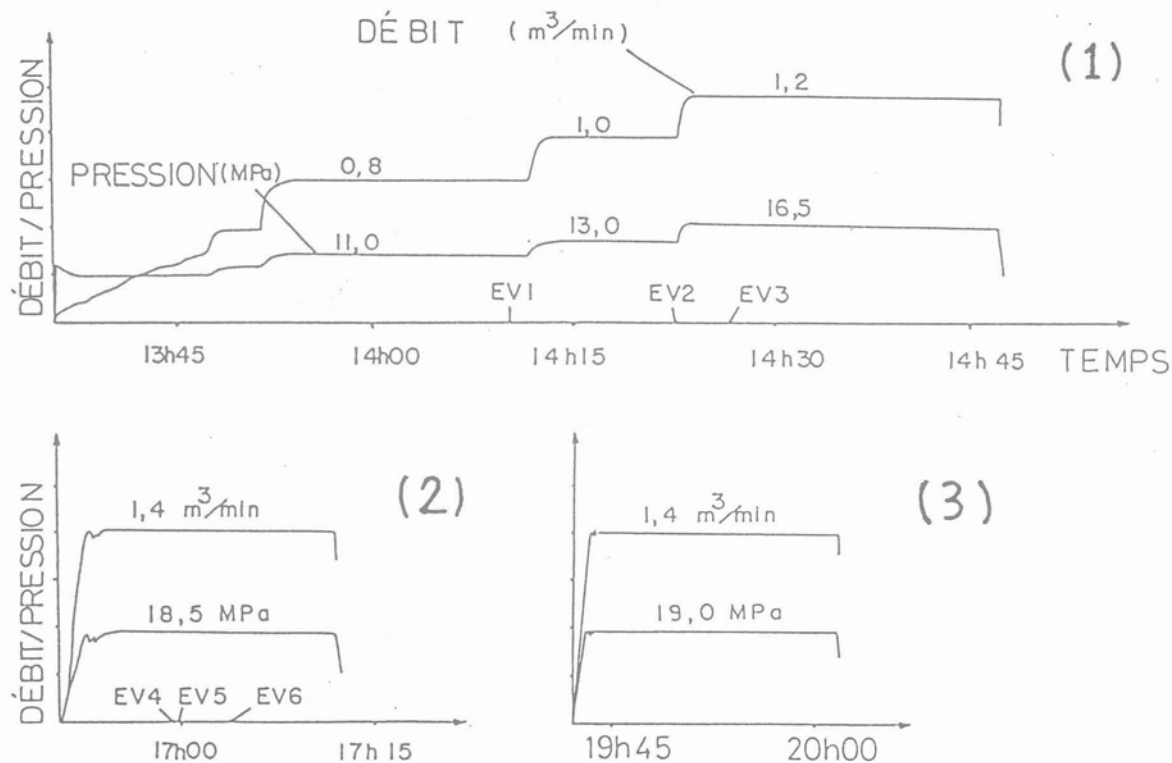


Fig. 3. — Variations en fonction du temps de la pression en tête de puits et du débit d'injection pendant les trois périodes d'injection 1, 2 et 3. L'instant d'apparition des six événements (EV1 à EV6) est également indiqué.

1 600 Bpi. Durant l'enregistrement sur le terrain, les onze composantes verticales des sismomètres étaient tracées sur papier, ce qui a permis de suivre en temps réel le bon déroulement des opérations. Pour les stations lointaines à une seule composante, l'enregistrement des données ainsi que celui du temps codé émis par voie hertzienne vers toutes les stations se faisaient en mode F.M. sur un magnétophone installé à côté de chaque station.

Pendant le deuxième essai d'injection décrit ci-après, en plus du réseau déjà mentionné, une sonde trois composantes développée par l'Institut Français du Pétrole (I.F.P.) était ancrée à 173 m de profondeur dans le forage III-2, situé à une trentaine de mètres du puits d'injection. La particularité de cette sonde provient du fait que les capteurs sont des accéléromètres ayant une réponse uniforme jusqu'à 4 000 Hz. Les signaux de cette sonde ont été numérisés à une cadence de 9 616 mots/(voie.sec.) puis multiplexés avant l'enregistrement en mode direct sur une piste de l'enregistreur magnétique.

3. LES ESSAIS D'INJECTION

Deux essais d'injection ont été réalisés : le premier de longue durée à faible débit et le deuxième de courte durée à fort débit.

Lors du premier essai d'injection réalisé à 317 m de profondeur un volume total de 40 m³ sous des pressions de 7 à 9 MPa a été injecté avec un débit constant de 1,4 m³/h. De très faibles signaux ont été reçus sur le seul sismomètre à 250 m de profondeur. L'origine de ces signaux n'a pas encore été élucidée, mais leur forme semble indiquer qu'ils ne sont probablement pas de même origine que les signaux décrits ci-après.

Le deuxième essai d'injection a été réalisé à 443 m de profondeur et s'est déroulé en trois étapes : des volumes de 61 m³, 28 m³ et 26 m³ d'eau ont été injectés sous des pressions moyennes en tête de puits de 13,5, 18,5 et 19,0 MPa respectivement, pour des débits de 1,0 et 1,4 m³/min (fig. 3).

Lors de cet essai, un ensemble de six événements microsismiques a été ressenti. Malheureusement le premier événement est intervenu lors d'un changement de bande magnétique et n'a de ce fait pu être enregistré que sur les quatre stations autonomes. Cependant, les cinq autres événements ont été correctement enregistrés : ils ont été ressentis par un très grand nombre de stations.

La figure 4 représente des exemples de signaux enregistrés pour différentes stations pour les événements 5 et 6. On y constate des arrivées nettes pour les ondes P sur pratiquement toutes les stations et des arrivées plus ou moins nettes des ondes S sur un certain nombre d'entre elles. L'amplitude des phases S dépasse généralement celle des phases P.

4. LOCALISATION DES ÉVÉNEMENTS

La localisation d'un événement consiste à déterminer les coordonnées X, Y, Z du foyer et le temps t auquel l'événement est intervenu. La précision de la détermination dépend du nombre de données disponibles, un

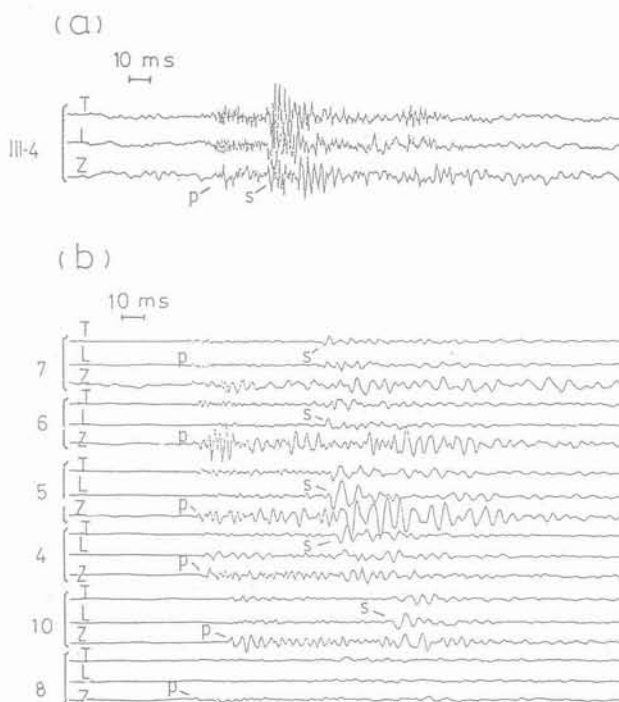


Fig. 4. — Exemples des trois composantes (Z, L et T) des signaux observés : a) sur la station III-4 à 250 m de profondeur pour l'événement 6, b) sur les stations 4 à 10, à 23 m de profondeur, pour l'événement 5. P et S indiquent les temps d'arrivée des ondes P et S sur chaque station.

minimum de quatre valeurs indépendantes étant indispensable.

Cette localisation a été obtenue par une méthode itérative basée sur la détermination des temps d'arrivée des ondes P et S. A partir des lectures des temps d'arrivée on choisit a priori un foyer et un temps approximatif pour un événement donné. Étant donné les vitesses des ondes P et S dans le milieu, ce choix conduit à calculer le temps d'arrivée de ces ondes sur chaque station. On cherche alors la solution x, y, z et t qui minimise la somme des carrés des erreurs entre les temps observés et les temps calculés pour les stations.

Nous avons modifié la méthode des premiers temps d'arrivées pour tenir compte de l'anisotropie de vitesse des ondes P et S dans le milieu. La méthode consiste à mesurer les vitesses suivant des trajets voisins de ceux des signaux des sources attendues et à inclure ces vitesses dans les itérations. Pour ce faire, un tir de 15 grammes de dynamite a été effectué à 480 m de profondeur dans le forage d'injection, côte qui avait été initialement choisie pour l'injection à fort débit. Les signaux émis ont été enregistrés par toutes les stations du réseau, l'instant du tir étant déterminé par un détonateur de surface branché en série avec le circuit d'amorçage de l'explosif. Ainsi la connaissance des temps de parcours et des distances parcourues a permis de déterminer les vitesses des ondes P et S pour différentes directions source-station. Les événements attendus devant être peu éloignés du point de tir, cette détermination du champ des vitesses était supposée bien approcher les vitesses réellement intervenues lors de la propagation des signaux.

Toutefois, un problème technique a compliqué ces déterminations : le détonateur de surface s'est révélé légèrement asynchrone vis-à-vis de celui de l'explosif et des erreurs de quelques millisecondes sont apparues dans la détermination de l'instant du tir (t_0).

Pour résoudre ce problème, nous avons utilisé un diagramme de « Wadati ». Il s'agit de reporter sur l'axe des abscisses le temps de parcours de l'onde P (t_p) et sur l'axe des ordonnées l'écart entre les temps de parcours de l'onde S et de l'onde P ($t_s - t_p$) pour différentes stations. L'intersection de la droite qui passe par ces points avec l'axe des abscisses donne le temps de déclenchement du tir. La pente de cette droite est une fonction du coefficient de Poisson dans le milieu. Nous avons obtenu ainsi un décalage de trois millisecondes sur l'instant du tir initial déterminé à partir du détonateur de surface et un coefficient de Poisson égal à 0,27 pour le massif.

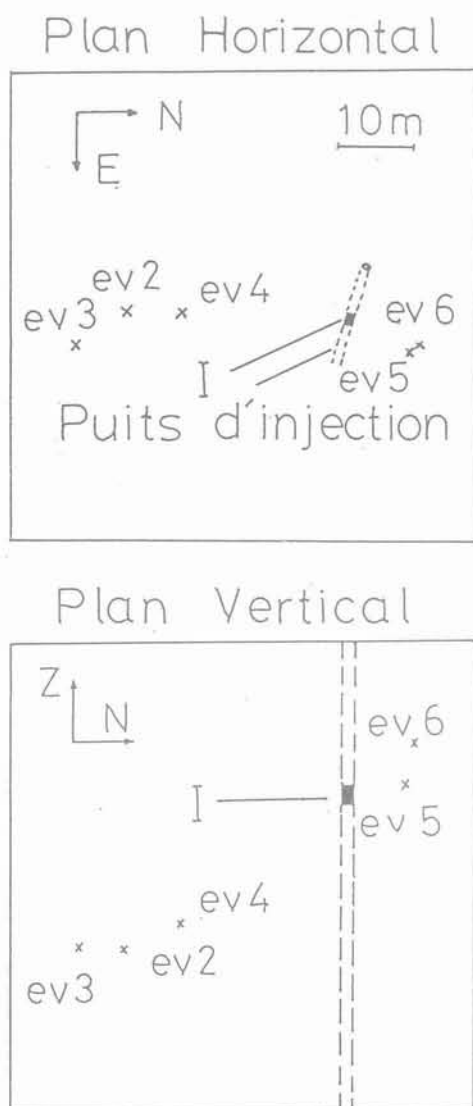


Fig. 5. — Projection des hypocentres des événements : a) dans un plan horizontal, b) dans un plan vertical orienté nord-sud. (I) est le point d'injection.

Les vitesses des ondes P et S ont pu être déterminées avec précision. Celles-ci varient de 5 440 m/s à 5 740 m/s pour les ondes P et de 3 070 m/s à 3 260 m/s pour les ondes S (TALEBI, 1986).

La figure 5 montre la projection sur des plans horizontaux et verticaux des hypocentres des événements 2 à 6. Les résultats indiqués sur cette figure suggèrent que l'écoulement est intervenu dans une zone d'orientation approximativement nord-sud. Ce résultat est à rapprocher du fait que les diagraphies thermiques et électriques ainsi que l'analyse de la géochimie des eaux du forage avaient mis en évidence à 472 m de profondeur une fracture sub-verticale, d'orientation N 173° E, siège d'une circulation naturelle d'eau.

Il paraît donc probable que les fractures engendrées à la paroi du forage (quatre fractures ont été mises en évidence au moyen d'un obturateur d'impression : trois fractures de pendage compris entre 27° et 11° et une fracture sub-verticale (87°) d'orientation N 73° E) ont rapidement recoupé cette fracture majeure qui a alors agi comme drain principal de l'écoulement.

5. DÉTERMINATION DE L'ORIENTATION DES SISMOMÈTRES

Comme nous l'avons déjà mentionné les sismomètres utilisés lors de ces essais comportent chacun trois géophones dans trois directions orthogonales entre elles : une dans la direction verticale (Z) et les deux autres dans deux directions horizontales (L et T). Si la direction verticale est la même pour tous les sismomètres à quelques degrés près (les sismomètres cylindriques ont un diamètre de 80 mm et une longueur de 25 cm, le diamètre des forages étant lui de 100 mm) il n'en est pas de même pour les directions horizontales. En effet, lorsqu'un sismomètre est descendu dans un forage, aucune information sur l'orientation de ses composantes L et T n'est disponible étant donné que celui-ci ne comporte pas de boussole incorporée. Or, la connaissance de l'orientation de directions L et T des sismomètres s'impose pour l'étude de la polarisation des signaux.

L'orientation des composantes L et T de chaque sismomètre a été déterminée par la méthode des hodogrammes qui permet de définir la direction de polarisation des ondes P de signaux engendrés par des tirs de dynamite effectués dans différents forages du site. Parmi les neuf tirs étudiés, cinq ont été réalisés dans un ensemble de forages distants l'un de l'autre de moins de 30 m et les quatre autres dans des forages situés à plus de 200 m du forage d'injection ceci dans le but d'obtenir des ondes P arrivant dans différentes directions.

L'angle que fait la composante L d'un sismomètre avec le nord géographique peut être déterminé à partir de chaque hodogramme étant donné que la position de la station et du point de tir sont connues. La précision des déterminations s'est révélée être de quelques degrés (TALEBI, 1986).

6. SOURCES POSSIBLES D'ACTIVITÉ MICROSIsmIQUE

L'injection d'eau dans un massif rocheux peut provoquer deux types de ruptures susceptibles de donner

naissance à des événements microsismiques : la propagation saccadée d'un front de fracture hydraulique sous l'effet de la pression de fluide ou la rupture par cisaillement le long de fractures préexistantes du fait des augmentations locales de pression interstitielle (fig. 6). Pour le premier mécanisme, la fracture se propage perpendiculairement à la contrainte principale minimum, suivant la théorie classique de la fracturation hydraulique. Le deuxième mécanisme est lié à la diminution de contrainte normale effective supportée par le plan de fracture. Ce phénomène est illustré sur la figure 6 par le glissement du cercle de Mohr vers la gauche, du fait de l'augmentation de pression interstitielle. Il y a rupture pour les plans de faiblesse tels que l'extrémité du vecteur contrainte supporté par ces plans se trouve à gauche de la courbe caractéristique du critère de rupture (une droite dans le cas d'un critère de Coulomb).

Les signaux émis par ces deux types de mécanismes sont différents tant dans leur nature que dans leur forme. Nous allons présenter les résultats théoriques concernant chaque type de mécanisme afin de dégager des critères permettant de les distinguer.

6.1. Propagation d'une fracture hydraulique

AKI et al. (1977) ont étudié l'émission de l'énergie sismique pour une fracture se propageant du fait d'une pression de fluide. Ils considèrent que cette propagation ne peut pas libérer d'énergie sismique dans un milieu parfaitement homogène car ils supposent que le fluide ne pénètre pas jusqu'au fond de la fracture et donc qu'un gradient de pression négatif existe dès que la fracture se propage. Ce gradient négatif a pour effet de stopper la propagation, laquelle se fait en conséquence de façon quasi-statique, donc asismique. Toutefois, ce mécanisme peut créer des événements microsismiques, d'après les mêmes auteurs, en présence d'hétérogénéités de résistance ou quand il existe une différence entre le facteur d'intensité de contrainte stati-

que et le facteur d'intensité de contrainte dynamique dans le milieu.

Des résultats récents obtenus au laboratoire ont montré qu'une fracture hydraulique se propage de façon saccadée dans du plexiglass, matériau parfaitement homogène (RUMMEL, 1985). Il semble donc acquis que la propagation d'une fracture hydraulique soit une source possible d'émission microsismique.

La conclusion principale de l'étude de AKI et al. (1977) concerne la forme du spectre des événements émis. En effet, cette étude montre que la propagation saccadée du front de fracture hydraulique induit des signaux dont l'énergie est concentrée autour d'une ou plusieurs fréquences qui dépendent de la longueur de la fracture. Lorsque ces événements sont suffisamment rapprochés dans le temps, ils seraient susceptibles d'être source de « tremor », phénomène vibratoire continu observé notamment lors des éruptions volcaniques.

CHOUET (1981) a proposé un modèle de propagation de fracture par ouverture de mode I (selon la classification d'IRWIN, 1957) et montré que pour ce type de rupture le sens du premier mouvement de l'onde P est une compression dans toutes les directions de l'espace. Ceci semble être en accord avec les résultats obtenus au laboratoire par SAVAGE et MANSINHA (1963) pour ce type de mécanisme.

6.2. Rupture par cisaillement le long d'une fracture naturelle

Caractéristiques spectrales des signaux émis

La deuxième source possible de vibrations du fait de l'injection de fluide dans un massif rocheux provient des microglissements induits par les variations de pression interstitielle (RALEIGH et al., 1972; BLAIR et al., 1976; PEARSON, 1981). Depuis longtemps les sismologues étudient le champ des vibrations associées à un relâchement de la contrainte de cisaillement le long de surfaces planes. De nombreuses informations sont maintenant disponibles à ce sujet, notamment en ce qui concerne le spectre de Fourier de l'amplitude des déplacements pour les ondes P et pour les ondes S (KEILIS-BOROK, 1960; BRUNE, 1970; MADARIAGA, 1983). Nous nous contenterons de rappeler un certain nombre de résultats sans fournir les démonstrations correspondantes.

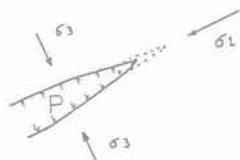
Dans le domaine des basses fréquences, l'amplitude des spectres de déplacement, tant pour les ondes P que pour les ondes S, est constante, proportionnelle au moment sismique M_0 et inversement proportionnelle au module de cisaillement dynamique du matériau μ . Rappelons que le moment sismique associé à un déplacement instantané u , uniforme, le long d'une surface plane d'aire A est égal à $\mu u A$; il caractérise l'intensité de l'événement. Considérant le spectre des ondes S, si $\Omega_0(s)$ est l'amplitude du plateau observé, KEILIS-BOROK (1960) a montré que :

$$M_0 = 4 \pi \rho d \beta^3 \frac{\Omega_0(s)}{R_{\theta\phi}(s)} \quad (1)$$

où :

ρ est la densité du matériau ;
 d est la distance source-captateur ;
 β est la vitesse des ondes S ;
 $R_{\theta\phi}(s)$ est un scalaire qui reflète le diagramme de radiation de l'onde S.

Mécanisme 1



Mécanisme 2

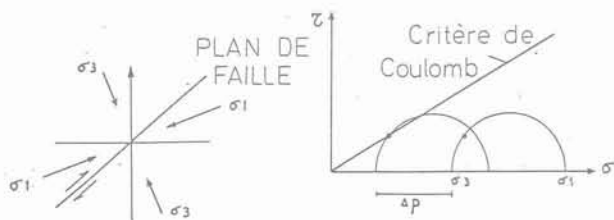


Fig. 6. — Description schématique des mécanismes susceptibles d'engendrer des événements microsismiques.

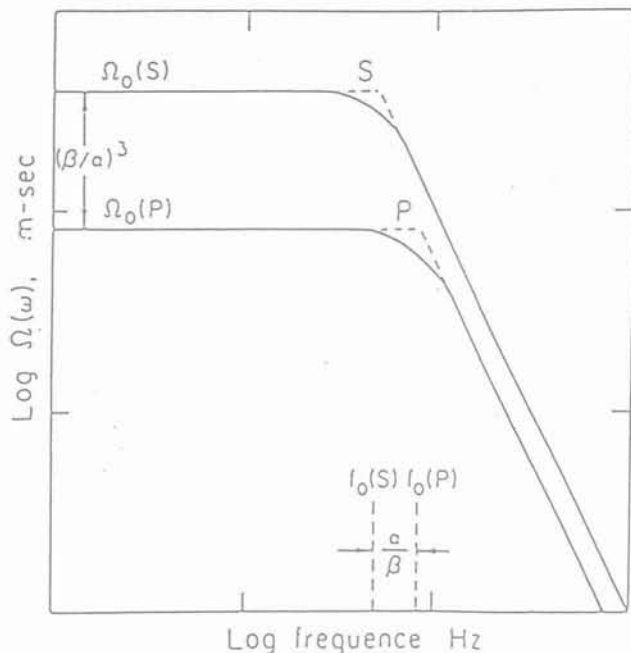


Fig. 7. — Spectres de déplacements théoriques pour l'onde P et pour l'onde S selon le modèle de dislocation de Brune (d'après Hanks et Wyss, 1972).

Dans le domaine des hautes fréquences, l'amplitude du spectre oscille, les maxima décroissant selon une puissance négative de la fréquence.

BRUNE (1970) a montré que pour ce type de rupture, la fréquence à partir de laquelle apparaît la décroissance de l'amplitude, appelée fréquence-coin, dépend des dimensions de la source et de l'orientation de la dislocation vis-à-vis du point d'observation. HANKS et WYSS (1972) ont montré que pour ce modèle, des résultats comparables pouvaient être obtenus pour l'onde P (fig. 7).

Depuis, de nombreux auteurs (voir par exemple SAVAGE, 1974; MADARIAGA, 1976; HARTZELL et BRUNE, 1977) se sont intéressés à la relation qui existe entre les dimensions de la source et la fréquence coin. Ils ont ainsi mis en évidence la dépendance de cette relation vis-à-vis du modèle interprétatif. BRUNE et al. (1979) dans une étude comparée des différents modèles concluent que cette relation peut s'exprimer par :

$$r = K\beta/f_c \quad (2)$$

où :

r est le rayon de la source supposée circulaire ;
 f_c est la fréquence-coin pour le spectre des ondes S ;
 K est un facteur de proportionnalité.

K dépend du type de rupture et de la position du point d'observation vis-à-vis de la dislocation. Ces auteurs concluent que K peut varier de 0,2 à 0,5. Ils proposent de retenir la valeur moyenne de 0,33 indépendamment du modèle retenu et de la position de la station.

Un dernier paramètre important peut être calculé à partir de la connaissance du moment sismique et de la géométrie de la source à savoir la chute de contrainte associée à la rupture. L'estimation de ce dernier paramètre dépend lui aussi des hypothèses faites sur la source (voir par exemple MADARIAGA, 1979). Dans le cas d'une fracture circulaire donnant lieu à une rupture uniforme sur toute sa surface, MADARIAGA (1979) propose la relation suivante :

$$\Delta\sigma = \frac{M_0}{0,73 \pi r^3} \quad (3)$$

Il est donc possible de définir trois scalaires caractérisant approximativement la source :

- le moment sismique M_0 calculé à partir du plateau basse-fréquence du spectre des déplacements ;
- le rayon moyen de la source calculé à partir de la fréquence-coin du spectre de l'amplitude des déplacements ;
- la chute de contrainte moyenne associée à la dislocation calculée à partir du moment sismique et du rayon de la source.

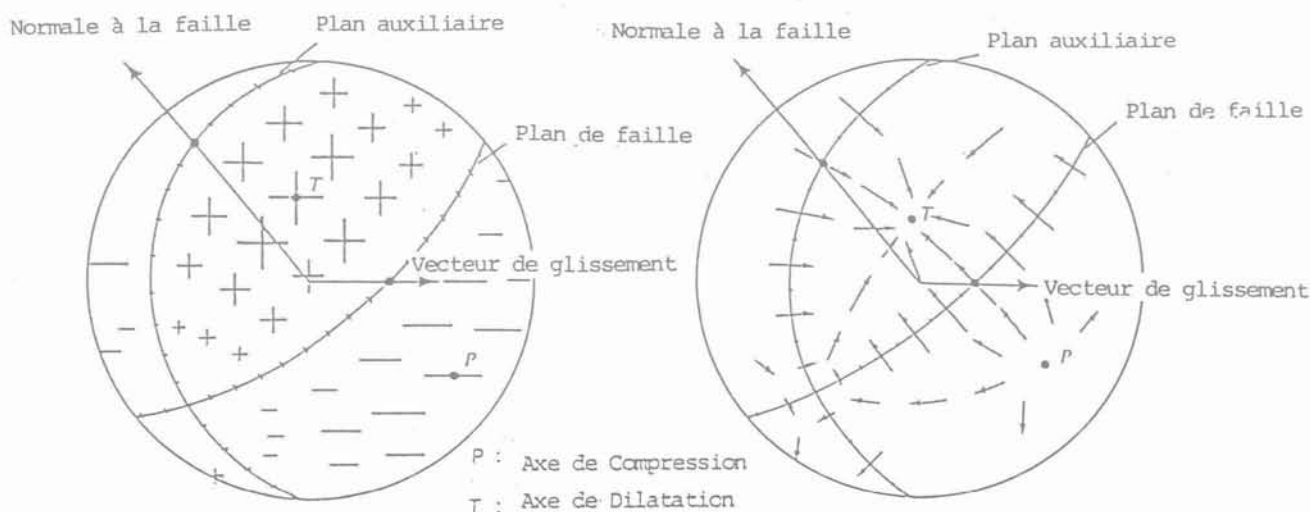


Fig. 8. — Diagramme théorique de radiation des ondes P et S pour une dislocation (d'après Aki et Richards, 1980) : a) sens de premier mouvement des ondes P, b) direction de polarisation de la composante horizontale de l'onde S. Les axes P et T correspondent aux axes de compression et de dilatation définis par Aki et Richards (1980).

On remarquera que le rayon de la source n'est connu qu'à un facteur deux près étant donné la grande dépendance de la fréquence-coin vis-à-vis du modèle de source retenu. De ce fait la détermination de la chute de contrainte, qui en elle-même représente déjà une valeur moyennée sur la surface de glissement, n'est que très approximative. Elle fournit néanmoins un ordre de grandeur intéressant.

Diagramme de radiation des ondes P et S

Nous allons rappeler ici quelques aspects de la radiation de l'énergie sismique libérée par une rupture de glissement. La figure 8 résume les caractéristiques de cette radiation pour les ondes P et S dans toutes les directions de l'espace.

Le sens du premier mouvement pour l'onde P est une propriété importante (voir fig. 8a). L'espace est divisé par rapport au sens de premier mouvement en quatre quadrants : deux de compression et deux de dilatation. Ils sont séparés par deux plans nodaux dont un correspond au plan de rupture. L'amplitude du premier mouvement est nul sur les plans nodaux et maximum sur les deux axes P (compression) et T (dilatation).

Sur la figure 8b la direction de polarisation de la composante horizontale de l'onde S est représentée par une flèche : elle varie avec la direction des rais sismiques dans l'espace. Sur ce diagramme, il n'existe pas de plan nodaux mais des axes nodaux qui coïncident avec les axes P et T du diagramme précédant. Les flèches divergent de l'axe P, convergent vers l'axe T et sont perpendiculaires aux deux plans nodaux du diagramme de l'onde P.

Le diagramme de radiation de l'onde P et, en présence d'ondes S claires, le diagramme de polarisation de celles-ci sont utilisés pour déterminer les plans nodaux et le vecteur de glissement associé à un séisme. Notons que ces diagrammes ne permettent pas de déterminer lequel des deux plans nodaux est le plan de rupture. Pour les séismes, la détermination de ce dernier fait intervenir d'autres données telles que la trace de la faille de glissement à la surface ou la localisation des répliques.

7. RÉSULTATS OBTENUS AU MAYET-DE-MONTAGNE

7.1. Les mécanismes au foyer

La série de tirs de dynamite effectuée pour déterminer la loi de vitesse, a également permis de vérifier que pour ces sources des ondes de compression étaient observées sur toutes les stations du réseau. Ce résultat permet de conclure que les sens des premiers mouvements observés sont bien représentatifs des mouvements du terrain.

Le mécanisme au foyer établi pour l'événement 5 d'après le sens du premier mouvement de l'onde P est indiqué sur la figure 9a. On y distingue deux plans nodaux : N 53° E de pendage 85° et N 145° E de pendage 68°.

La figure 9b montre, pour le même événement, le diagramme de polarisation de la composante horizontale de l'onde S pour des sismomètres trois composantes du réseau. On retrouve assez bien le diagramme prévu par les modèles de rupture par glissement : des flèches divergentes de l'axe de pression, convergentes vers l'axe de tension et approximativement perpendiculaires aux plans nodaux au voisinage de ces deux plans.

La précision de la détermination de ces deux plans est inférieure à 10° pour cet événement. En effet, des stations sont présentes au voisinage de ces deux plans ce qui permet de bien les définir. D'autre part, les directions de polarisation de l'onde S semblent assez précises et les erreurs ne devraient pas excéder 10°.

Les cinq mécanismes obtenus sont semblables entre eux, surtout pour les événements 2, 3, 5 et 6. Les plans nodaux de ces mécanismes peuvent être résumés de la façon suivante : N 48° ± 8° E de pendage 85° ± 5° et N 140° ± 10° E de pendage 60° ± 8°.

Lorsque l'on compare les traces des signaux obtenus pour les événements 2 et 3, ces dernières sont quasiment superposables, ce qui laisse supposer qu'ils ont été causés par des glissements le long du même plan de fracture. Le vecteur reliant la projection horizontale des hypocentres de ces deux événements s'oriente N 137° E. Ceci suggère que pour ces deux événements c'est le plan N 140° ± 10° E de pendage 60° ± 8° qui était le plan de glissement. Si l'on retient cette hypothèse, le vecteur de glissement apparaît alors comme sub-horizontale. Les plans nodaux pour l'événement 4 sont N 15° E de pendage 48° et N 125° E de pendage 69°.

Ces plans appartiennent à quelques degrés près aux familles de fractures naturelles du massif. Les plans nodaux pour les événements 2, 3, 5 et 6 sont bien définis à partir des données concernant les ondes P et S, ce qui n'est pas le cas pour l'événement 4 dont le mécanisme est moins fiable que les autres.

7.2. Analyse spectrale des signaux

Une étude systématique des spectres de déplacement des signaux des ondes P et S ainsi que le bruit observé avant l'arrivée des signaux a été entreprise pour les différents événements et pour les différentes stations. Les figures 10a et 10b montrent, respectivement, des exemples de spectre non-corrigés et corrigés pour les effets d'atténuation des signaux dans le massif. La forme des spectres des ondes P et S est représentative de mécanismes de glissement. On remarque un plateau en basses fréquences et une partie descendante en hautes fréquences.

La fréquence-coin obtenue à partir des spectres non corrigés diminue quand la distance source-station augmente (tableau I), ce qui montre que cette fréquence-coin est affectée par l'atténuation du signal au cours de sa propagation dans le massif. Cette observation souligne donc la nécessité de corriger les spectres pour les effets d'atténuation des signaux si l'on désire en déduire les paramètres caractéristiques de la source.

Des mesures d'atténuation ont été entreprises à partir des signaux engendrés par les tirs de dynamite effectués dans différents forages du site. Deux méthodes

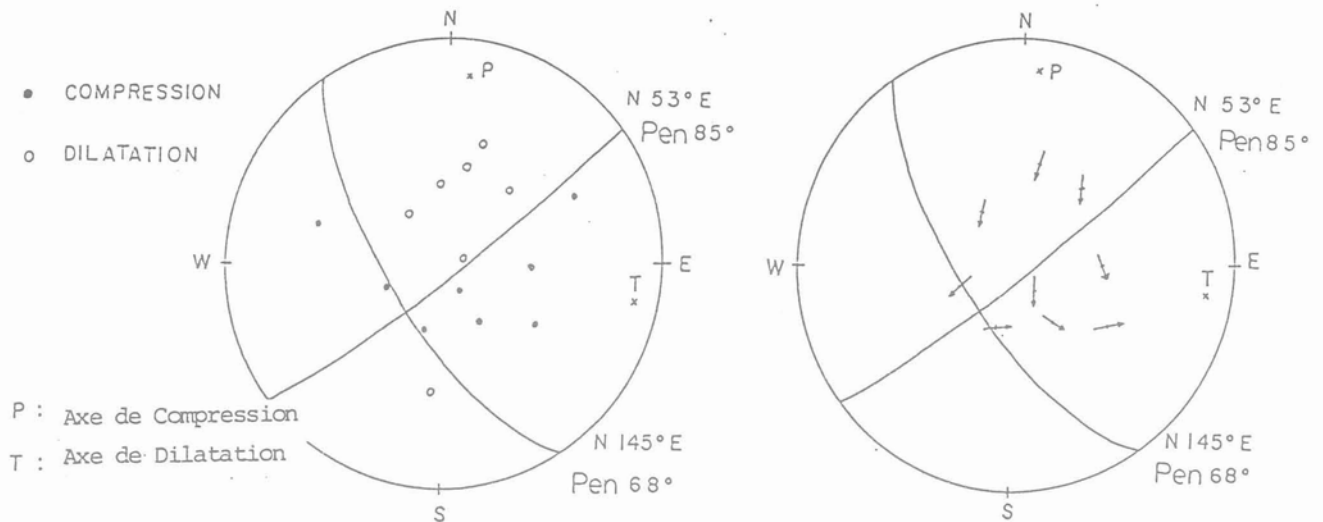


Fig. 9. — Mécanisme au foyer observé pour l'événement 5 : a) sens de premier mouvement de l'onde P, b) direction de polarisation de la composante horizontale de l'onde S.

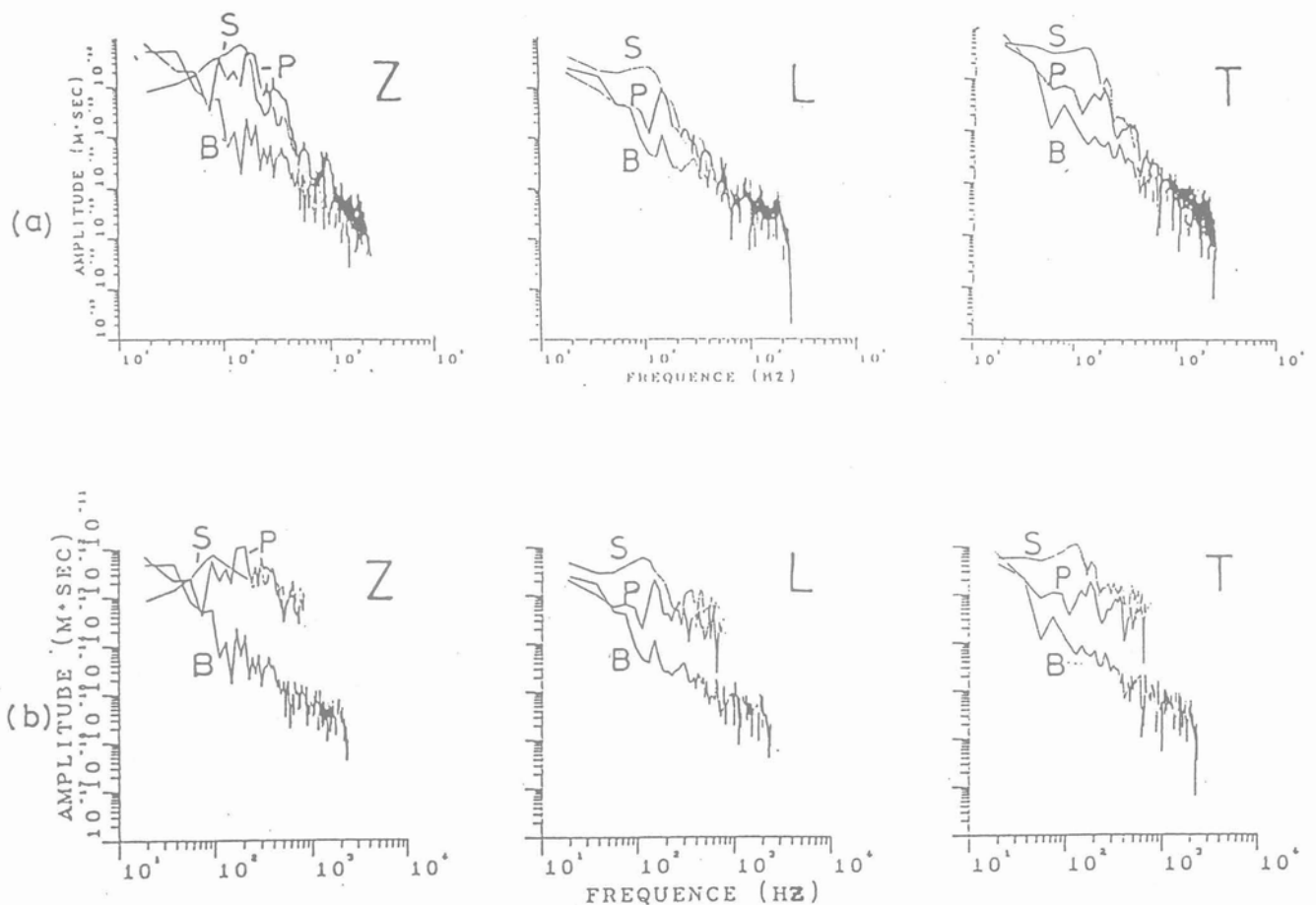


Fig. 10. — Spectres de déplacement des signaux observés sur la station 6 pour l'événement 3 : a) sans correction d'atténuation, b) corrigés des effets d'atténuation. B, P et S signifient bruit de fond, onde P et onde S. La durée du signal utilisé est d'environ 40 ms.

Tableau 1. — Fréquences-coin déterminées à partir des spectres de déplacement des signaux des ondes S des événements 2, 3 et 5 sur différentes stations. (d) est la distance source-station en mètres, (fcn) et (fcc) sont les fréquences-coins (en Hz) obtenues respectivement à partir des spectres non corrigés et corrigés pour les effets d'atténuation des signaux dans le massif. (n.i.) veut dire non identifié.

Station		III-4	7	8	6	5	4	1	10
Event 2	d	209	453	460	464	481	503	505	548
	fcn	325	220	135	120	140	220	170	95
	fcc	325	235	180	185	180	265	195	265
Event 3	d	209	453	460	462	478	504	509	543
	fcn	360	225	n.i.	130	170	170	150	105
	fcc	325	270	245	200	215	280	185	165
Event 5	d	186	448	448	456	459	468	477	540
	fcn	n.i.	230	160	200	155	200	160	190
	fcc	n.i.	255	180	345	190	240	150	230

ont été utilisées : la méthode du rapport spectral et la méthode du temps de montée du signal (GLADWIN et STACEY, 1974). La première méthode donne des facteurs de qualité pour les ondes P et S de l'ordre de $Q_p \approx Q_s \approx 20$ à 40. La deuxième méthode donne $Q_p \approx 50 \pm 4$ et $Q_s \approx 59 \pm 13$ (TALEBI, 1986). Les spectres ont donc été corrigés pour les effets d'atténuation dans la bande de fréquence où ils étaient significatifs (fig. 10b).

Nous avons déterminés à partir de ces spectres les paramètres caractérisant la source, à savoir le moment sismique (M_0), la fréquence coin (fc), le rayon de la source (r) et la chute de contrainte ($\Delta\sigma$). Les résultats sont présentés dans le tableau II pour les événements 2 à 6. Le calcul des coefficients $R_{\theta\phi}$ (s) de l'équation (1) a été effectué à partir des formules explicitées par AKI et RICHARDS (1980) :

$$\underline{u}^{SV}(x, t) = \frac{F^{SV} \mu A}{4 \pi \rho \beta^3 d} \frac{\dot{u}}{u} \left(t - \frac{d}{\beta} \right) \underline{P} \quad (4)$$

$$\underline{u}^{SH}(x, t) = \frac{F^{SH} \mu A}{4 \pi \rho \beta^3 d} \frac{\dot{u}}{u} \left(t - \frac{d}{\beta} \right) \underline{\emptyset} \quad (5)$$

où :

$\underline{u}^{SV}(x, t)$ est l'amplitude de la composante SV de l'onde S observée au point x à l'instant t. $\underline{u}^{SH}(x, t)$ concerne la composante SH de l'onde S.

F^{SV} et F^{SH} sont les facteurs de radiation faisant intervenir l'orientation de la dislocation à l'origine de l'événement par rapport aux coordonnées géographiques ainsi que l'orientation du rai sismique considéré.

A est l'aire de la rupture.

$\underline{\emptyset}$ est un vecteur unitaire horizontal dans le plan perpendiculaire à la direction du rai sismique direct (composante SH).

P est un vecteur unitaire perpendiculaire à $\underline{\emptyset}$ dans le plan perpendiculaire à la direction du rai sismique direct (composante SV).

Si l'on connaît l'orientation des composantes L et T du sismomètre au point X, il est possible de calculer les coefficients de radiation pour les signaux observés sur les géophones orientés dans le repère géographique.

Les valeurs obtenues pour les paramètres de source (tableau II) doivent être considérées comme des ordres de grandeur possibles. Elles sont indiquées ici pour mettre en évidence la difficulté rencontrée lors de la détermination de ces paramètres du fait de l'influence de l'atténuation pour le domaine de fréquence considéré. Citons pour mémoire les ordres de grandeur suivants :

- moment sismique : 10^7 à 5.10^7 Nm ;
- fréquence-coin : 220 à 310 Hz ;
- rayon de source circulaire : 4 à 8 m ;
- chute de contrainte : 0,01 à 0,1 MPa.

8. DISCUSSION

Le champ de contrainte régionale a été déterminé par des essais de stimulation hydraulique sur des plans de fracture préexistants dans le massif (CORNET, 1986). D'après ces résultats, les contraintes principales à 443 m de profondeur où l'injection a eu lieu peuvent être résumées comme suit : $\sigma_h = 6,8$ MPa, $\sigma_H = 11,9$ MPa et $\sigma_v = 11,7$ MPa, où σ_h et σ_H sont les contraintes principales horizontales et σ_v représente la contrainte principale verticale. La direction de σ_h à cette profondeur est N 75° E dans le plan horizontal.

La localisation des événements a suggéré que l'écoulement est intervenu principalement le long de la fracture sub-verticale d'orientation N 173° E située à 472 m de profondeur, c'est-à-dire approximativement dans la direction de la contrainte principale maximum horizontale. Aucun des plans nodaux déterminés à partir des mécanismes au foyer ne coïncide avec cette direction, ce qui permet de conclure que les événements microsismiques observés ont été engendrés par la percolation de l'eau dans des fractures naturelles recoupant la fracture où l'écoulement a eu lieu. Cette observation est à rapprocher du fait que cette fracture n'est supposée supporter aucune composante de cisaillement étant donnée qu'elle est orientée pratiquement dans la direction de la contrainte principale maximum (σ_H).

Tableau II. — Résultats récapitulatifs des mesures de paramètres à la source d'après les études de spectres des signaux des ondes P et S (M_0 : moment sismique ; f_c : fréquence-coin ; r : rayon moyen d'une source circulaire ; $\Delta\sigma$: chute de contrainte).

Événement	$M_0 \times 10^{-7}$ (Nm)		f_c (Hz)		r (m)		$\Delta\sigma$ (MPa)	
	P	S	P	S	P	S	P	S
2	3.2	1.5	247	229	7.6	4.6	0.03	0.07
3	3.4	1.1	224	235	8.4	4.5	0.03	0.05
4	0.9	1.0	266	287	7.1	3.7	0.01	0.09
5	5.7	2.7	307	228	6.1	4.6	0.11	0.12
6	1.5	0.8	310	253	6.1	4.2	0.03	0.05

9. CONCLUSION

Une première injection réalisée à 317 m de profondeur à l'aide d'un double obturateur gonflable, à un débit de 1,4 m³/h pour une pression en tête de puits de l'ordre de 8 MPa et un volume total injecté de 40 m³ n'a donné lieu à aucune activité microsismique notable.

Lors du deuxième essai d'injection intervenant à 443 m de profondeur avec un débit d'injection de l'ordre de 1,2 m³/min, une pression en tête de puits de l'ordre de 16 MPa et un volume total injecté de 115 m³, six événements ont été ressentis sur l'ensemble des stations du réseau d'observation (seize stations dont douze à trois composantes). Les mécanismes au foyer et les spectres en fréquence des déplacements observés indiquent que ces signaux résultent de mouvements de cisaillement et non de rupture en traction.

Il est permis de conclure que l'activité microsismique est induite par des augmentations locales de pression interstitielles qui ont pour effet de modifier les contraintes effectives sur les surfaces de fractures naturelles du milieu. Cependant, les plans nodaux des mécanismes au foyer ne coïncident pas avec la direction générale de percolation telle qu'elle peut être estimée d'après la localisation des événements. Cette direction générale est par contre tout à fait comparable à celle de la fracture observée à 472 m de profondeur dans le forage d'injection, laquelle est en outre à peu près parallèle à la direction de la contrainte principale maximum horizontale. Il semble donc probable que l'écoulement soit intervenu le long de cette fracture et que les événements observés ne reflètent que le mouvement le long de fractures préexistants recoupant les épontes de cette zone d'écoulement.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué dans le cadre du programme « Géothermie Profonde Généralisée » cofinancé par l'Agence Française pour la Maîtrise de l'Énergie, l'Institut National des Sciences de l'Univers et le PIRSEM. Sh. TALEBI a bénéficié au cours de ce travail d'une bourse de l'Institut Français du Pétrole. Nous remercions B. BERT, L. MARTEL et Ph. JULIEN pour leur participation aux essais in-situ et R. MADARIAGA pour des discussions utiles.

BIBLIOGRAPHIE

- AKI K., M. FEHLER and S. DAS (1977), *Source mechanism of volcanic tremor : fluid driven crack models and their application to the 1963 Kilauea eruption*. J. volcan. and Geotherm. Res., vol. 2, pp. 259-287.
- AKI K. and P.G. RICHARDS (1980), *Quantitative Seismology*, vol. 1, W.H. Freeman and Company, San Francisco.
- BLAIR A.G., J.W. TESTER and J.J. MORTENSEN (1976), *Hot dry rock geothermal project*. Rep. LA 6525, Los Alamos Scientific laboratories, New Mexico, U.S.A.
- BRUNE J.N. (1970), *Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes*. J. Geophys. Res., vol. 75 nb 26, pp. 4997-5009.
- BRUNE J.N., R.J. ARCHULETA and S. HARTZELL (1979), *Far field S-wave spectra, corner frequencies and pulse shapes*. J. Geophys. Res., vol. 84, nb B5, pp. 2262-2272.
- CHOUET B. (1981), *Ground motion in the near field of a fluid driven crack and its interpretation in the study of shallow volcanic tremor*. J. Geophys. Res., vol. 86, nb B7, pp. 5985-6016.
- CORNET F.H. (1986), *Stress determination from hydraulic tests on preexisting fractures. — The H.T.P.F. method*, Int. Symp. Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Stephanson editor, Center publication, Luleå.
- HANKS T.C., M. WYSS (1972), *The use of body wave spectra in the determination of seismic source parameters*. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 62, n° 2, pp. 561-589.
- GLADWIN M.T., STACEY F.D. (1974), *Anelastic degradation of acoustic pulses in rock*. Phys. Earth. Planet. Int., vol. 8, pp. 332-336.
- HARTZELL S.H., J.N. BRUNE (1977), *Source parameters for the January 1975, Brawley Imperial Valley earthquake swarm*. Pure and Appl. Geophys., vol. 115, pp. 333-335.
- IRWIN G.R. (1957), *Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate*. J. App. Mech., vol. 24, p. 361.

12. KEILIS-BOROK V.I. (1960), *Investigation of the Mechanism of Earthquakes*. Sov. Res. Geophys. 4 (Engl. Tr. Geofiz. Inst., vol. 40, 1957), 201 pp., Am. Geophys. Union, Consultants Bureau, N.Y.
13. MADARIAGA R. (1976), *Dynamics of an expanding circular fault*. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 66, pp. 636-666.
14. MADARIAGA R. (1979), *On the relation between Seismic Moment and Stress drop in the presence of stress and strength heterogeneity*. J. Geophys. Res., vol. 84, nb B5, pp. 2243-2250.
15. MADARIAGA R. (1983), *Earthquake Source theory, a review «earthquakes : observation, theory and interpretation»*, LXXXV Corso, Soc. Italiana di Fisica, pp. 1-44, Bologna, Italy.
16. PEARSON C. (1981), *The relationship between Microseismicity and High Pore Pressures during hydraulic stimulation experiments in low permeability granitic rocks*. J. Geophys. Res., vol. 86, nb B9, pp. 7855-7864.
17. RALEIGH C.B., J.H. HEALY and J.D. BREDEHOEFT (1972), *Faulting and crustal stress at Rangely, Colorado*. Flow and fracture of rocks, Geophysical Monograph 16, Am. Geophys. Union, Washington D.C.
18. RUMMEL F. (1985), *Fracture Mechanics Approach to Hydraulic Fracturing Stress Measurements*. Rock Fracture Mechanics (B. Atkinson ed.), Academic Press, London.
19. SAVAGE J.C. (1974), *Relation between P and S-wave corner frequencies in the seismic spectrum*. Bull. Seis. Soc. Am., vol. 64, pp. 1621-1627.
20. SAVAGE J.C., L. MANSINHA (1963), *Radiation from a tensile fracture*. J. Geophys. Res., vol. 68, n° 23, pp. 6345-6358.
21. TALEBI Sh. (1986), *Source et Propagation des émissions acoustiques engendrées par des injections de fluide dans un massif rocheux*. Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris 6^e), Institut de Physique du Globe de Paris, 178 pp.
22. TALEBI Sh., F.H. CORNET (1985), *Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique*. Rev. Française de Géotech., n° 33, pp. 37-47.

sable d'Axios sous contraintes multiaxiales

Axios river sand under multiaxial stresses

C.A. DEMIRIS
I.A. BAKASSIS
C.A. SCHINAS

Laboratoire de Géologie du Génie Civil
de l'Université Aristote de Thessalonique*

Résumé

Des éprouvettes de sable d'Axios ont été soumises à quatre trajets de chargements triaxiaux et multiaxiaux.

L'analyse des résultats fournit plusieurs conclusions en ce qui concerne les relations entre la contrainte principale σ_1 , la déformation axiale ε_1 , la déformation volumique ε_v et les déformations latérales $\varepsilon_2, \varepsilon_3$. En outre, les variations du rapport $\frac{q}{p}$ en fonction de la déformation déviatorique ε_d , ont été étudiées, de même que les relations entre ε_v et ε_d et entre $\frac{q}{p}$ et ε_v .

Abstract

Samples of Axios river sand have been subjected to four stress paths under triaxial and multiaxial loading conditions. Analysis of the results yields several conclusions regarding the interrelations between axial stress (σ_1), axial strain (ε_1), volumetric strain (ε_v) and lateral strains $\varepsilon_2, \varepsilon_3$. Also, the variations of the $\frac{q}{p}$ ratio as a function of the deviatoric strain (ε_d) and the ε_v vs ε_d and $\frac{q}{p}$ vs ε_v relations have been investigated.

* Département de Génie Civil, Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur, Thessalonique, Grèce.

1. INTRODUCTION

Bien que de nombreuses études expérimentales [3], [4], [5], [6], aient été effectuées sur le comportement mécanique des matériaux pulvérulents, comme les sables, les graves et les enrochements, soumis à des efforts en compression triaxiale conventionnelle ($\sigma_2 = \sigma_3$), bien peu se réfèrent, dans la bibliographie, au comportement de ces matériaux soumis à des efforts en compression multiaxiale ($\sigma_2 \neq \sigma_3$). Ainsi, il est légitime de se demander dans quelle mesure les conclusions tirées de ces études sont également valables pour le comportement de matériaux soumis à des efforts en compression multiaxiale.

La présente étude expérimentale a pour but de présenter et de commenter les résultats tirés d'essais multiaxiaux, qui ont été réalisés, au laboratoire de Géologie de Génie Civil de la Faculté de Technologie de l'Université Aristote de Thessalonique, sur des éprouvettes de sable de la rivière Axios.

2. APPROCHE PROPOSÉE

Nous avons étudié un sol sableux dans le but d'évaluer le comportement des sols pulvérulents, c'est-à-dire des sols qui sont formés de grains solides et irréguliers sans liaison effective entre eux. Plus précisément, nous avons étudié le sable de la rivière Axios qui est constitué de grains se répartissant comme suit : 50 % de quartz, 36 % de feldspath, 10 % de minéraux argileux, 4 % de calcite. Le sable d'Axiros a une granulométrie étalée $0,08 < d < 2 \text{ mm}$ (fig. 1). Les caractéristiques de compacité sont $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{dmax}} \approx 16,7 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{dmin}} \approx 14,1 \text{ kN/m}^3$.

L'appareil utilisé et sa cellule, avec certains détails techniques, ont été décrits dans une publication antérieure [7].

A cause de la forme particulière des essais, sur un matériau comme le sable, il a été nécessaire d'effectuer certaines modifications concernant le fonctionnement de l'appareil utilisé : et en particulier, l'application de la contrainte principale σ_1 de telle façon qu'elle conduise à une déformation axiale ε_1 (compressibilité) uniforme.

C'est pour cette raison que le chargement axial est fait à l'aide de deux vérins hydrauliques actionnés par la même pompe (mêmes valeurs de la pression dans les deux vérins pendant toute la durée des essais). Les deux plateaux de la presse qui apparaissent sur la figure 2, jouent le rôle de deux appuis stables du système vérins-cellule.

Le matériau a été mis en place dans un sac parallélépipédique en cellophane, très déformable, très mince et placé dans la cellule. Le matériau a été déposé en sept couches et chaque couche a été compactée dynamiquement et mécaniquement à l'aide d'une perceuse à percussion électronique de telle façon que la densité relative, à la mise en place avant l'essai, atteigne $D_r \approx 95 \%$. Les éprouvettes ainsi préparées avaient pour dimensions $5 \times 5 \times 10 \text{ cm}$.

Pour éliminer les effets de frottement, on a utilisé comme réducteur de frottement, sur toutes les surfaces des éprouvettes, trois feuilles de téflon de 0,1 ; 0,02 et 0,05 mm d'épaisseur, lubrifiées à la graisse de silicone. Après des essais réalisés [1] préalablement au laboratoire, ce réducteur a donné le plus petit coefficient apparent de frottement ($\mu \approx 0,004$).

Les notations utilisées sont les suivantes :

— contrainte moyenne $p = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$

— contrainte déviatorique :

$$q = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

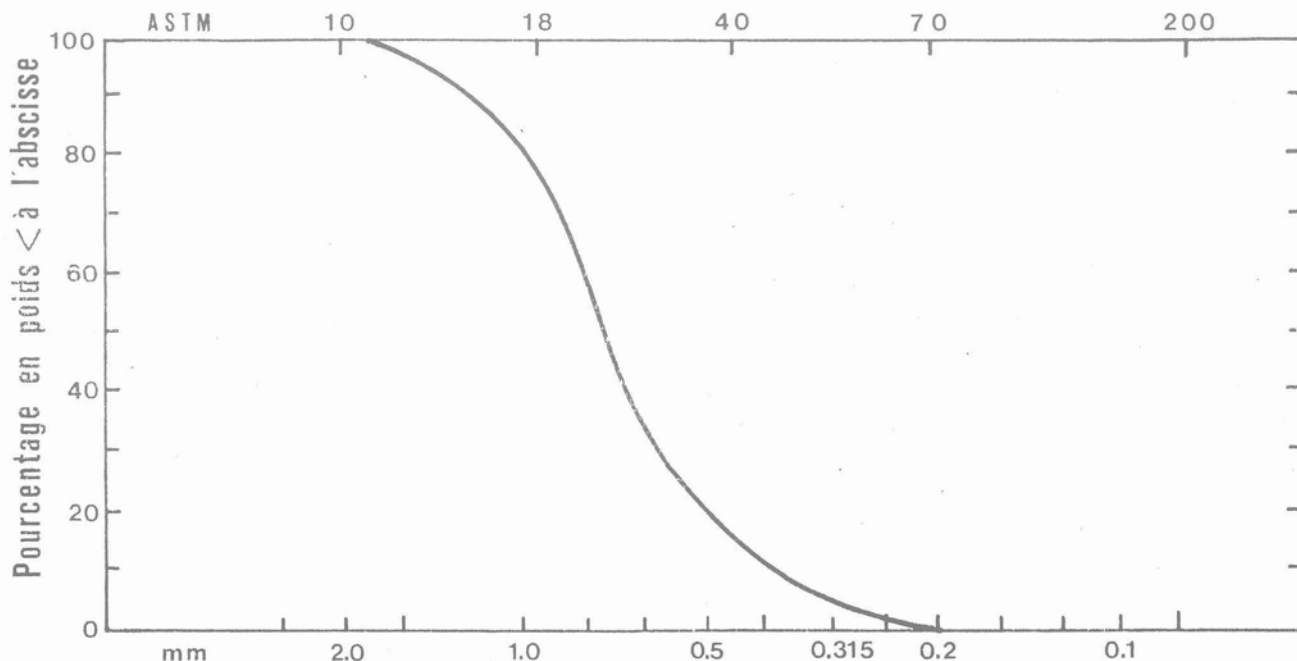


Fig. 1. — Granulométrie du sable étudié.

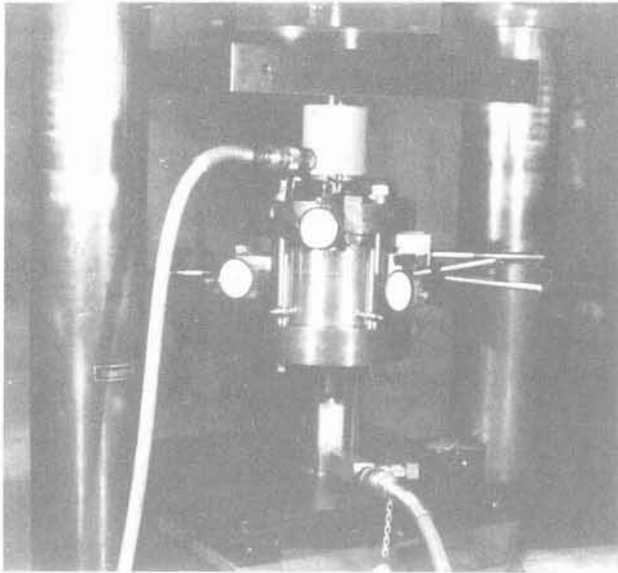


Fig. 2. — La cellule utilisée avec deux vérins hydrauliques pour l'application de la contrainte σ_1 .

- niveau déviatorique $\eta = \frac{q}{p}$
 - déformation volumique $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$
 - déformation volumique maximale $\varepsilon_v \text{ max}$
 - déformation de distorsion :
- $$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$$

Soulignons que $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont les trois contraintes principales appliquées et $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ respectivement, les trois déformations axiales mesurées.

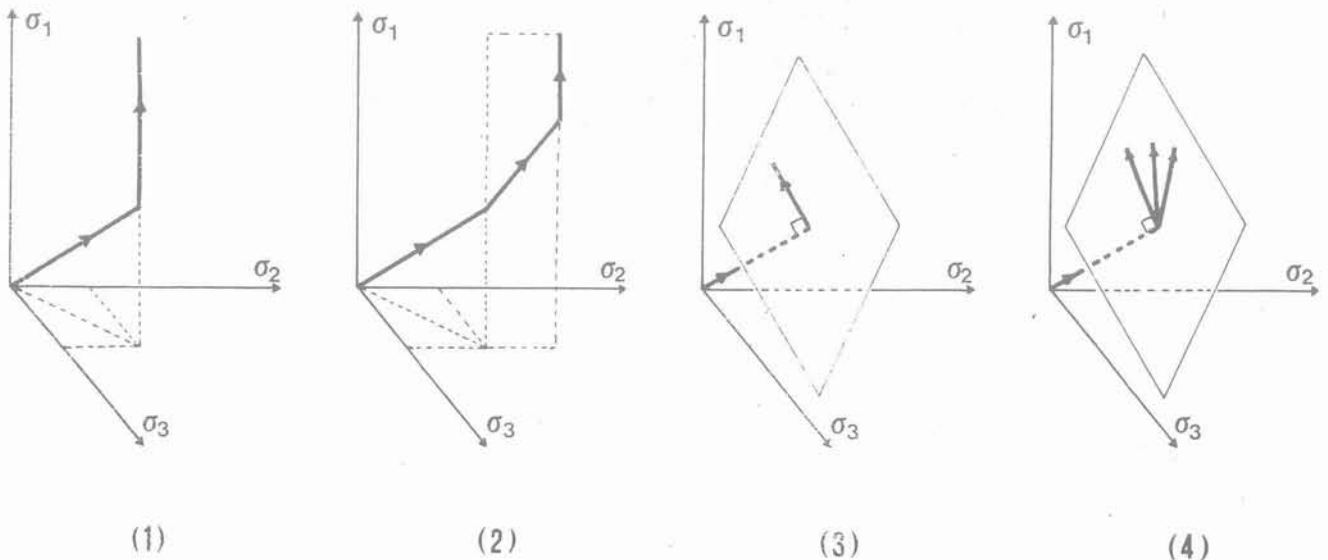


Fig. 3. — Les quatre trajets de chargement.

3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

Les essais multiaxiaux ont été effectués en suivant quatre trajets de chargement différents :

1. trajet triaxial à confinement constant, sous contraintes latérales ($\sigma_2 = \sigma_3$) constantes ;
2. trajet multiaxial à confinement constant, sous contraintes latérales ($\sigma_2 \neq \sigma_3$) constantes ;
3. trajet à contrainte moyenne p constante sous contraintes latérales $\sigma_2 = \sigma_3$;
4. trajet à contrainte moyenne p constante sous conditions $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ constant ($\sigma_2 \neq \sigma_3$).

Pour les quatre trajets, les essais ont été réalisés dans les conditions suivantes :

— dans le cas du premier trajet, les valeurs de $\sigma_2 = \sigma_3$ couvrent l'amplitude des contraintes latérales entre 5 et 15 MPa ;

— dans le cas du deuxième trajet, ou $\sigma_2 \neq \sigma_3$, la contrainte principale minimale σ_3 a été de 10 MPa et le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ a été 1,0 ; 1,5 et 2,0 ;

— dans le cas du troisième trajet, les essais triaxiaux répondaient aux valeurs de la contrainte moyenne p égales à 5, 10 et 15 MPa. Les essais ont été réalisés par une augmentation continue de la contrainte σ_1 et par une diminution respective des autres contraintes principales σ_2 et σ_3 sous la condition $\sigma_2 = \sigma_3$.

— Enfin dans le cas du quatrième trajet, tous les essais ont été effectués sous une contrainte moyenne p égale à 10 MPa et avec des relations fixées entre les contraintes σ_1 et σ_2 . Les relations entre les contraintes σ_1 et σ_2 se réfèrent à leurs variations après le chargement isotrope.

La figure 3 se réfère au mode de sollicitation des éprouvettes dans l'espace représentatif ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), qui a été adopté pour chacun des quatre trajets de chargement déjà décrits (1), (2), (3), (4) respectivement.

Pour tous les essais des quatre trajets, ont été étudiées :

— La variation de la contrainte principale σ_1 et de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 de l'éprouvette ;

— La variation des déformations axiales transversales ε_2 et ε_3 en fonction de la déformation axiale ε_1 de l'éprouvette.

— D'une part, la variation du niveau déviatorique η en fonction de la déformation volumique ε_v et de la déformation de distorsion ε_q et, d'autre part, la variation de ces deux dernières entre elles.

4. COMPRESSION TRIAXIALE A CONFINEMENT CONSTANT $\sigma_2 = \sigma_3$.

Les figures 4, 5 et 6 qui se réfèrent au comportement du sable soumis à une compression triaxiale à confinement constant ($\sigma_2 = \sigma_3$, fig. 3 (1)), permettent de confirmer ce que LUONG et TOUATI avaient précédemment déterminé [6] et, plus précisément d'affirmer que :

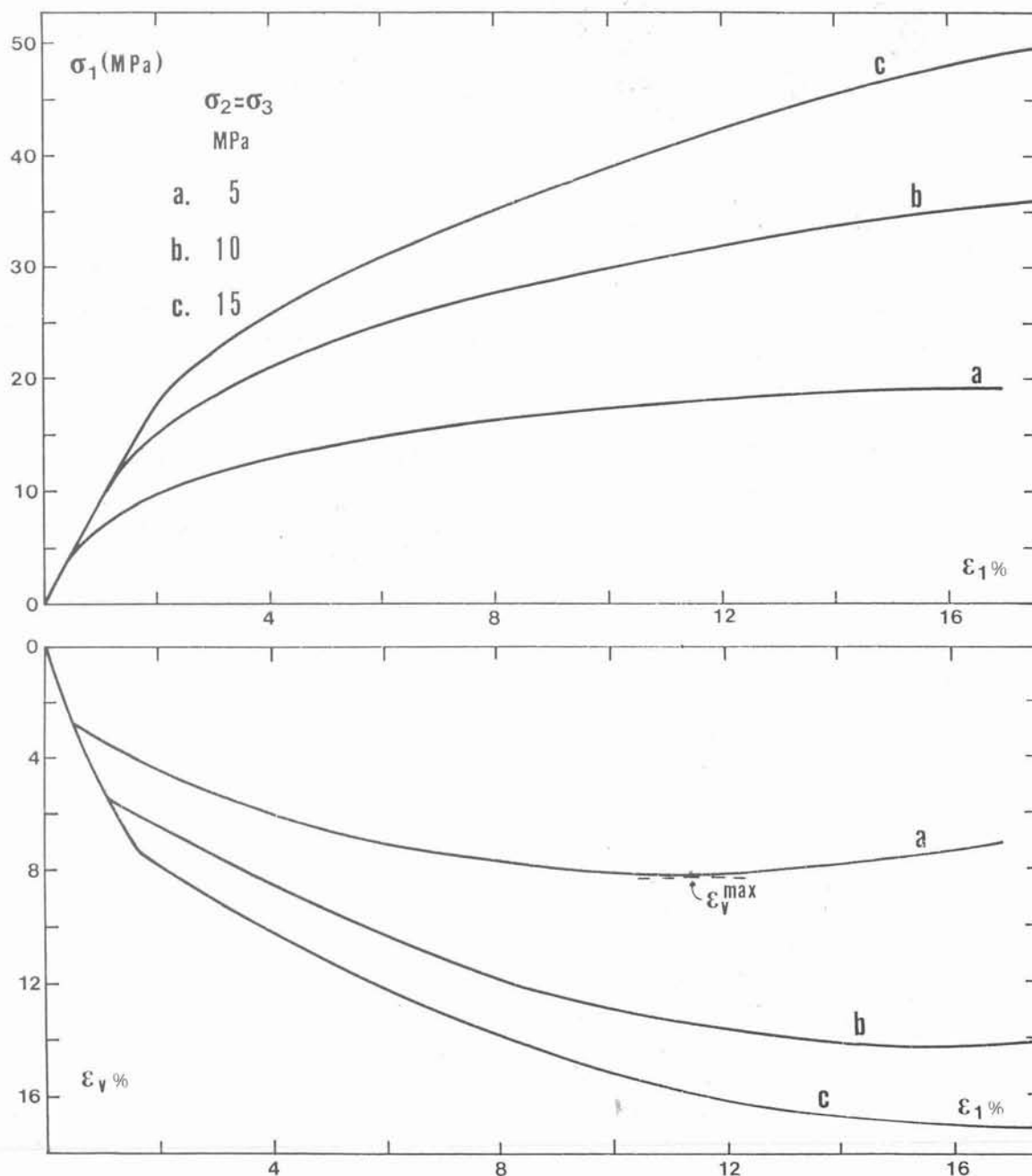


Fig. 4. — Évolution de la contrainte principale σ_1 et de la variation du volume ε_v du sable d'Aixos en fonction de la déformation axiale ε_1 , sous des conditions de contraintes latérales σ_2 et σ_3 constantes et $\sigma_2 = \sigma_3$.

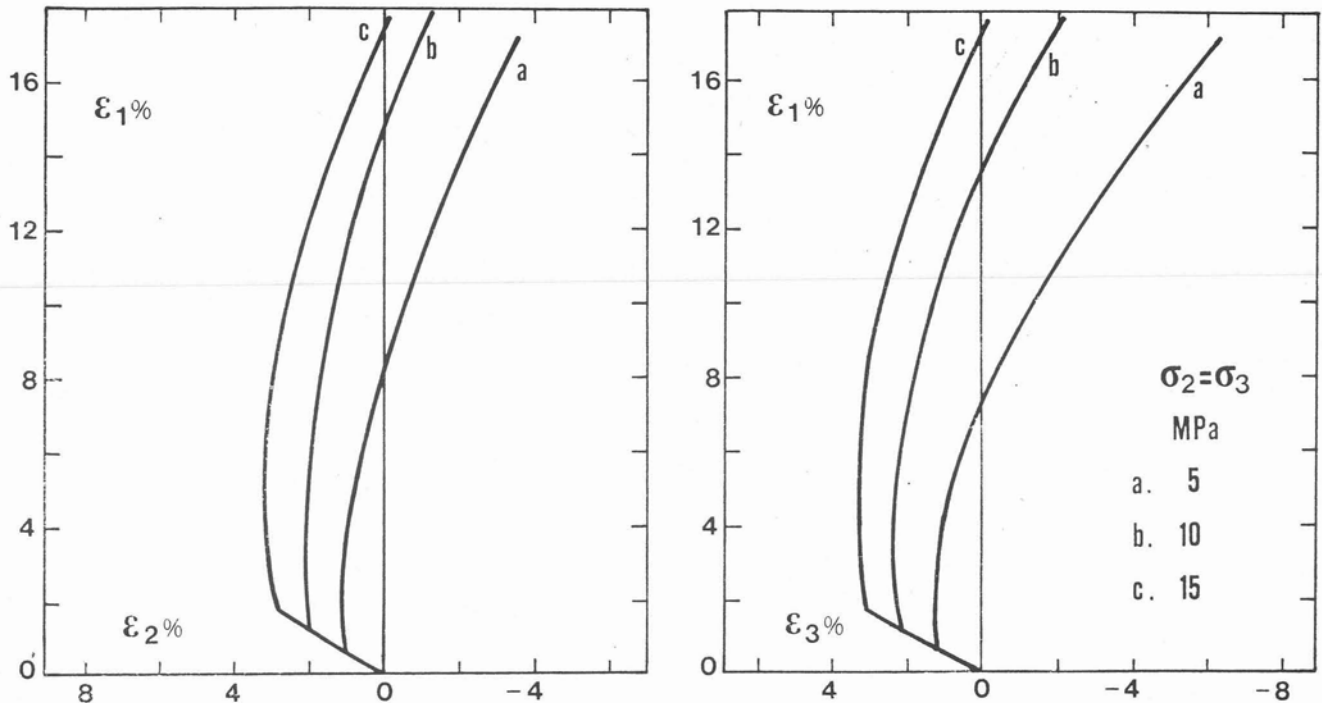


Fig. 5. — Relations entre les déformations axiales ε_1 , ε_2 , ε_3 du sable, sous des conditions de sollicitations σ_2 et σ_3 constantes et $\sigma_2 = \sigma_3$.

— Pour la même déformation axiale ε_1 d'éprouvette, l'augmentation des contraintes latérales σ_2 et σ_3 provoque l'augmentation de la contrainte principale σ_1 .

— Au cours d'un chargement isotrope, la variation du volume (contraction) ε_v est intense. Ensuite et quand les contraintes σ_2 et σ_3 se stabilisent à la valeur prédéterminée, le taux de la variation du volume $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ diminue sensiblement avec une tendance à la plus grande diminution.

— Pour les petites valeurs de contraintes égales σ_2 et σ_3 , le taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ diminue de manière continue, s'annule à une certaine valeur de la déformation ε_1 (point de dilatance nulle) pour commencer ensuite à augmenter progressivement.

— Plus les valeurs des contraintes σ_2 et σ_3 augmentent, plus le point de changement de signe correspond à de grandes valeurs de la déformation ε_1 . Ce qui a été dit plus haut est aussi confirmé par les relations entre la déformation volumique ε_v et la déformation de distortion ε_q de la figure 6.

— En effet, les variations des déformations ε_2 et ε_3 en fonction de la déformation ε_1 permettent de constater que, pendant le chargement isotrope, le taux de variation (contraction) $\frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1}$ et $\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$ est assez grand et qu'après

la stabilisation des contraintes principales σ_2 et σ_3 , il diminue brusquement. Ainsi, si l'on augmente la déformation ε_1 , les valeurs des taux $\frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1}$ et $\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$ s'annulent et augmentent progressivement avec leur signe inversé.

— La variation du niveau déviatorique η ($= \frac{q}{p}$) en fonction de la déformation volumique ε_v permet de vérifier [6] que les points de dilatance nulle correspondent à peu près à une même valeur du niveau déviatorique η .

5. COMPRESSION MULTIAXIALE A CONFINEMENT CONSTANT $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

Les figures 7, 8 et 9 se réfèrent aux résultats d'une série d'essais avec des rapports de contraintes latérales $\frac{\sigma_2}{\sigma_3} = 1,0; 1,5$ et $2,0$ et avec la contrainte σ_3 égale à 10 MPa. Au cours de ces essais le trajet de chargement a été fait comme l'indique la figure 3 (2).

L'élaboration des résultats de ces essais et la comparaison avec les résultats d'autres essais réalisés sous des conditions $\sigma_2 = \sigma_3$ à confinement constant, permettent de formuler ce qui suit :

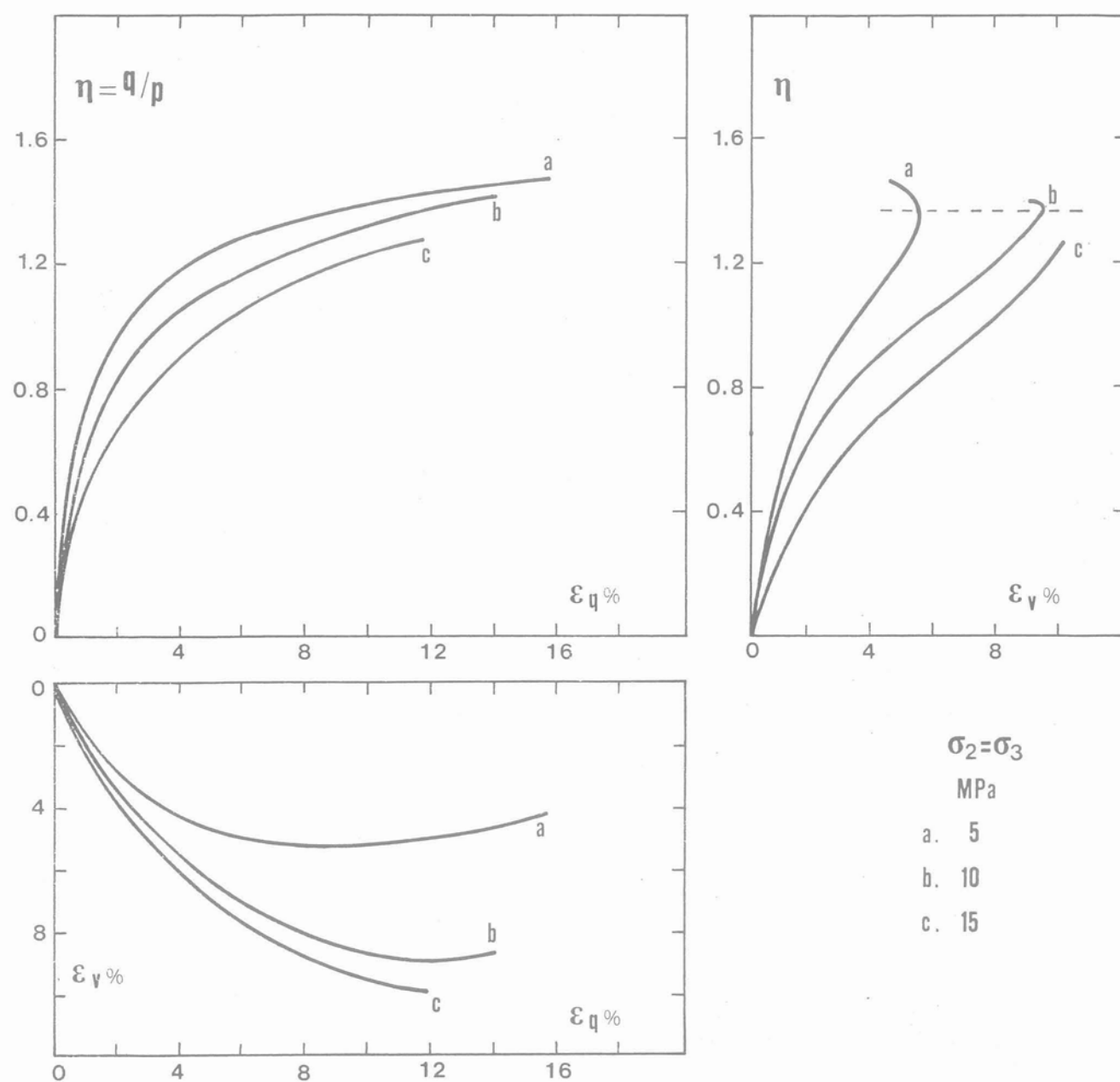


Fig. 6. — Relations entre le niveau déviatorique η , la déformation volumique ε_v et la déformation de distorsion ε_q du sable, sous des conditions de sollicitations σ_2 et σ_3 constantes et $\sigma_2 = \sigma_3$.

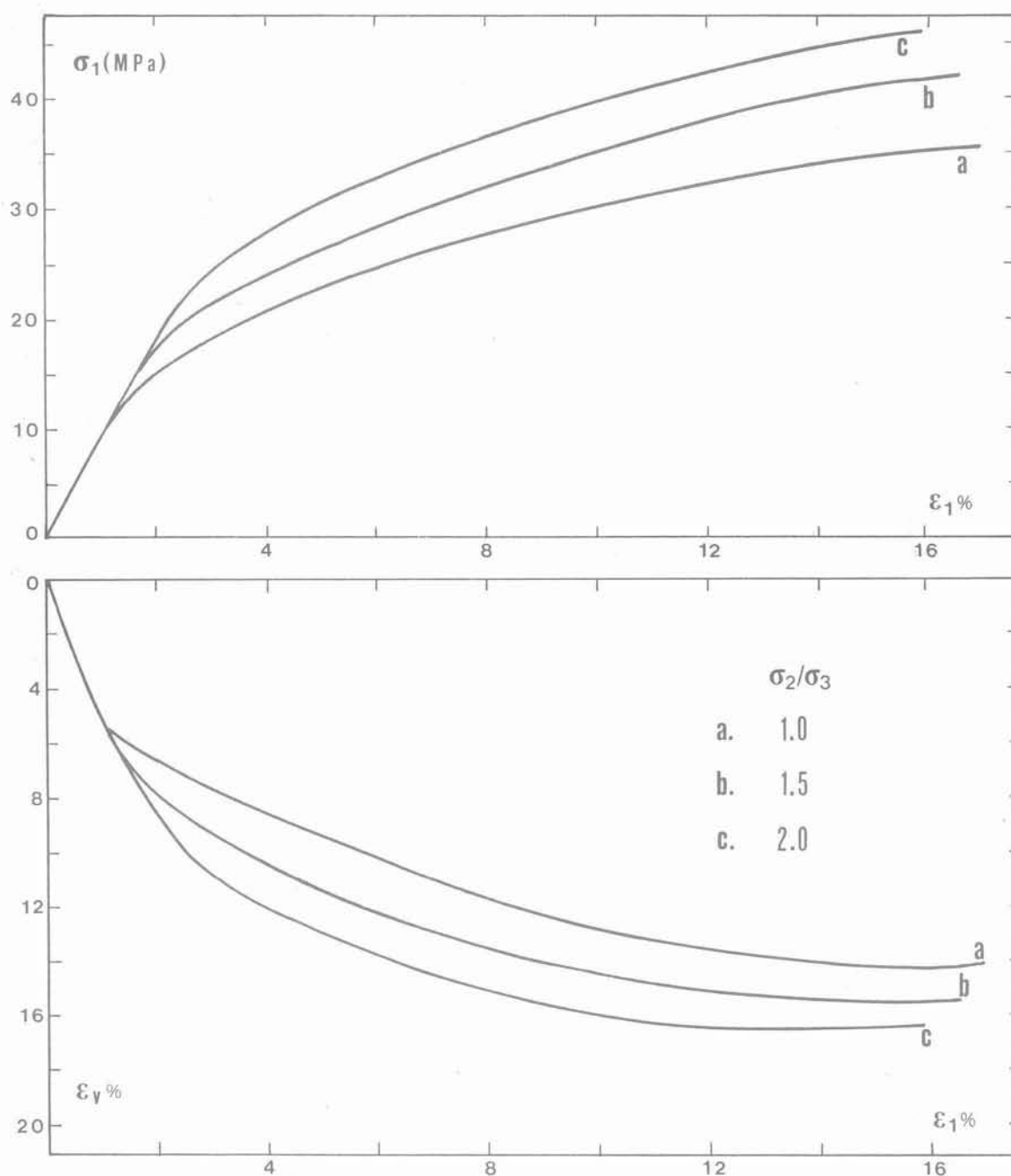


Fig. 7. — Évolution de la contrainte principale σ_1 et de la variation du volume ϵ_v du sable d'Axios en fonction de la déformation axiale ϵ_1 , sous des conditions de contraintes latérales σ_2 et σ_3 constantes $\sigma_2 \neq \sigma_3$ et $\sigma_3 = 10$ MPa.

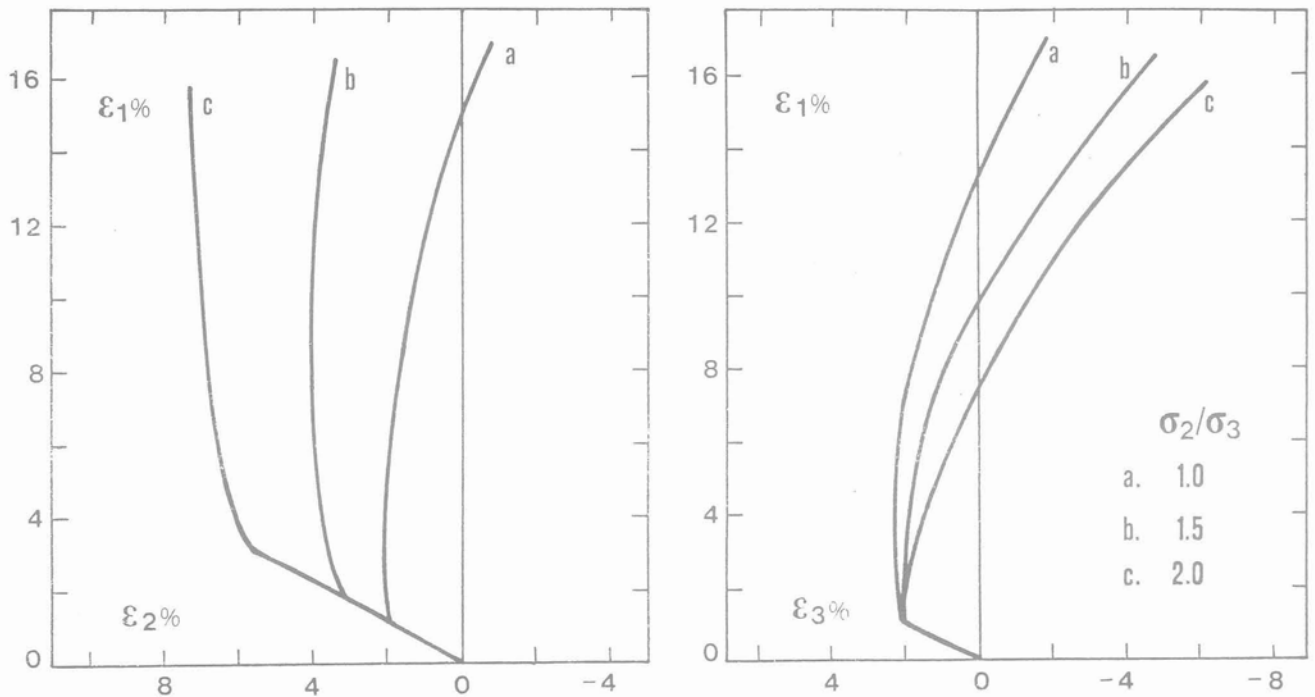


Fig. 8. — Relations entre les déformations axiales ε_1 , ε_2 , ε_3 du sable, sous des conditions de sollicitations σ_2 et σ_3 constantes, $\sigma_2 \neq \sigma_3$ et $\sigma_3 = 10$ MPa.

— Dans le cas où $\sigma_2 \neq \sigma_3$ comme dans le cas où $\sigma_2 = \sigma_3$ pour la même déformation ε_1 , l'augmentation des contraintes σ_2 et σ_3 provoque l'augmentation de la contrainte principale σ_1 . Il apparaît que l'augmentation de la contrainte σ_1 ne dépend pas du rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ mais qu'elle dépend de la somme des contraintes latérales $\sigma_2 + \sigma_3$.

— L'augmentation du rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ provoque l'augmentation de la variation du volume ε_v des éprouvettes. En outre, plus le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ augmente, plus la valeur de déformation axiale ε_1 à laquelle correspond le point de dilatance nulle est petite (fig. 7).

— En ce qui concerne les déformations ε_2 et ε_3 par rapport à la déformation ε_1 (fig. 8) et particulièrement pour la déformation ε_3 , dans ce cas-là, on observe après le chargement hydrostatique, une brusque diminution de variation de ε_3 dont le signe s'inverse. Le changement de signe se fait d'autant plus tôt que le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ est grand. Après ce changement, le taux de variation de ε_3 en fonction de la déformation ε_1 augmente de manière continue et s'accroît d'autant plus que le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ est grand. La déformation axiale ε_2 , après le chargement hydrostatique et pendant que la

contrainte principale σ_2 varie encore (la contrainte σ_3 est stable), continue d'augmenter (raccourcissement) avec un taux $\frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1}$ qui est un petit peu plus grand. Après la stabilisation de la contrainte σ_2 à la valeur prédéterminée, les valeurs de déformation ε_2 diminuent brusquement et tendent progressivement à changer le signe du taux $\frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1}$. Contrairement à ce qui se passe pour la déformation ε_3 , le changement de signe de la déformation ε_2 se fait à une plus grande valeur respective de ε_1 , quand le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ est plus grand. La même chose se passe avec la variation du taux $\frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1}$, après le changement de signe, laquelle variation diminue (en valeurs absolues) quand le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ devient plus petit, tandis que la variation du taux $\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$ augmente.

— Pour la variation du niveau déviatorique η en fonction de la déformation ε_v et de la déformation ε_q , sur la figure 9, on constate, que — contrairement au cas des essais triaxiaux conventionnels, où indépendamment de la valeur des contraintes égales latérales, les points de dilatance nulle correspondent à un même niveau déviatorique η — ici plus le rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$ est grand, plus la valeur de η (au point de dilatance nulle) est petite.

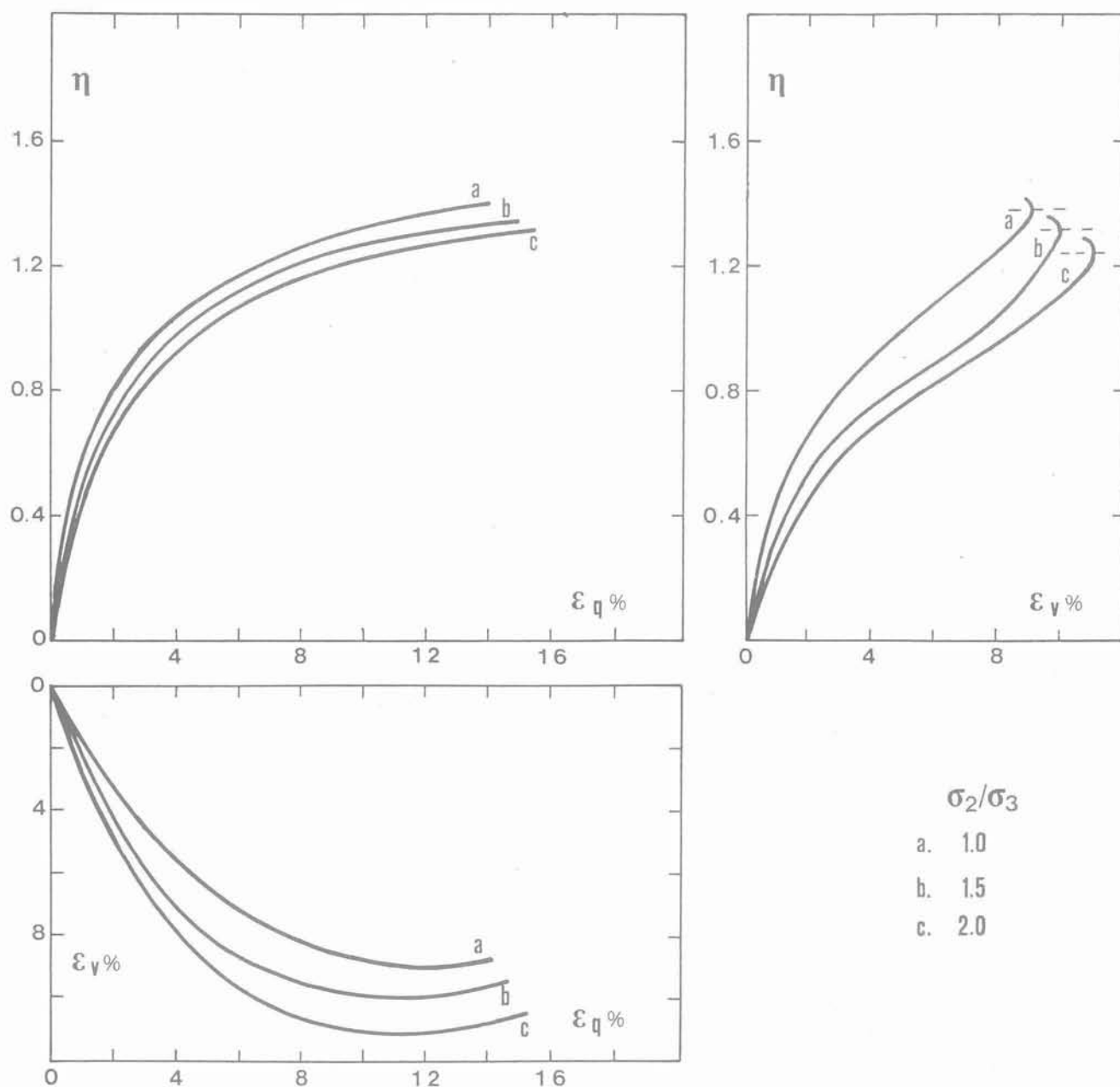


Fig. 9. — Relations entre le niveau déviatorique η , la déformation volumique ε_v et la déformation de distorsion ε_q du sable, sous des conditions de sollicitations σ_2 et σ_3 constantes $\sigma_2 \neq \sigma_3$ et $\sigma_3 = 10$ MPa.

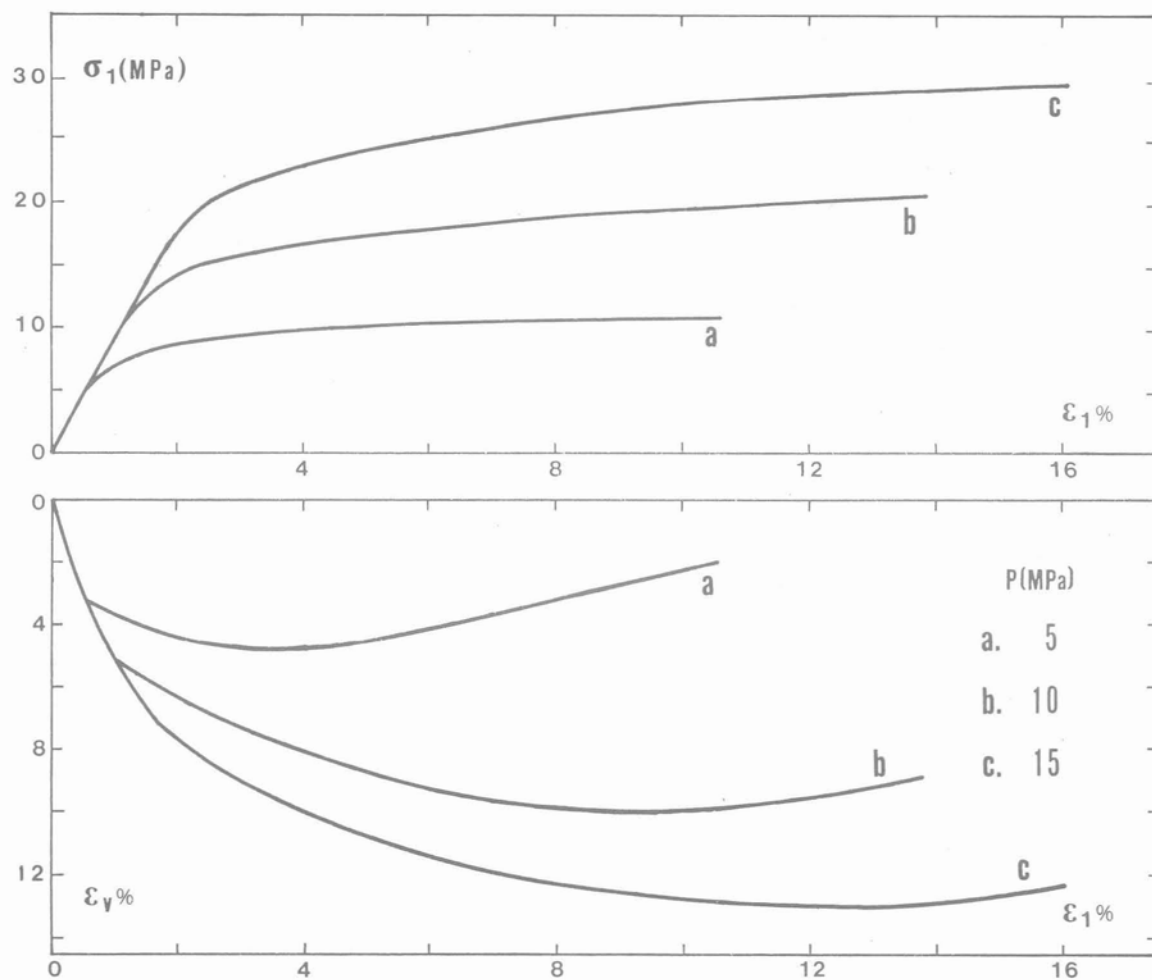


Fig. 10. — Évolution de la contrainte principale σ_1 , de la variation du volume ϵ_v du sable d'Aixos en fonction de la déformation axiale ϵ_1 , sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante et où $\sigma_2 = \sigma_3$.

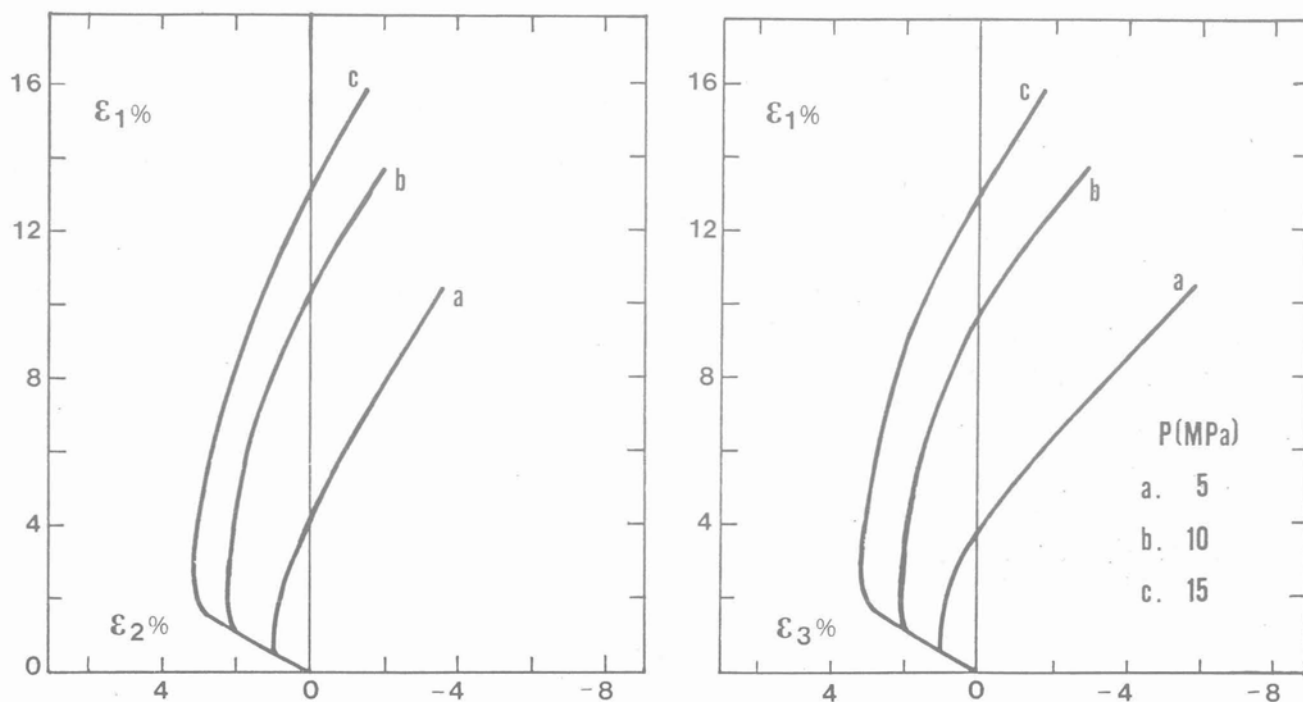


Fig. 11. — Relations entre les déformations axiales $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ du sable, sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante et où $\sigma_2 = \sigma_3$.

6. COMPRESSION TRIAXIALE A CONTRAINTE MOYENNE CONSTANTE

Les figures 10, 11 et 12 se réfèrent à une série d'essais sous conditions de contraintes moyennes constantes $p = 5$; 10 et 15 MPa. Le trajet de chargement de ces essais est indiqué sur la figure 3 (3). De ces essais, on constate que :

— La contrainte principale σ_1 augmente au cours des essais et elle est proportionnelle à la contrainte moyenne p . Après le chargement isotrope, le taux de la variation de volume $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ diminue sensiblement de manière continue, s'annule (point de dilatance nulle) pour commencer ensuite une augmentation (en valeurs absolues) progressive.

— Cette augmentation (dilatation) de la variation $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ tend vers une valeur constante. Cette constatation est confirmée, tant par la variation de ε_v en fonction de ε_q , que par les variations des déformations transversales en fonction de la déformation ε_1 de la figure 11.

— En effet, les courbes de cette figure qui évoluent vers des droites, permettent d'expliquer la linéarité de la relation entre ε_v et ε_1 . La valeur constante du taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ dépend de la contrainte moyenne p et plus elle est grande plus la contrainte moyenne p est petite. Soulignons que si $\left| \frac{d\varepsilon_2}{d\varepsilon_1} \right| + \left| \frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} \right| > 1$ il existe un point de dilatance nulle.

de dilatance nulle.

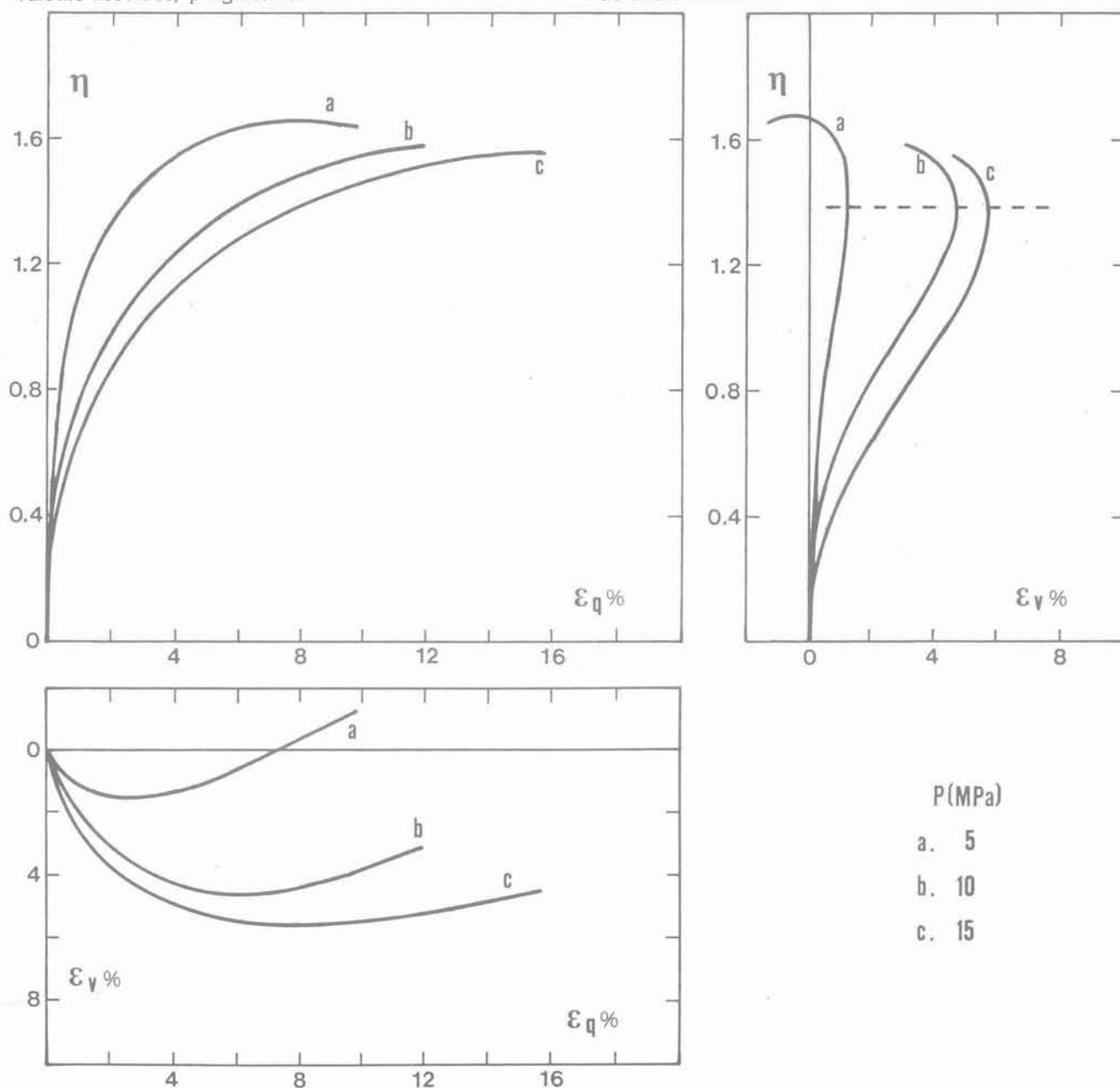


Fig. 12. — Relations entre le niveau déviatorique η , la déformation volumique ε_v et la déformation de distorsion ε_q du sable, sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante et où $\sigma_2 = \sigma_3$.

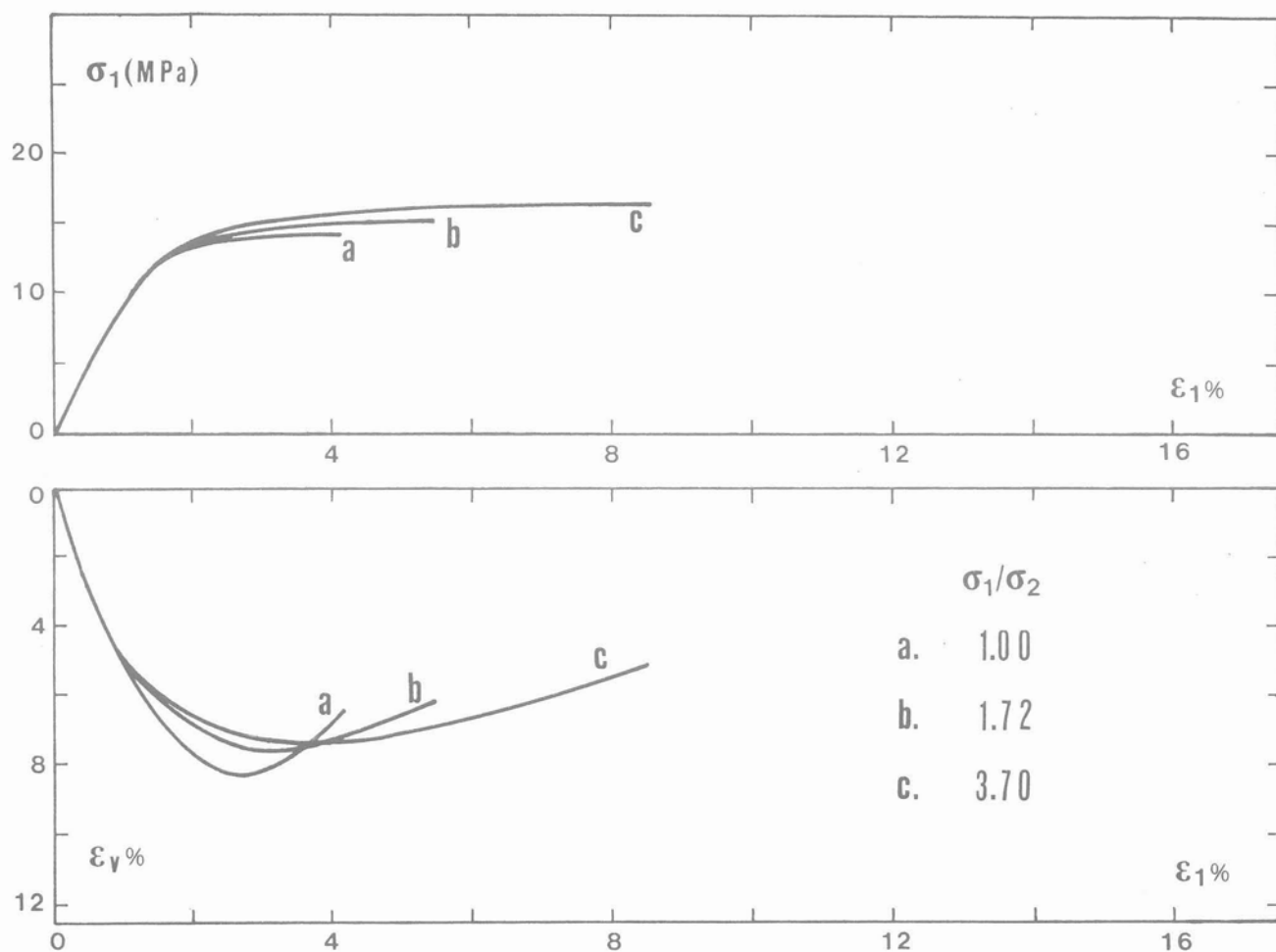


Fig. 13. — Évolution de la contrainte principale σ_1 et de la variation du volume ϵ_v du sable d'Aixos en fonction de la déformation axiale ϵ_1 , sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante ($p = 10$ MPa) et où $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

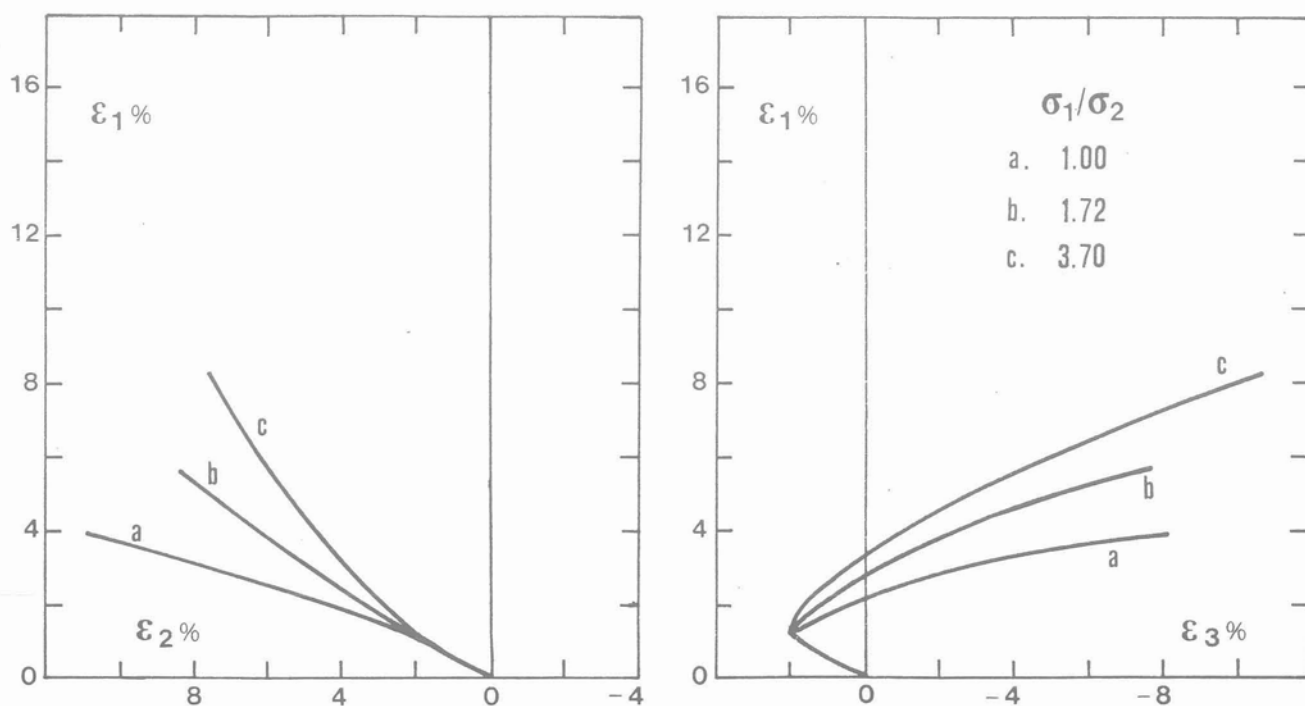


Fig. 14. — Relations entre les déformations axiales ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 du sable, sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante ($p = 10$ MPa) et où $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

— En ce qui concerne les variations des niveaux déviatoriques η en fonction de ε_v et de ε_q de la figure 12, elles permettent de constater que tous les points de dilatance nulle du sable correspondent ici au même niveau déviatorique.

7. COMPRESSION MULTIAXIALE A CONTRAINTE MOYENNE CONSTANTE

Les résultats de ces essais sont représentés sur les figures 13, 14, 15 et 16. Il s'agit d'une série d'essais qui a été effectuée sous la contrainte moyenne $p = 10$ MPa

et sous différents rapports entre les contraintes σ_1 et σ_2 . Les rapports utilisés pour ces deux contraintes après le chargement isotrope sont $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1,0 ; 1,72$ et $3,7$ (fig. 16).

Au cours de ces essais, on a suivi le trajet de chargement, indiqué sur la figure 3 (4), en augmentant σ_1 , σ_2 avec la proportion choisie après le chargement isotrope et en diminuant σ_3 .

Les résultats de ces essais amènent à formuler ce qui suit :

— Pour la même déformation ε_1 , la contrainte principale σ_1 a la plus petite valeur quand le rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1,0$

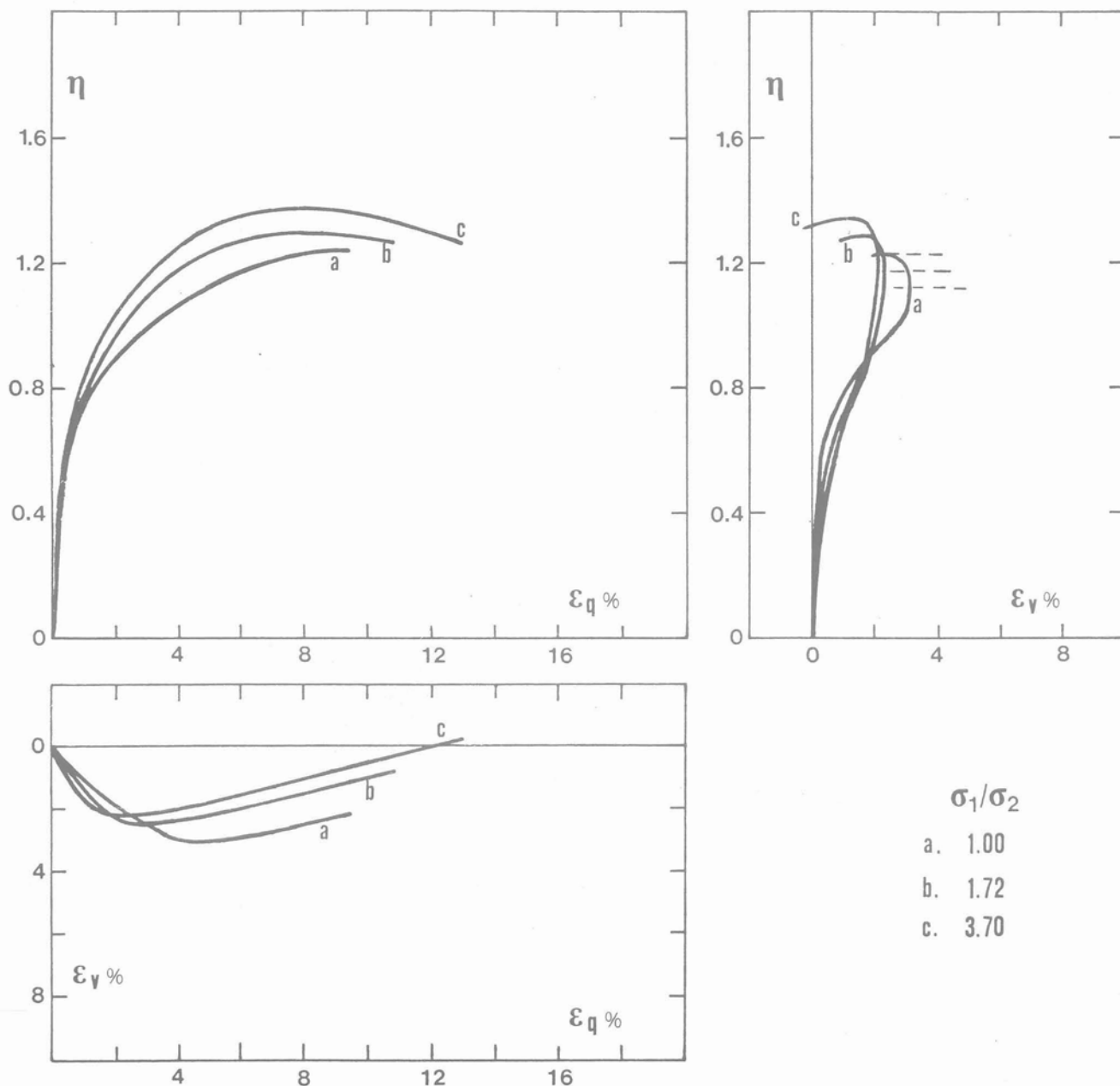


Fig. 15. — Relations entre le niveau déviatorique η , la déformation volumique ε_v et la déformation de distorsion ε_q du sable, sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante ($p = 10$ MPa) et où $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

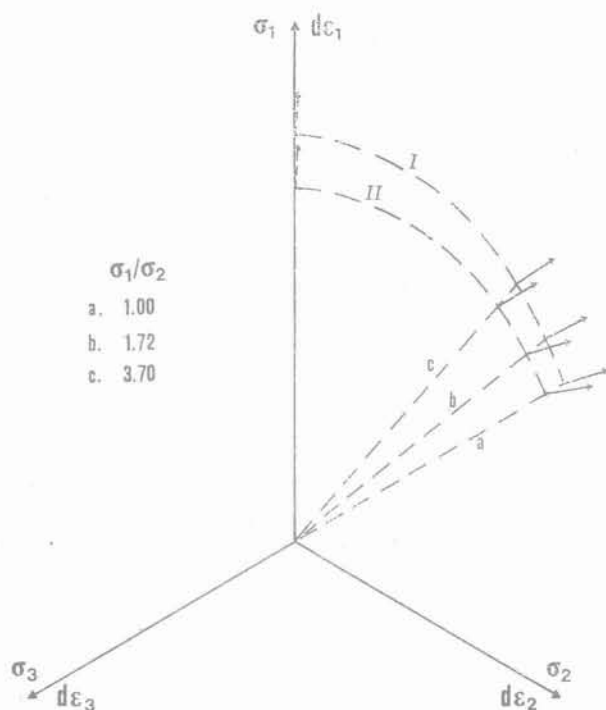


Fig. 16. — Position des vecteurs de déformation incrémentale par rapport à la surface de rupture (I) et à la surface de dilatance nulle (II) sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante ($p = 10$ MPa).

et plus elle augmente, plus le rapport augmente lui aussi.

— Au cours de ces essais, et comme pour les autres essais, déjà décrits, la variation de volume, après le chargement isotrope, diminue de manière continue, jusqu'à ce que le taux de variation $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ s'annule. Après

le point de dilatance nulle, le taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ augmente avec son signe inversé jusqu'à ce qu'il atteigne une valeur limite.

— Cette valeur limite est aussi confirmée par la courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_1)$ de la figure 15 et par les courbes de la figure 14. En effet, les variations des déformations $\varepsilon_2, \varepsilon_3$ en fonction de la déformation ε_1 permettent de constater qu'après le chargement isotrope, alors que la déformation ε_2 continue d'augmenter (raccourcissement axial), la déformation ε_3 varie avec le signe du taux $\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$ inversé.

Les courbes (a), (b) et (c) de la figure 14 tendent vers des lignes droites avec des pentes qui sont inversement proportionnelles au rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

En ce qui concerne le point de dilatance nulle où la déformation volumique de l'éprouvette a la plus grande valeur de contraction, il apparaît que cette valeur $\varepsilon_v^{\max}$ comme d'ailleurs la valeur de la déformation

axiale correspondante, dépend du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$. Et plus précisément, plus le rapport est grand, plus la valeur $\varepsilon_v^{\max}$ est petite et plus la valeur de la déformation ε_1 est grande.

— La variation du niveau déviatorique en fonction de la déformation ε_v , sur la figure 15 permet de constater que — contrairement au cas des essais triaxiaux ($\sigma_2 = \sigma_3$) à contrainte moyenne p constante, où tous les points de dilatance nulle correspondent à un même niveau déviatorique — ici plus le rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ est grand, plus la valeur du niveau déviatorique η devient grande.

— La figure 16 se réfère aux positions de vecteurs de déformation incrémentale par rapport à la surface de dilatance nulle, dans le plan déviatorique. Les directions des vecteurs ont été déterminées à partir de la relation $\tan \theta = \frac{\sqrt{3} (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)}{(2 d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)}$. Sur cette figure et pour la contrainte moyenne p égale à 10 MPa, il apparaît que les vecteurs de déformation incrémentale sont presque perpendiculaires à la surface de rupture. Par contre, les vecteurs de déformation incrémentale présentent une légère déviation par rapport à la normale à la surface de dilatance nulle. Cette déviation est d'autant plus petite que les valeurs absolues du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ augmentent.

8. CONCLUSIONS

Les résultats des essais effectués, qui ont été commentés dans les paragraphes précédents, pour la détermination du comportement du sable d'Axiros soumis à des efforts en compression multiaxiale aussi bien sous des conditions de contraintes σ_2 et σ_3 constantes et avec des valeurs allant jusqu'à 15 MPa, que sous des conditions de contrainte moyenne p constante, autorisent à formuler les conclusions suivantes :

1. Sous des conditions de contraintes σ_2 et σ_3 constantes, pour la même déformation axiale ε_1 du sable, la variation de la contrainte principale σ_1 est proportionnelle à la somme $\sigma_2 + \sigma_3$ et indépendante du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ et lui est proportionnelle.
2. Sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante dans le cas où $\sigma_2 = \sigma_3$, pour la même déformation ε_1 du sable, la variation de la contrainte principale σ_1 est proportionnelle à p , tandis que dans le cas où $\sigma_2 \neq \sigma_3$ et où le rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ est constant, la variation correspondante de σ_1 dépend du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ et lui est proportionnelle.
3. La variation du volume ε_v du sable en fonction de la déformation ε_1 présente une valeur maximale contractante $\varepsilon_v^{\max}$ (point de dilatance nulle) au-delà de laquelle le taux de variation change de signe et augmente, en valeurs absolues, de manière continue. La grandeur de ε_v et la valeur correspondante de ε_1 dépendent des

valeurs des contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et du mode de sollicitation du sable. Et plus précisément, dans le cas où la sollicitation se fait sous contraintes latérales σ_2 et σ_3 constantes, la variation de la valeur de $\varepsilon_v^{\max}$ est proportionnelle aux valeurs de contraintes σ_2 et σ_3 et au rapport de ces contraintes tandis que la variation de la valeur de déformation correspondante ε_1 est d'une part proportionnelle aux valeurs des contraintes σ_2 et σ_3 et de l'autre, inversement proportionnelle au rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$.

Dans le cas où la sollicitation du sable se fait sous contrainte moyenne p constante, les variations des déformations $\varepsilon_v^{\max}$ et des déformations correspondantes sont proportionnelles à la valeur de la contrainte p tandis que dans le cas où $\sigma_2 \neq \sigma_3$ et où le rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ est constant, la valeur de ε_1 est proportionnelle à la déformation $\varepsilon_v^{\max}$ et inversement proportionnelle au rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

4. Sous des conditions de sollicitations à contrainte moyenne p constante, la valeur du taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ du sable, après le changement de signe, augmente de manière continue (en valeurs absolues) jusqu'à une valeur au-delà de laquelle elle demeure stable. La grandeur de la valeur du taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ dépend de la contrainte moyenne p (et p lui est inversement proportionnelle) et du rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

5. Sous des conditions de sollicitations triaxiales conventionnelles ($\sigma_2 = \sigma_3$) et constantes, les points d'inversion du signe du taux $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$ correspondent au même niveau déviatorique $\eta = \frac{q}{p}$ indépendamment des valeurs des contraintes principales σ_2 et σ_3 . La même chose se passe sous des conditions de sollicitation du sable à contrainte moyenne p constante et dans le cas où $\sigma_2 = \sigma_3$.

6. Sous des conditions de sollicitations multiaxiales à confinement constant ($\sigma_2 \neq \sigma_3$), les points de contraction maximale correspondent à des niveaux déviatoriques différents entre eux, qui sont inversement proportionnels au rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_3}$. La même chose est valable sous des conditions de sollicitations multiaxiales à contrainte moyenne p constante, à cette différence près que les valeurs du niveau déviatorique η sont proportionnelles au rapport $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$.

BIBLIOGRAPHIE

1. DEMIRIS C. (1985), *Surfaces de rupture et de limite de dilatance du marbre de Thassos soumis à des efforts de compression multiaxiaux*. C.R. Acad. Sc. Paris t. 301, série II, n° 17, 1985.
2. HABIB P. et LUONG M.P. (1974), *Comportement mécanique des sols à forts recouvrements*. 3^e Congrès International de Mécanique des Roches, Denver Colorado, U.S.A.
3. HABIB P. et LUONG M.P. (1986), *Comportement du milieu pulvérulent*, in « Génie Parasismique ». Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
4. LUONG M.P. (1978), *État caractéristique du sol*. C.R. Acad. Sc. Paris, t. 287, nov. 1978, série B, pp. 305-307.
5. LUONG M.P. (1980), *Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents*. Revue Française de Géotechnique, 10, pp. 39-53.
6. LUONG M.P. et TOUATI A. (1984), *Sols grenus sous fortes contraintes*. Revue Française de Géotechnique, 23, pp. 51-63.
7. MICHELIS P., DEMIRIS C., *Conception et construction d'une vraie cellule triaxiale*. C.R. Acad. Sc. Paris, t. 299, série II, n° 8, 1984, pp. 375-378.

CONGRÈS INTERNATIONAL
DES TUNNELS ET L'EAU
ESPAGNE 1988



ITA/AITES
International Tunnelling Association
Association Internationale des Travaux en Souterrain



AETOS
Asociación Española de Túneles
y Obras Subterráneas

PROGRAMME

L'eau dans le dessin
L'eau dans la construction
Les tunnels sous l'eau
Les tunnels hydrauliques
Secrétariat du Congrès :
ASOCIACION ESPAÑOLA DE TUNELES
Y OBRAS SUBTERRANEAS (AETOS)

APPEL AUX COMMUNICATIONS

Des communications libres seront admises
concernant chaque thème du programme.
Un résumé devra être adressé au Comité
organisateur du Congrès avant le 31 juillet 1987
dans une des langues officielles du Congrès :
espagnol, français, anglais.

Congreso internacional « España-88 » Calle Martínez Izquierdo, 53, 2.º, 3 - 28028 MADRID (España)

CONGRÈS INTERNATIONAL
DES TUNNELS ET L'EAU
ESPAGNE 1988



ITA/AITES
International Tunnelling Association
Association Internationale des Travaux en Souterrain



AETOS
Asociación Española de Túneles
y Obras Subterráneas

PROGRAMME

L'eau dans le dessin
L'eau dans la construction
Les tunnels sous l'eau
Les tunnels hydrauliques
Secrétariat du Congrès :
ASOCIACION ESPAÑOLA DE TUNELES
Y OBRAS SUBTERRANEAS (AETOS)

APPEL AUX COMMUNICATIONS

Des communications libres seront admises
concernant chaque thème du programme.
Un résumé devra être adressé au Comité
organisateur du Congrès avant le 31 juillet 1987
dans une des langues officielles du Congrès :
espagnol, français, anglais.

Congreso internacional « España-88 » Calle Martínez Izquierdo, 53, 2.º, 3 - 28028 MADRID (España)

**analyse de la sécurité des fondations superficielles
vis-à-vis d'un défaut de portance :
effet de la variabilité spatiale des paramètres du sol**

**safety analysis of shallow foundations
towards the bearing capacity:
effect of the soil parameters spatial variability**

Jean-Louis FAVRE

Professeur, Laboratoire de Mécanique des Sols-Structures, C.N.R.S. UA 850*

Bernard GENEVOIS

Assistant-Professeur, Département de Génie Civil**

Résumé

La prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres du sol conduit à des dispersions de la charge ultime dix à cent fois plus faibles que celles trouvées par le calcul classique de fiabilité appliqué à l'équation de portance. Les probabilités de ruine calculées se trouvent ainsi ramenées dans un domaine réaliste. On utilise un code de calcul par Éléments Finis avec une loi élastoplastique et une procédure simplifiée de simulation. On mène une étude de sensibilité en fonction des moyennes, variances, autocorrélations et corrélations de deux paramètres : l'angle de frottement interne et le module d'élasticité.

Abstract

The coefficient of variation of the bearing capacity is very large using the classical reliability theory applied to the bearing capacity equation. Taking into account the spatial variability of soil properties we find a coefficient of variation ten to one hundred times smaller. The probabilities of failure are thus reduced to realistic values. We have used a Finite Elements code with an elastoplastic law and a simplified simulation procedure. A sensitivity study is run in regard to the means, variances, autocorrelations and correlations of two parameters: the internal friction angle and the elastic modulus.

* École Centrale de Paris, 92295 Chatenay-Malabry Cedex, France.

** Université de Permanbuco, 50000 Recife, PE, Brésil.

1. INTRODUCTION

L'analyse de la sécurité en géotechnique se mène traditionnellement de façon déterministe à l'aide d'un paramètre unique, le facteur de sécurité. Celui-ci prend en compte un grand nombre d'incertitudes et d'aléas sur les actions, les propriétés mécaniques, les modèles de loi de comportement et calcul, l'exécution, l'évolution de la structure avec le temps, etc., sans pouvoir les séparer et les quantifier. MEYERHOF (1977) a proposé des coefficients de sécurité partiels pour pallier à cet inconvénient, mais leur usage est peu répandu.

Les méthodes probabilistes ont connu un développement faible malgré les travaux de recherche menés depuis les années 70, travaux dont rendent compte, pour l'essentiel, les différentes conférences internationales sur les « Applications des Statistiques et des Probabilités à l'Ingénierie des Sols et des Structures » (I.C.A.S.P., 1971, 1975, 1979, 1983). D'autre part, MAGNAN et BAGHERY (1982) ont publié une synthèse des différentes avancées obtenues grâce à ces méthodes.

Celles-ci se fondent sur la théorie de la fiabilité développée dans le domaine des structures et dont on rappelle le principe très succinctement ci-après afin de dégager les concepts essentiels à l'éclairage de nos résultats.

2. PRINCIPE DE LA THÉORIE DE LA FIABILITÉ POUR LES STRUCTURES

Soit S , la sollicitation agissante transmise à un élément d'une structure soumise aux actions A .

Soit R , la sollicitation résistante de cet élément de structure.

S et R sont des variables aléatoires représentant les moments et les efforts dans une section de l'élément.

La probabilité de ruine de l'élément est alors définie par :

$$p_f = \text{Prob} \{R - S \leq 0\} \quad (1)$$

ou encore, si les variables R et S sont indépendantes et de lois de distribution et de répartition f_R , f_S , F_R , F_S connues :

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx. \quad (2)$$

De façon plus générale, soient X_i les variables aléatoires ou variables de base entrant dans le calcul de R et S de loi de distribution conjointe $f_X(x_1, \dots, x_n)$ et $g(\mathbf{X}) = R - S$ la fonction de performance, avec $\mathbf{X}$ le vecteur des variables X_i . Alors :

$$p_f = \int_{\overline{D}} f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (3)$$

$$\overline{D} = \{x_i \mid g(x_i) \leq 0\}$$

$\overline{D}$: domaine de ruine dans l'espace des variables x_i .

HASOFER et LIND (1974) ont défini l'indice de sécurité β , invariant vis-à-vis de la forme de l'équation de performance, comme la plus courte distance de l'origine à l'équation de performance $g(\mathbf{X}) = 0$ dans l'espace des variables transformées (elles sont alors gaussiennes et indépendantes).

β est une mesure exacte de la probabilité de ruine si la transformée de l'équation de performance est linéaire :

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (5)$$

Φ : fonction de répartition de la variable gaussienne d'espérance nulle et de variance 1.

BENJAMIN et CORNELL (1970) avaient précédemment défini un indice approché de sécurité :

$$\beta = \frac{E[g(\mathbf{X})]}{\sigma_g(\mathbf{X})} \quad (6)$$

$E[g(\mathbf{X})] = \int_{\mathbb{R}^n} g(\mathbf{X}) f_X d\mathbf{X}$; espérance mathématique de la fonction $g(\mathbf{X})$.

$$\sigma_{g(\mathbf{X})}^2 = \text{VAR}[g(\mathbf{X})] = \int_{\mathbb{R}^n} [g(\mathbf{X}) - E[g(\mathbf{X})]]^2 f_X d\mathbf{X}$$

variance de la fonction $g(\mathbf{X})$.

Cet indice correspond exactement à celui de HASOFER-LIND si les variables X_i sont gaussiennes et indépendantes.

3. UTILISATION DE L'INDICE DE SÉCURITÉ DANS LE CAS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

SCHULTZE (1977) a éclairé le problème de la sécurité à la portance des fondations superficielles grâce à une utilisation simplifiée de l'indice β qui permet de relier directement ce dernier au coefficient de sécurité F .

Soit q_L , la résistance au mètre linéaire sous une semelle filante de largeur B .

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma + B q_0 N_q + B C N_c \quad (7)$$

γ : poids volumique du sol.

q_0 : charge additive au mètre linéaire de part et d'autre de la fondation.

N_γ, N_q, N_c : facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ du sol.

C : cohésion du sol.

SCHULTZE se place dans le cas où la sollicitation appliquée q , due seulement au poids propre et aux charges permanentes, est de dispersion négligeable devant la dispersion de la résistance ultime. En effet, la dispersion de la cohésion est souvent très importante (CV_C de 30 à 40 %¹) ; d'autre part celle de l'angle de frottement, plus faible (de l'ordre de 15 à 20 %), introduit, par le calcul, une forte dispersion des facteurs de portance (de l'ordre de 30 à 40 %). Il est donc communément admis que la dispersion de la résistance ultime est de l'ordre de 40 à 50 %.

L'hypothèse d'une sollicitation appliquée déterministe n'est donc a priori pas très forte et nous place dans un

1. $CV_X = \sigma_X/E[X]$: coefficient de variation de X , rapport de l'écart-type et de l'espérance. On rappelle que l'espérance mathématique est estimée par la moyenne empirique

$\overline{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$, x_i les réalisations de X , et la variance par la

variance estimée $s_X^2(X) = \frac{1}{n-1} \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 - n\overline{X}^2 \right)$.

cas non conservatif, la probabilité de ruine ainsi calculée se trouvant plus faible.

Alors :

$$g = q_L - q \quad (8)$$

q déterministe, soit $E[q] = q$ et $\sigma_q = 0$

$$\beta = \frac{E[q_L] - q}{\sigma_{q_L}} \quad (9)$$

Soit, avec classement $F = \frac{E[q_L]}{q}$ le coefficient de sécurité,

$$\beta = \frac{1 - 1/F}{CV_{q_L}} \quad (10)$$

Si on prend les valeurs couramment admises $F = 3$ et $CV_{q_L} = 40\%$, on trouve : $\beta = 1,67$ $p_f = 4,75\%$.

Une semelle sur vingt subirait donc des désordres dus à des défauts de portance.

Cette probabilité de ruine, beaucoup trop forte par rapport à celle observée, et qui est obtenue avec des hypothèses non conservatrices (q déterministe, pas d'accidents locaux dans le sol de fondation) a conduit quelques auteurs (ATHANASIOU-GRIVAS et HARR, 1977; BOISSIER, 1982; MC ANALLY, 1983; MOIGN, 1983) à améliorer la connaissance de la variance de q_L en calculant celle-ci à partir de lois de distributions normales, log-normales, Beta pour les paramètres du sol et en procédant soit analytiquement par développements en série de Taylor au deuxième et quatrième ordre, soit par simulation de l'équation (7), sans pour autant obtenir une réduction sensible du coefficient de variation de q_L .

4. PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITÉ SPATIALE

De fait, comme la rupture des fondations superficielles intéresse de grands volumes de sol, la dispersion ponctuelle des paramètres se trouve « lissée » à l'échelle du volume concerné. FAVRE, dès 1972, posait le problème de la probabilité de rupture en terme de probabilité pour que n volumes élémentaires entrent en plasticité sous la fondation.

La variabilité spatiale, depuis les premiers travaux de VANMARCKE et FULEIHAN (1975), a été prise en compte par de nombreux auteurs pour des problèmes de tassements et stabilité à l'aide de champs stochastiques et en utilisant soit la méthode des éléments finis avec linéarisation, soit la simulation, soit les méthodes classiques de calcul lorsqu'elles n'ocultaient pas l'espace. En France, il faut citer les travaux de CAMBOU (1977), de AUBRY et FROU (1979), de BAGHERY et MAGNAN (1983), de MADHAVI (1985) et de BOULEFKHAD (1986).

Seul GENEVOIS (1984) a traité le problème des fondations superficielles, qui présente des difficultés particulières :

— on ne peut définir une surface matérialisée de cisaillement ;

— le passage des enfoncements d'une fondation superficielle aux états de contraintes limites est une transformation fortement non linéaire à cause des grandes déformations qui se manifestent au moment de la rupture ;

— la simulation classique dans une procédure de calcul par éléments finis utilisant une loi élastoplastique pour le sol est extrêmement coûteuse, vu la nécessité de simuler tout le chargement jusqu'à la rupture.

On a donc défini une méthode simplifiée de simulation utilisant un calcul en éléments finis, seul capable, à l'heure actuelle, de prendre en compte les champs stochastiques dans les problèmes de portance des fondations superficielles. L'étude montre qu'on obtient des coefficients de variation dix à cent fois plus faibles qu'en traitant directement l'équation (7) de la capacité portante.

5. PROBLÈME ÉTUDIÉ ET PROCÉDURES

L'étude porte sur une semelle filante, non encastrée, reposant sur un massif de sable sec.

On a utilisé le code de calcul par éléments finis « Aubry-Des Croix-Hujeux » du laboratoire de l'École Centrale de Paris, avec une loi de Drucker-Prager à potentiel associé pour prendre en compte la dilataance.

DES CROIX (1980) a montré que l'on retrouvait le coude de la courbe « charge-enfoncement » entre la charge limite donnée par le calcul de Terzaghi et celle donnée par le calcul de Prandtl-Cauchy dès que les rapports de la hauteur H et de la longueur L du maillage à la largeur B de la fondation étaient respectivement de six et onze.

La nécessité d'avoir un nombre suffisant d'éléments pour prendre en compte l'hétérogénéité du sol et des dimensions de maillage suffisantes pour retrouver le coude de la courbe « charge-enfoncement » entraînait en contradiction avec la nécessité d'avoir des temps de passage courts, ces passages étant en grand nombre.

On a donc adopté la procédure suivante :

a. le chargement se fait en enfoncements imposés suivant un pas régulier, la charge étant définie par intégration des composantes verticales de la contrainte sous la fondation ;

b. un carré de quatre-vingt-un éléments égaux de côté $B/3$, appelé noyau, est placé sous la fondation. Les dimensions du maillage sont agrandies ($H/B = 15$, $L/B = 24$) mais le noyau est complété avec de grands éléments. On obtient ainsi cent-soixante-neuf éléments (fig. 1) ;

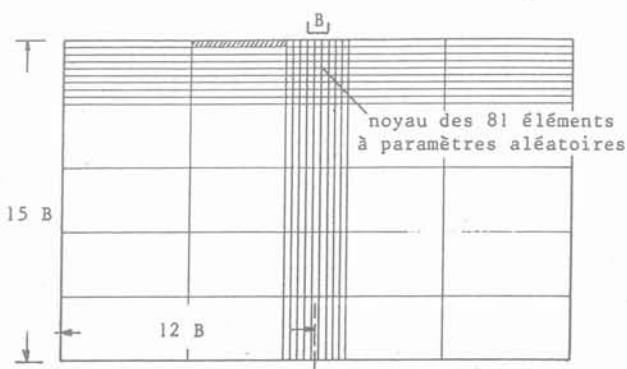


Fig. 1. — Maillage du problème.

c. la charge limite est celle à partir de laquelle les incréments de charge changent de domaine de variation pour devenir faibles.

De nombreux tests ont été exécutés pour trouver un compromis entre le coût du passage et une bonne caractérisation du coude de la courbe « charge-enfoncement ».

6. ESTIMATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE LIMITE ET SIMULATION DE LA VARIABILITÉ SPATIALE

Pour éviter des temps de calcul trop longs lors de la simulation de la variabilité spatiale des paramètres, la procédure suivante en trois étapes a été utilisée (fig. 2) :

- avec les valeurs moyennes des paramètres de sol dans tout le maillage (étape 1), on détermine l'intervalle des enfoncements correspondant à la charge limite, à l'aide d'un pas moyen d'enfoncement (pour $\phi = 30^\circ$ $\Delta e \approx 1$ cm), puis :

- (étape 2) on détermine l'enfoncement correspondant à la charge critique, avec un grand pas $\Delta e = 2,5$ cm, jusqu'à la borne inférieure de l'intervalle précédent puis, à l'aide d'un petit pas ($\Delta e = 0,1$ cm). Cette étape, faite avec beaucoup d'itérations pour éviter les effets de décompression du maillage (fig. 3), est très coûteuse ;

- avec les valeurs simulées des paramètres de sol affectées aux éléments du maillage, (étape 3) on va jusqu'à l'enfoncement limite en deux ou trois pas avec peu d'itérations. On détermine la charge correspondante, qui sera une réalisation de la charge limite.

On répète l'étape 3 autant de fois qu'on veut de réalisations de la charge limite.

Cette procédure objective ne nécessite qu'un passage coûteux par cas étudié. Elle introduit un léger biais sur l'estimation de la moyenne de la charge limite q_L , mais le but poursuivi est de montrer que sa variance est bien plus petite que celle trouvée par des calculs classiques.

Toujours dans le but de diminuer les coût de calcul, nous avons testé la sensibilité de la charge limite à de faibles valeurs des paramètres du sol dans des éléments les plus proches de la semelle. On obtient les résultats suivants présentés dans le tableau I.

élément	ϕ	q_L (kPa)	$\frac{q_L - \bar{q}_L}{s_{q_L}^e}$
1	10°	231,79	-0,221
2	10°	230,62	-0,837
3	10°	231,91	-0,158
4	0°	231,94	-0,142

avec $\phi = 30^\circ$, $E = 20$ MPA, $CV_\phi = 20\%$: $\bar{q}_L = 231,21$ KPa, $s_{q_L}^e = 1,899$ KPa.

Tableau I. — Sensibilité de q_L à de faibles valeurs dans des éléments de surface.

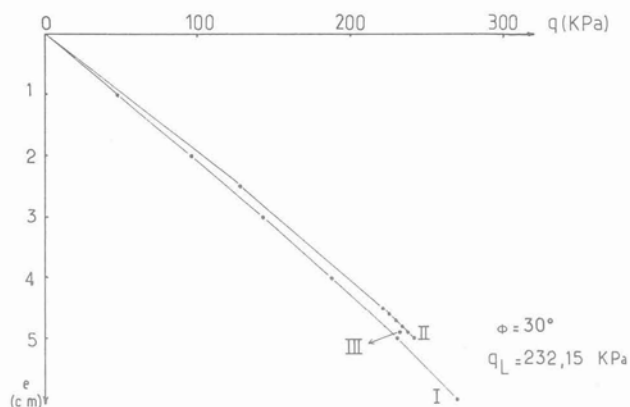


Fig. 2. — Étapes du chargement.

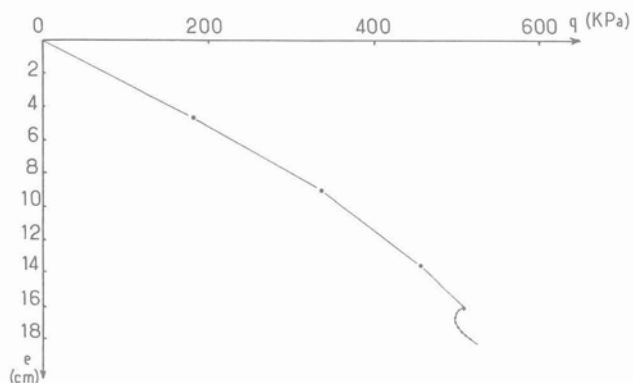
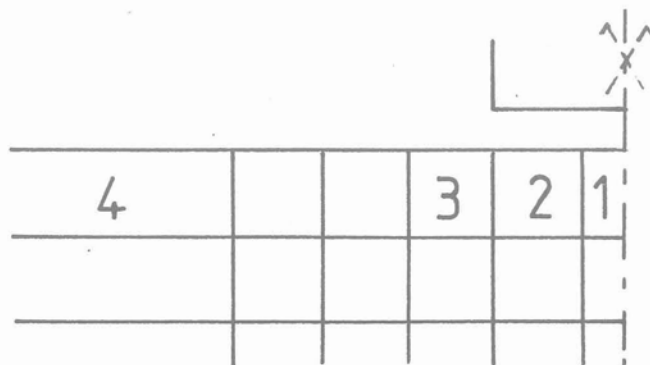


Fig. 3. — Effet de décompression du maillage.



7. CAS ÉTUDIÉS ET CARACTÉRISATION DES VARIABLES SIMULÉES

L'étude s'est faite avec $B = 1,5$ m ; les éléments du noyau sont des carrés de 50 cm de côté.

Les caractéristiques prises par un champ de moyenne locale sur le pas d'espace 50 cm $\times$ 50 cm sont proches de celles du champ « ponctuel », le « point » ayant la taille des échantillons 10 cm $\times$ 20 cm sur lesquels sont mesurés classiquement les paramètres mécaniques des sables. Ainsi, on a adopté pour les deux paramètres aléatoires du modèle E : module d'élasticité, ϕ : angle de frottement interne de plasticité, des caractéristiques conformes à la littérature internationale. On se place donc dans un cas conservatif ne tenant pas compte de la fonction de variance qui mesure la réduction de la variance ponctuelle (définie ici sur un espace d'environ 10 cm $\times$ 20 cm) par moyenne locale (ici sur un espace 50 cm $\times$ 50 cm).

Plusieurs auteurs ont proposé des plages de valeurs moyennes et de coefficients de variation pour l'angle de frottement et le module d'élasticité des sables. FAVRE (1980) et MAGNAN (1982) en ont dressé un répertoire assez complet.

Par contre, il existe très peu d'études sur la corrélation entre E et ϕ et sur leur autocorrélation (ALONSO et KRIZEK, 1975 ; LUMB, 1975 ; VANMARCKE, 1977). Nous avons adopté, pour le coefficient d'autocorrélation, le modèle exponentiel simple :

$$\begin{aligned} \rho[E(x), E(x + \Delta x)] &= \frac{E\{[E(x + \Delta x) - \bar{E}(x + \Delta x)] [E(x) - \bar{E}(x)]\}}{\text{VAR}^{1/2}[E(x + \Delta x)] \text{VAR}^{1/2}[E(x)]} \\ &= \frac{\text{COV}[E(x), E(x + \Delta x)]}{\sigma E(x) \sigma E(x + \Delta x)} \end{aligned} \quad (11)$$

(on note abusivement $\bar{E}(x) = E[E(x)]$ pour alléger l'écriture, avec $E(x)$ le module d'élasticité dépendant de la coordonnée d'espace x).

$= \rho(\Delta x) = e^{-\alpha |\Delta x|}$ (champ homogène indépendant de x). (11 bis)

pour lequel θ , échelle de fluctuation, est égale à $2/\alpha$, et procédé à une étude de sensibilité en examinant vingt-cinq cas couvrant les plages suivantes :

ϕ de 30 à 40°, CV_ϕ de 10 à 20 %, $E = 20$ MPa, CV_E de 0 à 30 %

ϕ et E sont gaussiens.

Premier groupe de cas : ϕ aléatoire, E déterministe, ϕ non corrélé et corrélé verticalement et horizontalement d'un élément à l'autre avec, comme échelles de fluctuation :

$\theta_h = 1, 2$ et 7 m et $\theta_v = 1 - 1,6$ et 2 m

Deuxième groupe de cas : ϕ aléatoire, E aléatoire, pas d'autocorrélation d'un élément à l'autre $\theta = 1$ m corrélation entre ϕ et E : $\rho = 0 - 0,3$ et 0,7.

— On a contrôlé, par analyse statistique multivariable, que les huit tirages des quatre-vingt-une valeurs aléatoires du noyau étaient bien indépendants : généralement 70 % des coefficients de corrélations entre tirages étaient inférieurs à 10 % et les autres étaient inférieurs à 20 %.

— Les valeurs des paramètres tirées dans les lois de distribution continues ont été ramenées à sept valeurs types : x , $x(1 \pm CV/2)$, $x(1 \pm CV)$, $x(1 \pm 3CV/2)$, par classes de largeur $x \cdot CV/2$.

Les valeurs $|X| > 1,75\sigma$ ont été ramenées à $\pm 1,5\sigma$: on a environ trois éléments dans ce cas par tirage et l'on a vu que leur poids était faible sur la variation de q_L hormis pour un seul élément (tabl. I).

On a donc jugé que cette simplification n'avait pas de rôle significatif sur les réalisations de la charge limite.

8. RÉSULTATS

Le tableau II regroupe des valeurs de l'écart-type de la charge ultime pour les vingt-cinq cas étudiés.

Les figures 4, 5 et 6 indiquent les variations du coefficient de variation de la charge ultime en fonction des différents paramètres statistiques.

On constate que :

— la dispersion des charges CV_{q_L} est peu sensible aux variations de la moyenne de ϕ (fig. 4) ;

— l'autocorrélation ne joue pas un rôle aussi sensible qu'on aurait pu le penser ; pour $\alpha = 0,3$, qui correspond à une corrélation de 0,63 entre les extrémités de la semelle, on ne fait que doubler la dispersion des charges (fig. 5) ;

— l'introduction d'une deuxième variable joue un rôle prépondérant : CV_{q_L} est multiplié par huit quand on passe d'une dispersion nulle à une dispersion de 30 % de E et la corrélation joue un rôle faible (fig. 6).

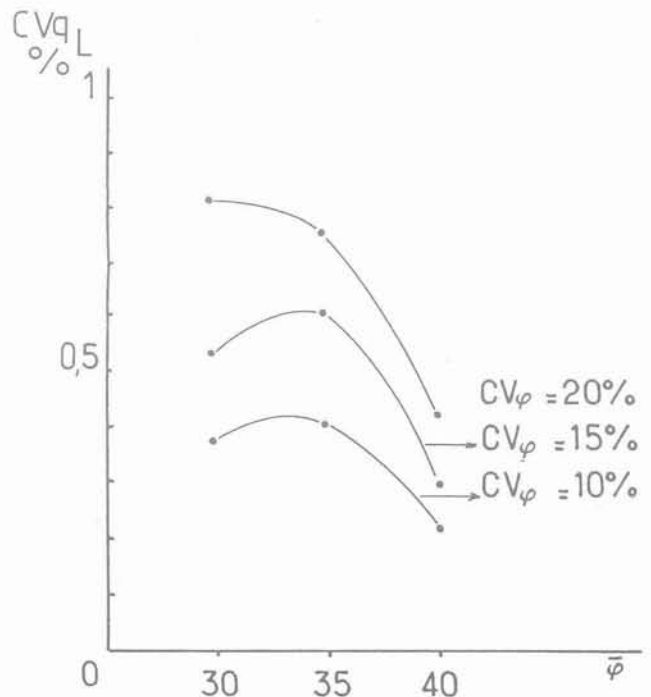
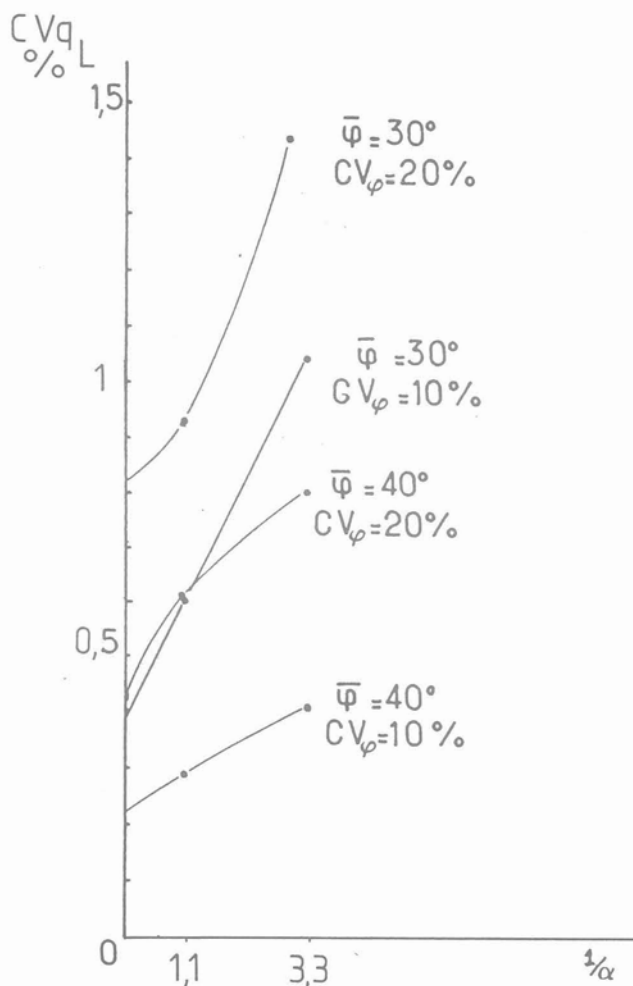
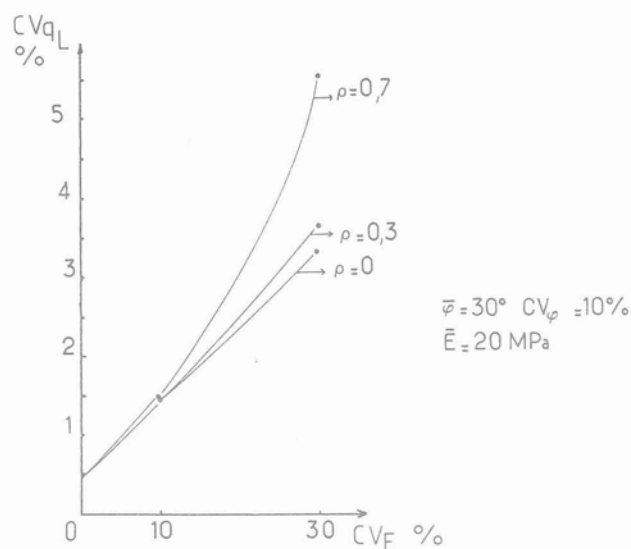


Fig. 4. — Sensibilité de CV_{q_L} à un seul paramètre aléatoire : l'angle de frottement interne ϕ .

		$\overline{q} \simeq 235 \text{ KPa}$			$\overline{q} \simeq 527 \text{ KPa}$			$\overline{q} \simeq 1275 \text{ KPa}$			autocorrélation de φ		corrélation entre φ et E
		$\varphi = 30^\circ$			$\varphi = 35^\circ$			$\varphi = 40^\circ$					
		CV = 10 %	CV = 15 %	CV = 20 %	CV = 10 %	CV = 15 %	CV = 20 %	CV = 10 %	CV = 15 %	CV = 20 %			
E = 20 MPa	$CV_E = 0$	0,887	1,247	1,899	2,176	3,205	3,974	2,809	3,715	5,314	$\frac{1}{ah} = 0$	nulle	E constant
		1,428		2,183				3,767		7,942	$\frac{1}{ah} = 1,11$	mono- dimens.	
		2,459		3,401				5,272		10,315	$\frac{1}{ah} = 3,33$		
		2,306									$\frac{1}{ah} = 3,33$ $\frac{1}{a^v} = 1,11$	bi- dimens.	
		2,079									$\frac{1}{ah} = 1,11$ $\frac{1}{a^v} = 0,83$		
	$CV_E = 10 \%$	3,287									$\frac{1}{ah} = 0$	nulle	$\rho = 0$
		3,309											$\rho = 0,3$
		3,444											$\rho = 0,7$
	$CV_E = 30 \%$	7,470									$\frac{1}{ah} = 0$	nulle	$\rho = 0$
		8,317											$\rho = 0,3$
		12,530											$\rho = 0,7$

Tableau II. — Valeurs des écarts-types de q_L pour les vingt-cinq cas étudiés (en KPa).Fig. 5. — Sensibilité de CV_{qL} à l'échelle de fluctuation horizontale θ_h de l'angle de frottement.Fig. 6. — Sensibilité de CV_{qL} à deux paramètres aléatoires corrélés : l'angle de frottement interne φ et le module d'élasticité E.

On retiendra que CV_{qL} est d'abord sensible au nombre de variables aléatoires du sol et que c'est la dispersion de ces variables de base qui joue un rôle et non leur valeur moyenne.

L'extrapolation de nos résultats, dans nos plages de valeurs et sans autocorrélation sur E, conduirait au cas le plus défavorable suivant :

$CV_{qL} < 10 \%$ φ de 30 à 35°, $CV_{\varphi} = 20 \%$,
 $\theta_{\varphi,h} = 7 \text{ m}$, $\theta_{\varphi,v} = 1,6 \text{ m}$
 $E = 20 \text{ MPa}$, $CV_E = 30 \%$,
 $\theta_{E,h} = \theta_{E,v} = 1 \text{ m}$ $\rho_{\varphi,E} = 0,7$

9. REPRÉSENTATIVITÉ DES RÉSULTATS OBTENUS

L'estimation de l'espérance et de l'écart-type de la charge ultime à l'aide de huit valeurs seulement pose le problème majeur de la confiance que l'on peut avoir dans les résultats trouvés et dans l'indice de sécurité estimé.

Nous donnant un seuil inférieur pour l'indice de sécurité (la probabilité de ruine augmente quand celui-ci diminue), nous avons calculé une borne supérieure à la probabilité que β a de lui être inférieur.

La normalité de q_L a été vérifiée par test de Shapiro-Wilk.

En notant désormais $s_e = s_e(q_L)$, l'écart-type estimé, pour alléger l'écriture,

— soit A, l'événement « $E[q_L] \leq q_{\min}$ »,

avec $q_{\min} = \bar{q}_L - t_{\alpha, n-1} s_e / \sqrt{n}$ (13)

$t_{\alpha, n-1}$: valeur que la variable de Student, à $n-1$ degrés de liberté, a α chance de dépasser,

— soit B, l'événement « $\sigma_{q_L} > s_e \max$ »,

avec $s_e \max = s_e [(n-1) / \chi^2_{1-\alpha, n-1}]^{1/2}$ (14)

$\chi^2_{1-\alpha, n-1}$: valeur que la variable du χ^2 , à $n-1$ degrés de liberté, a $1-\alpha$ chance de dépasser,

la théorie de l'estimation nous permet d'écrire :

$$P(A) = \alpha; P(B) = \alpha. \quad (15)$$

L'équation (10) nous donne, avec $F = 3$:

$$\beta = \frac{2}{3} E[q_L] / \sigma_{q_L}. \quad (16)$$

Soit le seuil $\beta_{\min} = \frac{2}{3} q_{\min} / s_e \max$.

La probabilité d'avoir $\beta < \beta_{\min}$ peut être représentée par la probabilité que le point de coordonnées $(E[q_L], \sigma_{q_L})$ soit dans le domaine $\bar{D}$ (graphique a).

La probabilité d'avoir les événements A ou B (on note $A \cup B$) peut être représentée par le domaine $\bar{\Delta}$ (graphique b).

D'où, $\text{Prob}\{\beta < \beta_{\min}\} < P(A \cup B)$ (17)

D'après la théorie des probabilités, on peut écrire :

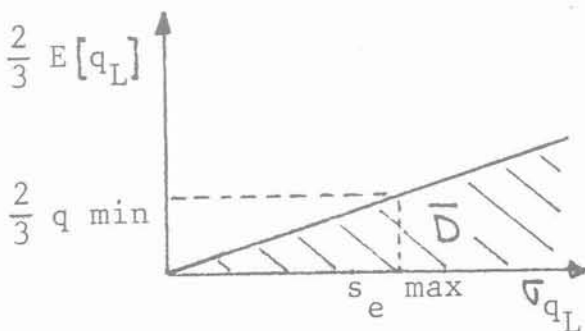
$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B), \quad (18)$$

$A \cap B$ est l'événement « avoir A et B ».

$$P(A) = P(B) = \alpha, P(A \cap B) \geq 0, \quad (19)$$

$$\text{donc } P(A \cup B) \leq 2\alpha, \quad (20)$$

$$\text{Prob}\{\beta < \beta_{\min}\} < 2\alpha \quad (21)$$



graphique a

Soit, avec $\alpha = 0,10$ $n = 8$ $t_{10\%, 7} = 1,415$

$$\chi^2_{90\%, 7} = 2,833,$$

$$\beta_{\min} = (1/CV_{q_L} - 0,500) 0,424 \quad (22)$$

pour $CV_{q_L} = 0,22\%$ ($\bar{\varnothing} = 40^\circ$, $CV_{\varnothing} = 10\%$, $\theta_{\varnothing, h} = \theta_{\varnothing, v} = 1$ m, $E = 20$ MPa)

$$\text{Prob}\{\beta \leq 192\} < 0,20$$

pour $CV_{q_L} = 2,30\%$ ($\bar{\varnothing} = 30^\circ$, $CV_{\varnothing} = 10\%$, $\theta_{\varnothing, h} = 7$ m, $\theta_{\varnothing, v} = 2$ m, $E = 20$ MPa)

$$\text{Prob}\{\beta \leq 18,2\} < 0,20$$

pour $CV_{q_L} = 5,53\%$

$\bar{\varnothing} = 30^\circ$, $CV_{\varnothing} = 10\%$, $\theta_{\varnothing, v} = 1$ m
 $E = 20$ MPa, $CV_E = 30\%$, $\theta_{E, h} = \theta_{E, v} = 1$ m
 $\rho_{\varnothing, E} = 0,7$

$$\text{Prob}\{\beta \leq 7,46\} < 0,20$$

Pour $CV_{q_L} 10\%$, notre cas extrême extrapolé, on obtient :

$\bar{\varnothing}$ de 30 à 35° , $CV_{\varnothing} = 20\%$, $\theta_{\varnothing, h} = 7$ m, $\theta_{\varnothing, v} = 1,6$ m

$E = 20$ MPa, $CV_E = 30\%$, $\theta_{E, h} = \theta_{E, v} = 1$ m

$$\text{Prob}\{\beta \leq 4,03\} < 0,20$$

$$\Phi(-4,03) = 3 \cdot 10^{-5}$$

On a donc deux chances sur dix d'obtenir une probabilité de ruine inférieure à $3 \cdot 10^{-5}$.

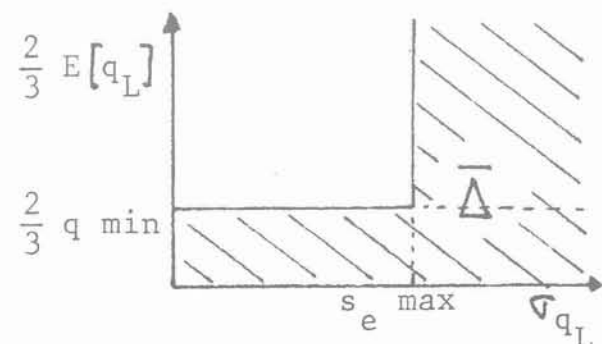
CONCLUSIONS

Lorsque la comparaison est possible, nous trouvons des dispersions de dix à cent fois plus petites que celles trouvées par d'autres auteurs qui utilisent l'équation de la capacité portante classique.

La dispersion des paramètres de sol n'a d'effet important sur la variabilité de la force portante des fondations superficielles que dans des cas extrêmes : fortes dispersions des paramètres, fortes corrélations entre eux, échelles de fluctuation importantes par rapport à la dimension de la fondation superficielle.

Les analyses classiques sont impropres à donner une idée des probabilités de ruine des fondations superficielles. Seules les procédures prenant en compte la variabilité spatiale peuvent approcher la réalité.

Notre estimation est tout à fait grossière puisque les charges sont considérées déterministes ainsi que les autres paramètres du sol et autres facteurs d'incertitudes comme les dimensions de la semelle, l'hétérogénéité.



graphique b

néité locale, la variabilité dans le temps, le rôle de l'eau, etc.

Notre but n'était pas de calculer la probabilité de ruine, mais de montrer que la prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres du sol induit des dispersions plus faibles de la capacité portante que celles trouvées par des calculs directs.

Cette moindre dispersion induit des probabilités de ruine beaucoup plus petites et nous ramènerait dans le domaine des phénomènes observés, en prenant en compte toutes les autres incertitudes.

Le coût ordinateur de la mise au point des procédures et des vingt-cinq cas étudiés a été environ de 50 000 francs.

BIBLIOGRAPHIE

- ALONSO E., KRIZEK R. (1975), *Stochastic formulation of soil properties*. Proc. 2nd I.C.A.S.P., vol. II, pp. 9-33, Aachen.
- ATHANASIOU-GRIVAS D., HARR M. (1977), *Reliability with respect to bearing capacity failures of structures on ground*. 9^e C.I.M.S.T.F., Tokyo 1977, C.R. 6^e session spéciale, 25 p. éd. École Centrale de Paris.
- AUBRY D. et FROU P. (1983), *Finite element analysis of the stochastic elastodynamic equation with special reference to earthquake loading*. Proc. 3rd I.C.A.S.P., vol. II, pp. 748-755, Sydney.
- BAGHERY S., MAGNAN J.P. (1983), *Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements des remblais du site expérimental de Cubzac-Les-Ponts*. L.C.P.C. Paris. Rapport de Recherches L.P.C., n° 122, 69 p.
- BENJAMIN J.R., CORNELL C.A. (1970), *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*. Mc Graw-Hill, New York.
- BOISSIER D. (1982), *Contribution à la prise en compte des interactions Sols-Fondations-Bâti dans la conception des bâtiments. Approche Probabiliste de la Sécurité*. Thèse D. Es. Sces. I.N.S.A., Lyon.
- BOULEFKHAD T. (1986), *Influence de la variabilité des propriétés des sols sur le calcul des tassements des fondations superficielles*. Thèse D. Ing. Univ. Clermont II.
- CAMBOU B. (1977), *L'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des roches traité par la méthode des éléments finis*. Revue Française de Géotechnique, juillet 1977, n° 1, pp. 55-64.
- DES CROIX Ph. (1980), *Intégration numérique d'une loi de comportement élastoplastique à deux seuils*. Thèse D. Ing. École Centrale de Paris.
- FAVRE J.L. (1972), *Pour un traitement par le calcul de probabilité et statistiques des problèmes de mécanique des sols*. Thèse D. 3^e cycle, univ. de Grenoble.
- FAVRE J.L. (1980), *Milieu continu et milieu discontinu : Mesure statistique indirecte des paramètres rhéologiques et approche probabiliste de la sécurité*. Thèse D. Es Sces., univ. P. et M. Curie, Paris.
- GENEVOIS B. (1984), *Rôle de la variabilité spatiale des paramètres de sol sur la capacité portante des fondations superficielles*. Thèse D. Ing. École Centrale de Paris.
- HASOFER A. et LIND N. (1974), *An exact and invariant first order reliability format*. Journal of Eng. Mech. Div. A.S.C.E., New York, 100, E.M.I., pp. 111-121.
- LUMB P. (1975), *Spatial variability of soils properties*. Proc. 2nd I.C.A.S.P., vol. II, pp. 397-422, Aachen.
- MC ANALLY P. (1983), *Reliability of the bearing capacity desing of shallow footing in the sands*. Proc. 4th I.C.A.S.P., vol. II, pp. 1545-1557, Firenze.
- MAHDAVI C. (1985), *Analyse probabiliste du comportement des sols et des ouvrages. Évaluation des risques dans les études géotechniques de tracés de remblais sur sols mous*. Thèse D. Ing. E.N.P.C., Paris.
- MAGNAN J.P. (1982), *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*. Presses E.N.P.C., Paris.
- MAGNAN J.P. et BAGHERY S. (1982), *Statistiques et probabilités en mécanique des sols — État des connaissances*. L.C.P.C. Paris. Rapport de Recherches L.P.C. n° 109, 191 p.
- MEYERHOF G.G. (1977), *Partial and total safety factors*. Rapport des organisateurs. Session spéciale n° 6 : L'approche probabiliste dans les études de Mécanique des Sols. 9^e C.I.M.S.T.F., Tokyo, 1977, vol. 3, pp. 503-505.
- MOIGN H. (1983), *La méthode des moments pour le calcul de la force portante des fondations*. Rapport de D.E.A., École Centrale de Paris.
- SCHULTZE E. (1977), *L'approche probabiliste dans les études de Mécanique des Sols*. Rapport des organisateurs. Session spéciale n° 6, 9^e C.I.M.S.T.F., Tokyo, vol. 3, pp. 501-503.
- VANMARCKE E. et FULEIHAN N. (1975), *Probabilistic prediction of levee settlements*. Proc. 2nd I.C.A.S.P., vol. II, pp. 175-190, Aachen.
- VANMARCKE E. (1977), *Probabilistic Modeling of Soils Profiles*. Journal of Geotech. Eng. Div. A.S.C.E. GT II, pp. 1227-1246.

étude des propriétés d'une argile sensible au pressiomètre autoforeur

study of the properties of a sensitive clay with the selfboring pressuremeter

Marius ROY

Professeur au département de Génie Civil, Université Laval*

Trinh le CHI THIEN

Ingénieur, Hydro - Québec**

Résumé

Le pressiomètre autoforeur, modèle français, a été utilisé pour étudier les propriétés de l'argile sensible du site de Saint-Alban. Dans cette étude on a examiné le fonctionnement de l'autoforage dans une argile sensible et évalué l'influence de certaines données de la procédure d'essais sur les paramètres mesurés.

L'essai au pressiomètre autoforeur permet de recueillir des informations reliées à la phase de mise en place de la sonde, comme la pression horizontale dans le sol et le coefficient k_0 et à la phase de mise en charge, comme les modules pressiométriques, la résistance au cisaillement non-drainé et la pression limite par l'intermédiaire de la courbe pression déformation.

Les résultats obtenus montrent que les propriétés mesurées au pressiomètre autoforeur sont en général différentes de celles mesurées au pressiomètre Ménard à cause de la technique de l'autoforage qui préserve les propriétés naturelles de l'argile.

Abstract

The French type selfboring pressuremeter has been used to study the properties of the sensitive Saint-Alban clay. In this study, one has examined the working action of the selfboring in a sensitive clay and evaluated the influence of particulate data of the test procedure on the measured properties.

The selfboring pressuremeter test allows to collect data during the selfboring phase as the horizontal pressure and the coefficient k_0 . During the loading phase, it is possible to get from the pressure deformation curve the pressuremeter modulus, the undrained shear strength and the limit pressure of the clay.

The results obtained indicate that the properties measured with the selfboring pressuremeter, in general are different from those measured with the Ménard pressuremeter because the selfboring technique preserves the natural properties of the clay.

* Cité universitaire, Québec, Canada, G1K-7P4.

** 855 Est Sainte-Catherine, Montréal, Québec, Canada, H2L-4P5.

1. INTRODUCTION

La détermination in situ des caractéristiques des argiles sensibles a fait l'objet de plusieurs travaux réalisés par l'université Laval, Québec, et c'est dans ce cadre que le pressiomètre autoforeur a été expérimenté sur le site bien connu de Saint-Alban.

La réalisation d'essais d'expansion cylindrique dans le sol a débuté avec les travaux préliminaires de KÖGLER (1933) et de MÉNARD (1957). Sur le plan théorique, les travaux de GIBSON et ANDERSON (1961), LADANYI (1963, 1972), SALENÇON (1966), VÉSIC (1972), BAGUELIN et al. (1972), PALMER (1972), PREVOST et HOEG (1975), DENBY et CLOUGH (1980) ont contribué au développement de cet essai et à populariser son usage. Sur le plan pratique, les problèmes associés à la mise en place de la sonde ont fait l'objet de certaines préoccupations comme le montrent les travaux de JÉZÉQUEL et al. (1968), réalisés dans divers types de sols en France, et de ROY et al. (1975) dans l'argile molle et sensible de Saint-Alban, Canada. Afin de surmonter les difficultés liées à la mise en place de la sonde, BAGUELIN et al. (1972) et WROTH et HUGHES (1973) ont présenté un nouvel outil de mesure connu sous le nom de pressiomètre autoforeur. Dans la mesure où cet outil s'annonçait prometteur, en limitant le remaniement que provoquait la mise en place traditionnelle de la sonde classique, nous avons poursuivi nos travaux en expérimentant le pressiomètre autoforeur mis au point en France au début des années 1970.

Les paramètres pressiométriques mesurés par autoforage ont donc fait l'objet d'une étude dont les résultats sont discutés dans le présent article. Il s'agissait d'examiner le fonctionnement de l'autoforage dans une argile molle et sensible, en modifiant la longueur de la sonde, le fluide du forage et la pression d'injection d'une part et certaines données de la procédure d'essais d'autre part, tels le temps de relaxation et la vitesse de mise en charge, afin d'en évaluer l'influence sur les paramètres mesurés. L'étude réalisée sur le même site au moyen du pressiomètre Ménard (ROY et al., 1975) nous a permis de comparer les résultats et de juger des avantages de l'autoforage.

2. RAPPEL DU PRINCIPE

Le principe du procédé d'autoforage étant maintenant bien connu (BAGUELIN et JÉZÉQUEL, 1973; AMAR et al., 1981), on se limitera à en faire un rappel simple. Un carottier à paroi mince, portant la cellule de mesure, est enfoncé dans le sol par autoforage, c'est-à-dire qu'il fait lui-même son trou. La carotte est détruite au fur et à mesure de la pénétration dans le terrain grâce à un outil désagrégateur et à l'injection d'un fluide sous pression. Une trousse coupante, biseautée vers l'intérieur, découpe le sol destiné à l'essai sans déplacement extérieur. Le sol intérieur est d'abord comprimé, remanié et entraîné par le liquide de forage, de l'intérieur de l'appareil jusqu'à la surface du terrain. Le sol extérieur, durant la phase de mise en place, est uniquement soumis aux frottements latéraux le long des flancs de la sonde. Pour respecter cette condition, la membrane constituant la cellule de mesure est située dans le prolongement de la trousse coupante. Contrai-

rement à ce que nous retrouvons sur la sonde Ménard, la cellule de mesure ne comporte pas de cellules de garde.

3. PROGRAMME D'ESSAIS

3.1. Appareillage

Le pressiomètre autoforeur utilisé est de la première génération développée en France et est constitué essentiellement d'une sonde autoforeuse, d'un contrôleur pression volume (C.P.V.) relié à la sonde par des tubulures et d'un bâti de fonçage. Une description relativement détaillée en a été donnée par BAGUELIN et JÉZÉQUEL (1973). On fera le rappel des quelques détails technologiques suivants :

- le corps de la sonde est formé d'un carottier à paroi mince de 89 mm de diamètre et de 81 cm de longueur, dans lequel on retrouve la cellule de mesure, de longueur égale à 2,2 diamètres, et l'outil désagrégateur et d'injection. Une sonde de même diamètre et de 108 cm de longueur a également fait l'objet d'essais dans trois sondages ;
- la membrane constituant la cellule de mesure est située dans le prolongement de la trousse coupante biseautée vers l'intérieur. Aucune mesure de pression interstitielle était disponible au niveau de la membrane ;
- le contrôleur pression-volume (C.P.V.) comprend un ensemble cylindre-piston d'une capacité de 200 cm³ et un tableau de raccordement et de mesure ;
- le bâti de fonçage est équipé d'une tête de rotation et d'injection du fluide de forage.

3.2. Site d'essai

Les essais au pressiomètre autoforeur ont été réalisés sur le site expérimental de la Section de géotechnique de l'université Laval, situé dans la localité de Saint-Alban, à 80 km à l'ouest de la ville de Québec, sur la rive nord du fleuve Saint-Laurent.

Le profil type du sol de Saint-Alban est présenté sur la figure 1. Il se compose d'une croûte d'argile raide altérée de 1,5 m d'épaisseur, de 8,2 m d'argile silteuse molle et sensible, d'origine marine, de 3,7 m de silt argileux mou et d'une couche profonde de sable, qui s'étend de 13,4 à 25 m de profondeur. L'argile molle et sensible possède une résistance au cisaillement non-drainé, mesurée au scissomètre, qui varie de 10 KPa à 2 m jusqu'à 30 KPa à une profondeur de 10 m. Les résultats des études antérieures (LAROCHELLE et al., 1974; TAVENAS et al., 1975) montrent que le dépôt est relativement homogène et que l'argile a subi une quasi-préconsolidation due à la consolidation secondaire et au vieillissement du dépôt. Ceci explique pourquoi l'on retrouve un degré de surconsolidation de l'ordre de 2,2.

Afin de permettre une comparaison avec les résultats obtenus au pressiomètre Ménard, les essais ont été effectués dans une zone rectangulaire de 15 m × 7,5 m adjacente à la zone dite Ménard (ROY et al., 1975).

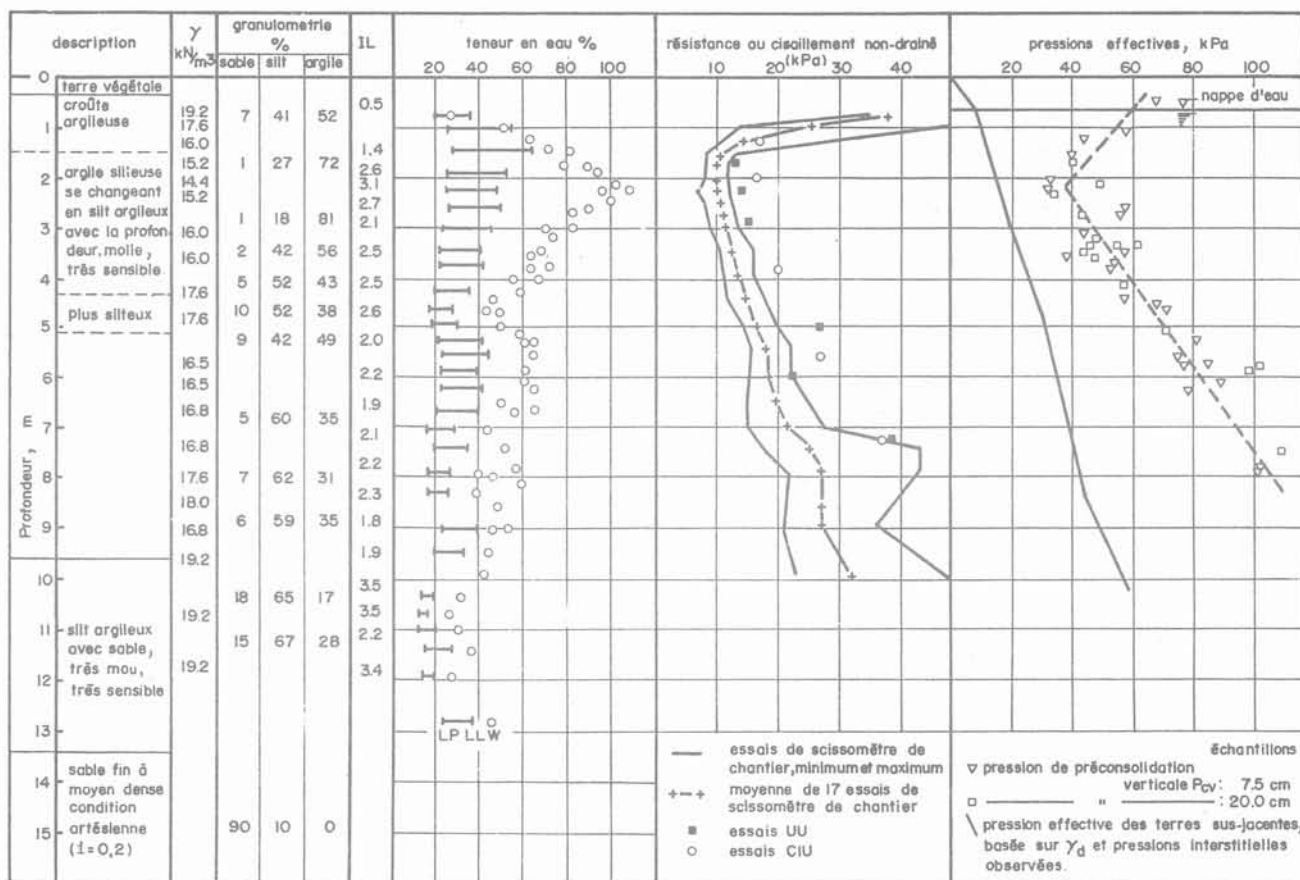


Fig. 1. — Profil des propriétés géotechniques du sol de Saint-Alban.

3.3. Campagne d'essais

En même temps que l'on cherchait à mesurer les caractéristiques pressiométriques de l'argile de Saint-Alban, on a voulu vérifier l'influence de certains éléments du mode opératoire susceptibles d'influencer les résultats de l'essai.

Lors de la mise en place de la sonde par autoforage, il nous est apparu nécessaire d'examiner comment le fluide de forage ainsi que la pression d'injection du fluide pourraient influencer la qualité du sol au contact sol-sonde et, de ce fait, la mesure des paramètres pressiométriques. On a donc utilisé une pompe centrifuge pour la réalisation de huit profils de forage, alors qu'une pompe manuelle a servi à l'établissement de deux profils supplémentaires. Quant aux fluides de forage, l'expérience acquise avec le pressiomètre Ménard (ROY et al., 1975) nous a conduits à retenir une bentonite de densité faible (1,04) pour l'établissement de neuf profils, tandis que l'eau a servi pour un seul profil. De plus, une sonde plus longue d'environ 27 cm a été expérimentée dans trois profils supplémentaires. Cette sonde longue a été réalisée en allongeant les parties inférieure et supérieure de la sonde sans modifier la longueur de la cellule de mesure.

Le système de mise en charge de notre appareil est du type « déformation contrôlée ». Deux points particuliers

ont été examinés durant la campagne d'essais ; le temps de relaxation et la vitesse de mise en charge. Le temps de relaxation généralement retenu a été de 2 heures et plus pour neuf profils, comparativement à une durée de 10 minutes pour un autre profil. Des vitesses de mise en charge de 6, 12, 20 et 36 cm³/min ont été utilisées dans la réalisation des treize profils pressiométriques. Le tableau 1 résume l'ensemble des données utilisées et fournit la légende d'identification des profils qui seront présentés et discutés ci-après.

Afin d'établir la pression nette exercée par la sonde sur la paroi du forage, nos mesures ont été corrigées pour tenir compte de l'inertie de la membrane et de la hauteur piézométrique. Devant les faibles pressions nécessaires pour amener l'argile jusqu'à la rupture, aucune correction de volume n'a été introduite pour prendre en compte la dilatation des tubulures Rilsan sous l'influence des pressions internes.

4. CARACTÉRISTIQUES DES RÉSULTATS DE LA MESURE

L'essai pressiométrique par autoforage permet de recueillir des informations lors des phases de mise en place et de mise en charge.

4.1. Phase de mise en place

La phase de mise en place de la sonde par autoforage s'effectue à volume constant, ce qui permet d'observer la pression dans la cellule de mesure pendant l'autoforage. Au niveau de l'essai, après l'arrêt de l'autoforage, on observe à volume constant, la variation de la pression en fonction du temps pour établir la courbe de relaxation, comme indiqué sur la figure 2.

Cette courbe type indique une diminution rapide de la pression durant la première heure qui suit l'arrêt de l'autoforage et, en général, une stabilisation complète de la pression après 2 heures de relaxation. Cette phase de relaxation permet la dissipation des pressions interstitielles qui peuvent être générées lors de l'autoforage. Bien que la durée normale soit de l'ordre d'une demi-heure à une heure (JÉZÉQUEL, 1982), nous croyons que la mise en œuvre de la sonde dans notre argile a pu nécessiter une période plus longue spécialement avec la sonde courte. Beaucoup d'essais ont été poursuivis jusqu'à plus de 10 heures afin de s'assurer de la stabilisation complète de la pression à volume constant. La valeur finale de cette pression, sans aucune autre interprétation et ou correction (LACASSE et LUNNE, 1982), correspond à la pression totale horizontale des terres au repos.

Pression horizontale

La figure 3 représente les profils minimum, moyen et maximum de la pression horizontale obtenue au moyen d'une technique d'autoforage similaire. Il s'agit d'un autoforage à la boue réalisé avec la sonde courte, activée au moyen d'une pompe centrifuge, accompagné d'une période de relaxation de 2 heures et plus.

On observe une zone relativement étroite qui montre bien que le dépôt est assez homogène et que P_{oh} croît quasi linéairement avec la profondeur. La valeur moyenne de P_{oh} croît de 32 KPa à 191 KPa respectivement entre 1,45 et 9,45 m de profondeur. La dispersion des résultats indique des écarts de 4 à 13 % entre les valeurs minimale ou maximale et la moyenne. Comme ces résultats proviennent de six sondages, on peut en déduire que cette technique est relativement bonne et efficace pour assurer une reproductibilité des résultats.

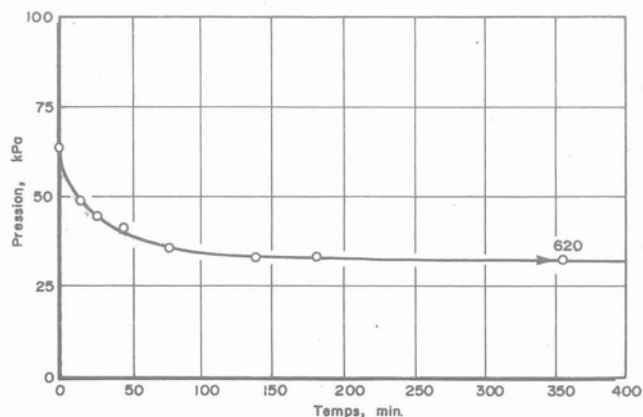


Fig. 2. — Courbe type de relaxation, argile de Saint-Alban.

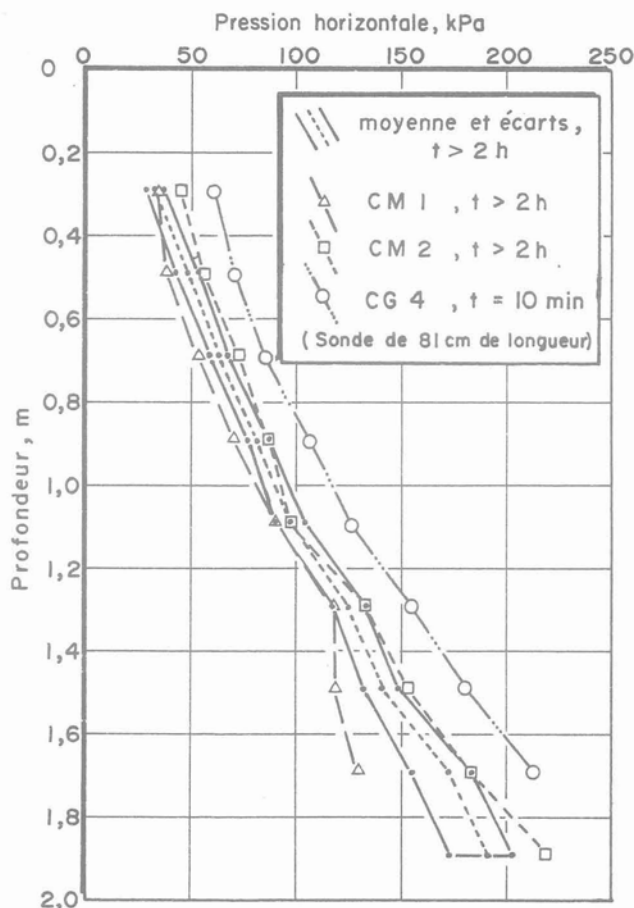


Fig. 3. — Pression horizontale des terres au repos mesurée par autoforage : sonde courte.

Dans le but de mesurer l'influence de la durée de la période de relaxation sur les propriétés mesurées de l'argile, le profil CG4 a été réalisé après une période de relaxation de seulement 10 minutes. Comme le montrent les résultats présentés sur la figure 3, on distingue, dans ce cas, une nette différence dans les valeurs de P_{oh} mesurées, soit une augmentation moyenne de 34 % définie par le rapport $P_{oh}(10 \text{ min})/P_{oh}(2 \text{ h})$. Si les valeurs mesurées après 10 minutes sont maintenant comparées aux P_{oh} mesurés après 10 heures, l'augmentation passe à 35 %. Ceci montre bien qu'en général la période de relaxation pour cette argile est approximativement de 2 heures, comme représenté sur la courbe de la figure 2.

Les résultats des deux profils obtenus par un autoforage à la boue activée par une pompe manuelle sont également comparés aux résultats précédents sur la figure 3. On observe que les résultats sont influencés par le débit d'injection du fluide de forage. Suite aux observations faites sur le terrain et à l'analyse des résultats, on peut en déduire qu'une mauvaise circulation du fluide de forage peut créer des surpressions au fond du forage, ce qui peut avoir pour conséquence un refoulement et un remaniement du sol extérieur. Il apparaît, tout au moins, que ces deux profils contribuent à élargir très nettement la zone des résultats précédents, ce qui montre qu'une certaine inefficacité se

dégage à l'usage d'un débit d'injection trop faible et probablement irrégulier.

Les résultats du profil C.G.E. obtenus en utilisant l'eau comme fluide de forage, indiquent que l'eau rend l'autoforage moins performant, les valeurs de la pression horizontale étant erratiquement distribuées tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la zone établie à l'aide de l'autoforage à la boue légère.

Les résultats obtenus avec la sonde longue sont montrés sur la figure 4 et comparés avec les résultats précédents obtenus avec la sonde courte. A faible profondeur les résultats sont relativement voisins alors qu'au-delà de 4 mètres une nette différence distingue les deux séries de résultats. Compte tenu du fait que la procédure de mise en place de la sonde a été identique dans tous les cas, il faut retenir que c'est un effet longueur de sonde qui influence les résultats. Retenant que le motif justifiant ce changement de géométrie visait à réduire la vibration au niveau de la sonde par une plus grande surface au contact avec la paroi du forage, il y a lieu de croire que ce phénomène a une influence sur la mesure des conditions initiales du sol.

Les vibrations causent certainement une génération plus importante des pressions interstitielles, ce qui explique que le temps de relaxation nécessaire à stabiliser la pression après l'arrêt de l'autoforage est beaucoup plus long que celui obtenu par JÉZÉQUEL (1982).

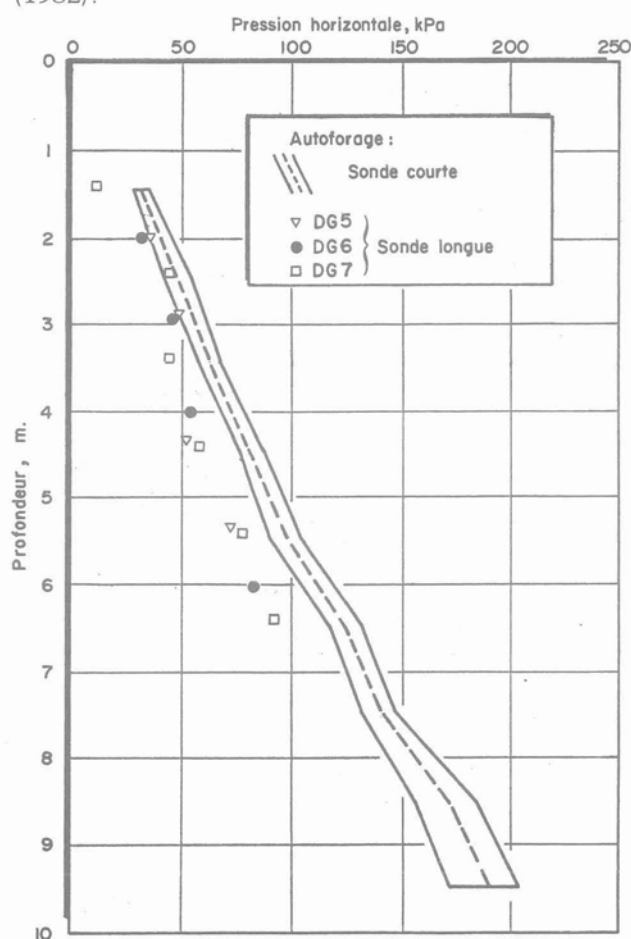


Fig. 4. — Pression horizontale des terres au repos mesurée par autoforage : sonde courte vs sonde longue.

La figure 5 représente, pour le site de Saint-Alban, les valeurs des pressions horizontales obtenues en pressiomètre autoforeur et au pressiomètre Ménard. Les essais au pressiomètre Ménard (ROY et al., 1975) ont été réalisés dans un forage spécialement préparé à l'aide d'une tarière motorisée à injection de boue. On constate que les résultats d'essais provenant de la technique d'autoforage avec la sonde courte sont nettement différents de la technique d'autoforage avec la sonde longue ou de la tarière motorisée. Pour ces deux techniques, la densité de la boue était la même. On observe que les pressions horizontales mesurées avec le pressiomètre Ménard sont inférieures d'environ 15 à 20 % par rapport à celles obtenues par autoforage avec la sonde courte et tout à fait comparables avec celles obtenues avec la sonde longue. Il apparaît donc que la sonde courte accompagnée de vibrations non-négligeables influencent grandement les résultats de la pression horizontale. Les valeurs élevées obtenues avec la sonde courte semblent inacceptables et nous analyserons cette conséquence sur l'évaluation du coefficient k_0 .

Coefficient k_0

La mesure de la pression horizontale des terres permet de passer au calcul du coefficient k_0 par le rapport P'_{oh}/P'_{ov} . Pour le site de Saint-Alban, les valeurs de P'_{ov} ont été déterminées d'après le profil des poids volumiques

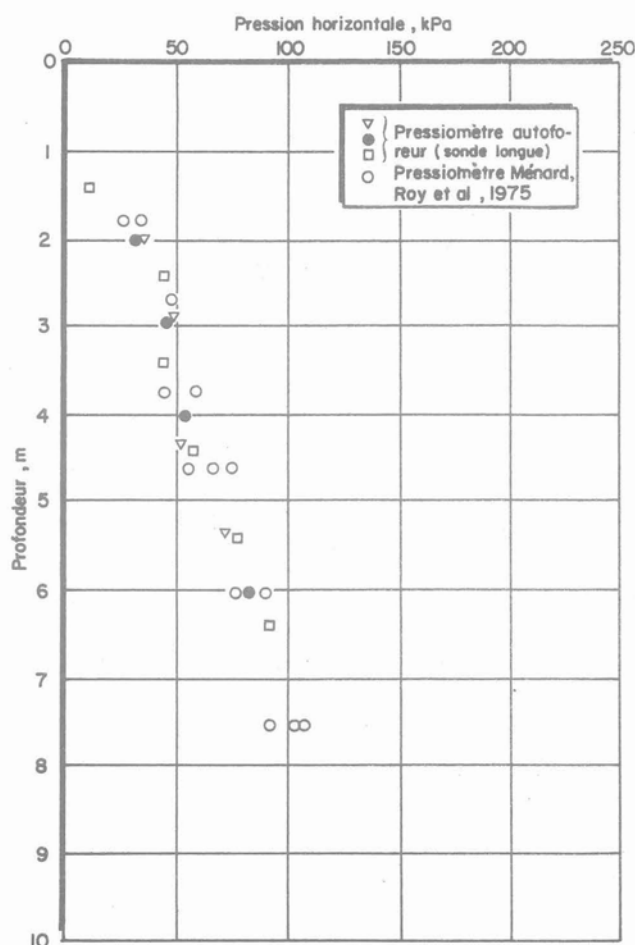


Fig. 5. — Pression horizontale des terres au repos : pressiomètre autoforeur (sonde longue) et pressiomètre Ménard.

représenté sur la figure 1, en tenant compte du niveau de la nappe située à 0,6 m de profondeur, et du gradient hydraulique ascendant de 0,2. Les coefficients k_0 , calculés pour les essais réalisés avec la sonde courte et à la boue légère activée par pompe centrifuge varient entre 1,3 et 1,7 avec une moyenne d'environ 1,5. Comme il fallait s'y attendre, ces valeurs de k_0 sont nettement trop élevées et démontrent que cette série d'essais n'était pas adéquate pour mesurer la pression horizontale du sol en place.

Quant aux résultats de k_0 calculés des poussées horizontales mesurées avec la sonde longue, ils sont présentés sur la figure 6. Pour fin de comparaison les valeurs de k_0 obtenues sur le site de Saint-Alban au moyen du pressiomètre Ménard (ROY et al., 1975), par fracturation hydraulique et au moyen de cellules de contrainte totale (TAVENAS et al., 1975) sont également représentées sur la figure 6. Dans la partie supérieure du dépôt, c'est-à-dire entre 1,5 et 5 m de profondeur, les valeurs de k_0 , calculés par ces différentes techniques de mesure sont en général du même ordre de grandeur, bien que la limite inférieure soit constamment obtenue pour le pressiomètre Ménard. Entre 5 et 7,5 m de profondeur, les résultats obtenus par autoforage et au pressiomètre Ménard sont systématiquement plus faibles que ceux obtenus au moyen des autres techniques. Dans l'ensemble les valeurs de k_0 sont voisines de l'unité immédiatement sous la croûte et décroissent graduellement à une valeur moyenne de 0,6 à la profondeur de 7,5 m.

4.2. Phase de mise en charge

Lorsque la pression horizontale des terres au repos est atteinte, suite à la période de relaxation, on est en mesure d'effectuer l'essai d'expansion non drainée à déformation contrôlée. De cette seconde phase de l'essai on est en mesure de déduire, à partir de la

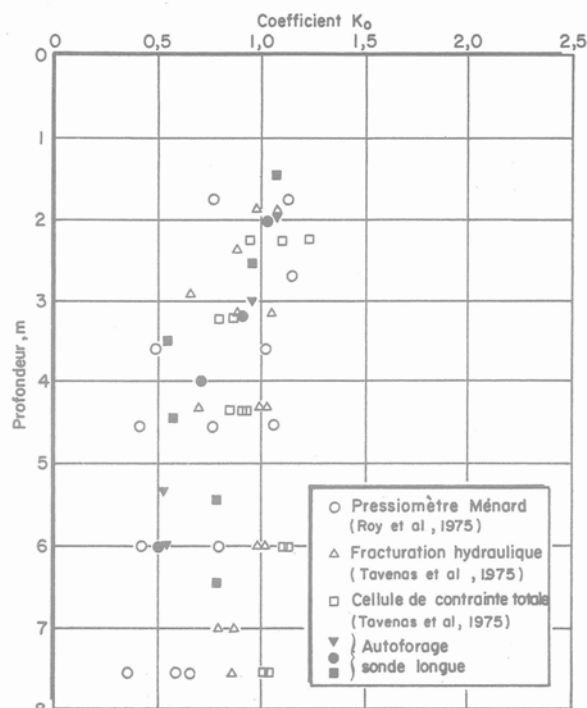


Fig. 6. — Coefficient K_0 obtenu par différentes méthodes.

courbe pression-déformation, les modules pressiométriques, la résistance au cisaillement non drainé ainsi que la pression limite de l'argile.

Dans nos essais à déformation contrôlée, la vitesse d'expansion standard a été fixée à 20 cm³/min. Cependant, comme la vitesse peut influencer le résultat expérimental, trois profils ont été réalisés avec la sonde courte à des vitesses de 6, 12 et 36 cm³/min, respectivement (voir tableau I).

Tableau I. — Liste des caractéristiques de forage et d'essai retenues pour chacun des forages.

Forage	Fin du forage (m)	Fluide de forage	Mode d'injection	Temps de relaxation	Vitesse d'essai (cm ³ /min)
CM1	7,45	bentonite	manuel	> 2 heures	20
CG1	9,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	20
AG	9,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	6
CG2	9,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	20
CG3	9,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	20
BG	9,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	12
CM2	9,45	bentonite	manuel	> 2 heures	20
DG	8,45	bentonite	centrifuge	> 2 heures	36
CGE	8,45	eau	centrifuge	> 2 heures	20
CG4	8,45	bentonite	centrifuge	10 minutes	20
DG5	5,40	bentonite	centrifuge	> 2 heures	36
DG6	6,10	bentonite	centrifuge	> 2 heures	36
DG7	6,40	bentonite	centrifuge	> 2 heures	36

Légende : Les indices A, B, C, D désignent respectivement les vitesses d'essai de 6, 12, 20 et 36 cm³/min. Les indices M et G désignent respectivement la pompe manuelle et la pompe centrifuge électrique. L'indice E désigne l'eau comme fluide de forage.

Courbe pression-déformation

Une courbe type d'expansion non drainée obtenue dans l'argile de Saint-Alban est présentée sur la figure 7. On observe le point de départ, correspondant à la pression horizontale des terres au repos, suivi d'une courbe concave sans partie linéaire qui se termine, en principe, par la mesure de la pression limite. Les courbes d'expansion qui ne font apparaître aucun point d'inflexion, indiquent raisonnablement bien que le point de départ de la courbe correspond à la pression horizontale discutée précédemment.

Modules pressiométriques : Selon les travaux de BAGUELIN, JÉZÉQUEL et SHIELDS (1978), deux modules de cisaillement sont définis sur la courbe d'expansion, soit G_{po} , le module initial tangent, et G_{ps} , le module sécant. Ce dernier module est calculé à partir du point représentant la rupture (déviateur maximum), comme on le montre sur la figure 7. Les modules de déformation pressiométriques E_o et E_s sont alors calculés à l'aide de la relation

$$E = 2(1 + \lambda) G_p$$

où λ est le coefficient de Poisson.

— **Résistance au cisaillement :** Les données de la courbe d'expansion (pression-déformation), permettent par différenciation de retrouver la loi de cisaillement :

$$\tau = f(\varepsilon_o) = \varepsilon_o(dF/d\varepsilon_o) (1 + \varepsilon_o) (1 + \varepsilon_o/2)$$

où ε_o est la déformation circonférentielle au contact de la sonde et F l'équation de la courbe d'expansion. La méthode de dérivation retenue pour notre interprétation est celle qui utilise cinq points (BAGUELIN et al., 1972). La loi de cisaillement dérivée de la courbe d'expansion (fig. 7) est montrée sur la figure 8 comme un exemple type tiré de nos essais.

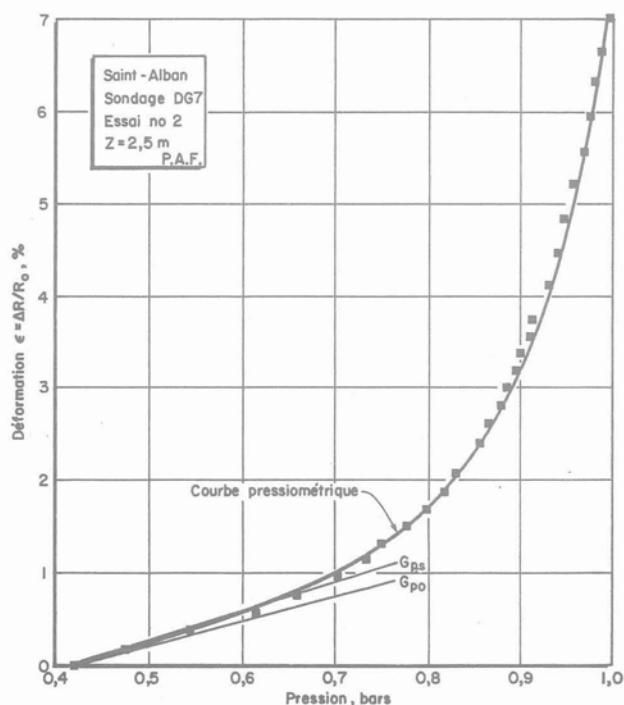


Fig. 7. — Courbe type pression-déformation mesurée au pressiomètre autoforeur.

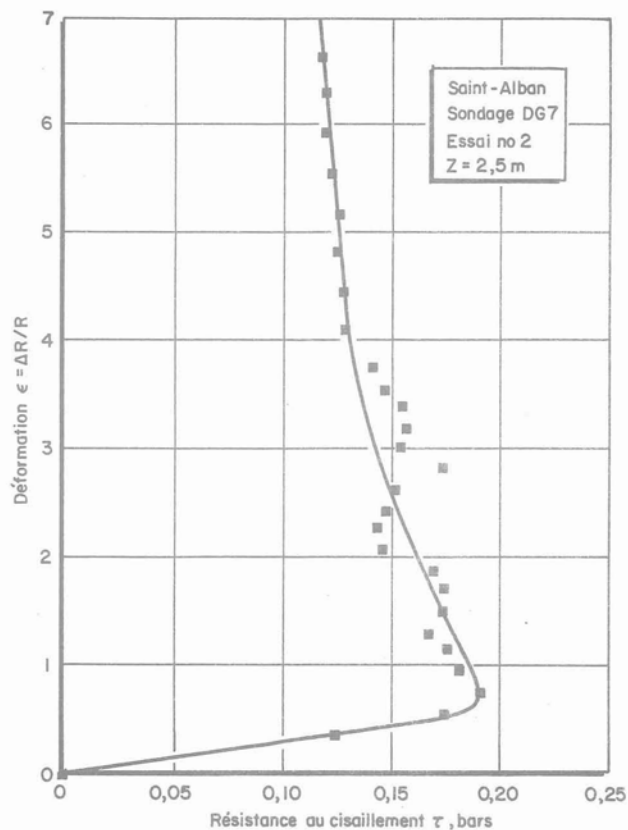


Fig. 8. — Courbe type contrainte déformation dérivée de la courbe d'expansion.

— **Pression limite :** La pression limite est la pression exercée sur la paroi de la cavité lorsque l'expansion tend vers l'infini. A cause des limitations de l'expansion, lors de la réalisation des essais, la valeur de la pression limite peut être déterminée par l'une des quatre méthodes suivantes : la méthode semi-logarithmique (GIBSON et ANDERSON, 1961), la méthode conventionnelle de Ménard, la méthode bi-logarithmique (LEMÉE, 1973) ainsi que la méthode de la courbe inverse (VAN WANBEKE et d'ENRICOURT, 1971). Selon les résultats de JUNEAU (1975), ces méthodes conduisent à déterminer la pression limite avec un écart de 12 %, la méthode de Ménard (lorsque le volume initial est doublé) fournissant la valeur minimale et GIBSON et ANDERSON la valeur maximale.

Modules pressiométriques

Le module initial tangent E_o et le module sécant E_s au point de rupture sont représentés sur la figure 9. Dans la mesure où l'effet de la vitesse de déformation n'a pas été perçu dans les calculs des modules, probablement à cause du petit domaine de variation étudié (de 6 à 36 cm³/min), les résultats obtenus dans les forages à la boue activée par une pompe centrifuge sont regroupés pour définir les profils de modules calculés des résultats d'essais obtenus des sondes courte et longue. On montre qu'avec la sonde courte la moyenne du module initial tangent E_o varie de 8 à 39 MPa entre les profondeurs de 2 et 9 m, alors que la moyenne du module sécant passe de 5,5 à 24,7 MPa entre les mêmes pro-

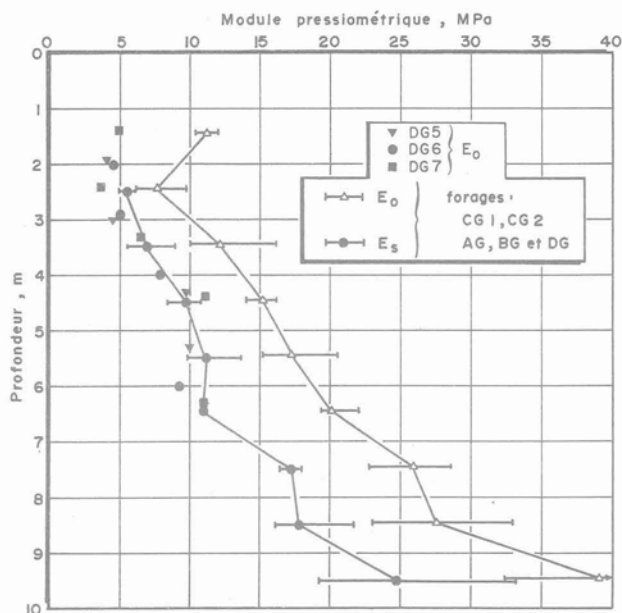


Fig. 9. — Modules pressiométriques déduits des courbes pression-déformation.

fondeurs. Sur la figure 9 on présente également les résultats obtenus avec la sonde longue. Les valeurs du module initial tangent sont plus faibles et varient de 3,4 à 11,1 MPa entre les profondeurs de 2 et 5 m. Ces derniers résultats nous apparaissent plus valables compte tenu des explications fournies dans la section précédente.

La figure 10 montre les résultats obtenus dans les forages C.M.1, C.M.2 et C.G.E. réalisés respectivement à la boue activée manuellement et à l'eau activée à la pompe centrifuge. Notre comparaison se limite au module initial tangent, compte tenu des difficultés rencontrées avec ces techniques de forage. On observe que la moyenne pour les forages C.M.1 et C.M.2 est, en général, plus faible que la moyenne obtenue dans les forages précédents. Ceci découle du fait qu'avec une circulation activée manuellement on n'arrive pas à dégager entièrement l'argile remaniée à l'intérieur de la trousser coupante et que des surpressions et du refoulement se produisent pendant l'autoforage. Ces résultats sont en accord avec les résultats précédents portant sur la pression horizontale des terres au repos. Également sur cette figure, on présente le profil des modules calculés avec les résultats du forage C.G.E. Dans ce cas, le module étant en général plus élevé, on peut en déduire que l'eau n'est pas un fluide approprié pour réussir l'autoforage dans les argiles.

Les résultats du forage C.G.4, réalisé avec un temps de relaxation de 10 minutes, ont été analysés mais il n'a pas été possible d'en tirer des valeurs de module.

La comparaison des modules pressiométriques E_0 , E_s , obtenus par autoforage (sonde longue), et E_m , obtenus par les différentes techniques de mise en place de la sonde Ménard (ROY et al., 1975), est présentée sur la figure 11. Tout d'abord, les résultats obtenus avec la sonde Ménard ont été réalisés avec différentes techniques de forage qui se différencient principalement par le rapport $\frac{\phi_2}{\phi_1}$, correspondant respectivement aux dia-

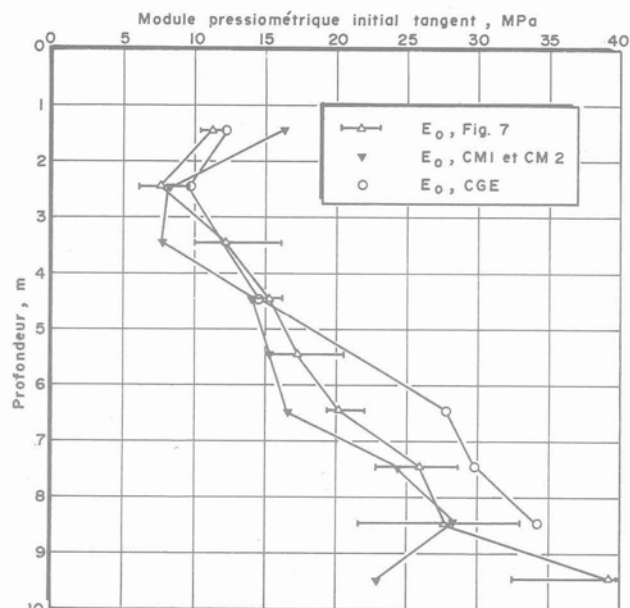


Fig. 10. — Comparaison des modules pressiométriques initiaux tangents en fonction du mode d'injection et du fluide de forage.

mètres du forage et de la sonde Ménard. Pour un autre profil, la sonde Ménard a été vérinée directement dans le sol, avec une période de relaxation suffisamment longue pour dissiper les surpressions interstitielles de fonçage.

On observe que le profil A de E_m est obtenu lorsque $\frac{\phi_2}{\phi_1}$ est plus grand que l'unité, le diamètre du forage

étant alors plus grand que celui de la sonde. Avec ce procédé traditionnel, une zone mince remaniée peut exister dans la paroi et celle-ci a pu fluer avant la phase de mise en charge. Dans le cas où $\frac{\phi_2}{\phi_1} = 1$, les diamètres sont égaux et les modules sont plus élevés de 60 % à 100 % comme le montre le profil B. Lorsque le rapport $\frac{\phi_2}{\phi_1}$ est inférieur à l'unité, la sonde est mise en

place dans une cavité de diamètre plus faible que celui de la sonde. Il y a donc eu un léger refoulement de la paroi de la cavité avant de procéder à la mise en charge du sol. Dans ce dernier cas, également, il a pu y avoir fluage de la paroi avant la mise en place de la sonde. On observe dans ce cas une nette augmentation du module E_m , (profil C) par rapport au cas précédent. Ces trois cas montrent bien que la technique utilisée pour mettre en place la sonde Ménard impose un cheminement de contraintes qui diffère et qu'en conséquence la valeur du module de déformation peut varier de 100 à 150 %.

Le profil D, réalisé en fonçant directement la sonde dans l'argile, avec une période de relaxation avant la mise en charge, se dégage nettement des trois précédents. L'écart avec le profil A est d'environ 340 % dans la partie supérieure du dépôt et monte jusqu'à plus de 700 % dans sa partie inférieure. Il est important de préciser que le profil D correspond à des valeurs de modules d'une argile remaniée-reconsolidée en place autour de la sonde pressiométrique.

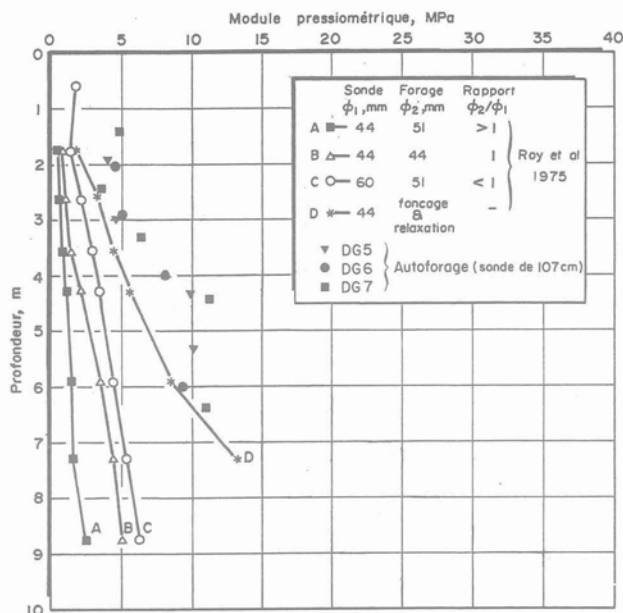


Fig. 11. — Comparaison des modules pressiométriques : autoforage vs pressiomètre Ménard.

Les valeurs du module initial tangent obtenues des essais réalisés au pressiomètre autoforeur (sonde courte) sont comparées sur la figure 11 à toutes les autres mesures. On observe une nette différence entre tous ces profils, l'autoforage assurant une mesure plus appropriée du module de déformation.

Les résultats précédents montrent bien que plusieurs facteurs influencent la courbe d'expansion et les paramètres qui en découlent. Principalement, la variation du rapport $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ introduit des cheminements de

contraintes différents, fonction de la technique de mise en place de la sonde. Également, la présence d'une zone annulaire remaniée autour de la sonde pressiométrique conduit à une réduction importante du module, comme le montrent nos résultats. Le problème de la mise en place de la sonde, aussi discuté par LAW et EDEN (1980) et GIONNA et al. (1982), est donc très important et mérite une plus grande attention de la part des chercheurs.

Résistance au cisaillement

Les profils de résistance au cisaillement ont été calculés pour la plupart des forages identifiés dans le tableau I, le forage C.G.E. étant exclu. Afin d'identifier du mieux possible l'effet de la vitesse, les résultats sont présentés en tenant compte de cet aspect et de la technique de l'autoforage. De plus, il est important de préciser que les résultats obtenus avec les deux sondes sont comparables à une vitesse de cisaillement identique.

La figure 12, qui résume tous les résultats, montre que la technique de circulation du fluide de forage (C.M. 1, C.M. 2 vs C.G. 1, C.G. 2) n'a pas un effet très marqué sur la valeur de la résistance et que la dispersion observée peut être associée aux variations naturelles du dépôt. Quant à l'effet de la vitesse de déformation, on peut observer une tendance générale montrant une légère diminution de la résistance avec la vitesse croissante. Compte tenu du nombre limité d'essais aux

vitesse de 6, 12 et 36 cm^3/min , il faut être prudent dans l'interprétation et se limiter à parler de tendance.

Les résultats du profil C.G.4, également représentés sur la figure 12, montrent bien que la résistance au cisaillement est systématiquement plus faible à cause de la période de relaxation limitée à 10 minutes avant l'essai d'expansion. Il est bien montré par ce résultat qu'il faut attendre la stabilisation complète de la pression horizontale avant de débiter la phase de mise en charge du sol.

Si l'on retient que la vitesse de déformation normale est voisine de 20 cm^3/min et que l'on regroupe les résultats obtenus à cette vitesse, exception faite du profil C.G.4, la résistance au cisaillement varie de 20 kPa à 60 kPa respectivement entre 1,5 et 9,5 m de profondeur. Ce profil moyen sera utilisé pour établir une comparaison avec les résultats obtenus avec le pressiomètre Ménard.

Les travaux de ROY et al. (1975) ont montré que la résistance au cisaillement obtenue au pressiomètre Ménard peut varier suivant que l'on retient comme base d'interprétation les théories de la première génération (MÉNARD, 1957; GIBSON et ANDERSON, 1961) ou celles de la deuxième génération (LADANYI, 1972; PALMER, 1972 et BAGUELIN et al., 1972). Pour fin de comparaison, les résultats obtenus selon MÉNARD sont présentés sur la figure 13. De plus, sur la même figure on a reproduit les résultats obtenus au scissomètre d'une part et au pressiomètre

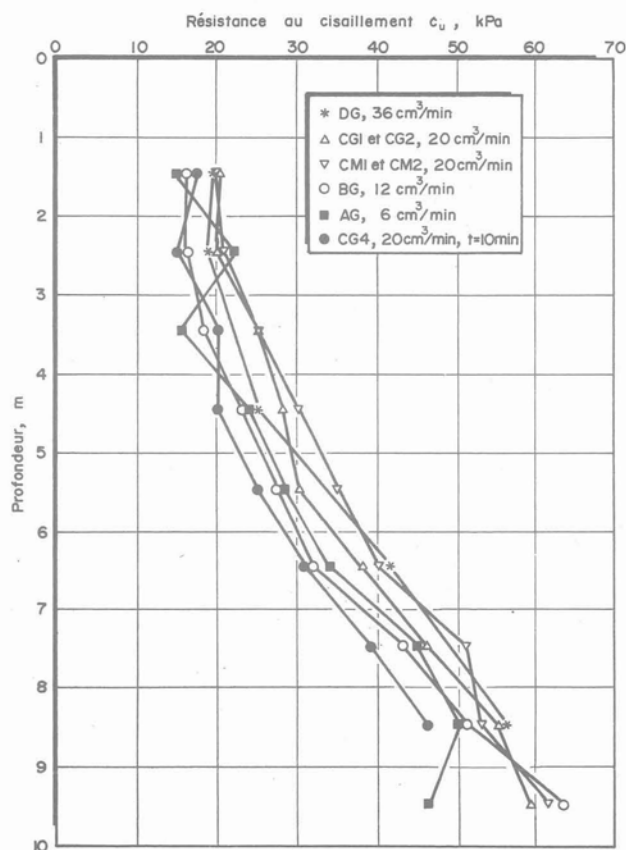


Fig. 12. — Résistance au cisaillement non drainé obtenue au pressiomètre autoforeur.

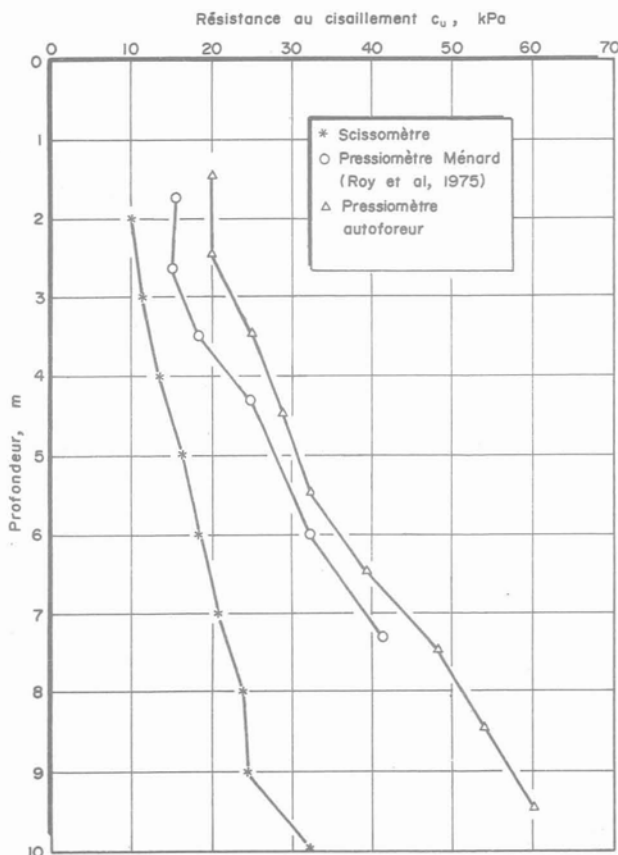


Fig. 13. — Résistance au cisaillement non drainé obtenue au moyen de différentes techniques d'autoforage.

autoforeur d'autre part. On observe que la technique d'autoforage conduit à des résultats nettement plus élevés de la résistance au cisaillement, soit de 8 et 35 % plus élevés que ceux de Ménard et de 100 % à 180 % plus élevés que ceux du scissomètre.

Dans le but de comparer les résistances au cisaillement mesurées à l'autoforage à celles mesurées dans un appareil en déformation plane, nous avons réalisé deux séries d'essais du type CAU. Dans une première série les essais ont été cisailés dans la direction verticale alors que dans la deuxième série les essais l'ont été dans la direction horizontale. La figure 14 indique la position de l'échantillon au moment du prélèvement ainsi que celle occupée au moment de le soumettre à un cisaillement horizontal dans l'appareil à déformation plane. Les valeurs de k_0 retenues pour la consolidation anisotrope sont celles calculées des essais par autoforage avec la sonde longue.

Les résultats présentés sur la figure 15 montrent que les essais CAU cisailés verticalement donnent les résistances les plus faibles, lesquelles se comparent très bien avec les résistances du scissomètre de chantier (fig. 13). Quant aux résultats des essais CAU cisailés horizontalement, ils se rapprochent des résistances obtenues par autoforage tout en y demeurant plus faibles d'environ 20 %. Toutefois, ces mêmes résultats CAU se comparent relativement bien avec les résultats obtenus au pressiomètre Ménard (fig. 13). Des résultats d'essais triaxiaux CAU, également montrés sur la figure 15, indiquent que ce profil de résistance est supérieur aux profils des essais CAU en déformation plane.

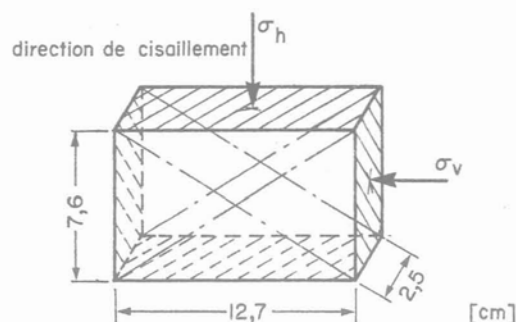
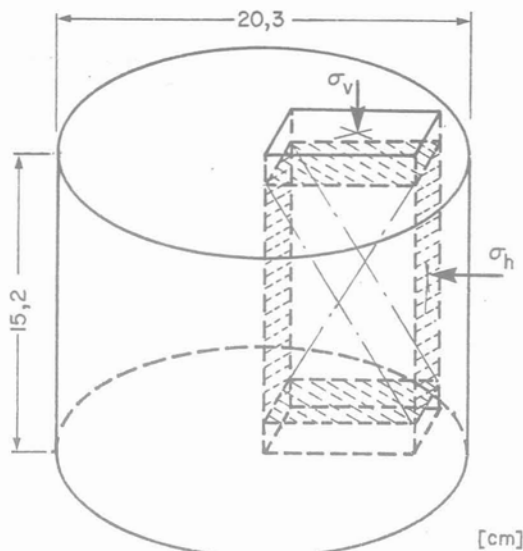


Fig. 14. — Découpage et montage de l'échantillon sollicité horizontalement dans l'appareil à déformation plane.

L'ensemble des résultats de la résistance au cisaillements montre bien la variation possible de celle-ci en fonction de la nature de l'essai. Les essais CAU en déformation plane et CAU au triaxial donnent des résistances qui sont relativement près de celles obtenues par autoforage.

Pression limite

Les pressions limites, évaluées selon les méthodes identifiées précédemment sont représentées sur la figure 16 pour l'ensemble des forages du programme réalisé. La pression limite moyenne varie de 125 kPa à 450 kPa entre les profondeurs de 1,5 et 9 m. Ces résultats indiquent que les méthodes d'interprétation amènent une certaine dispersion dans les résultats de la pression limite. La limite inférieure de la zone est fournie par la méthode de la courbe inverse (VAN WANBEKE et d'ENRICOURT, 1971) et la limite supérieure

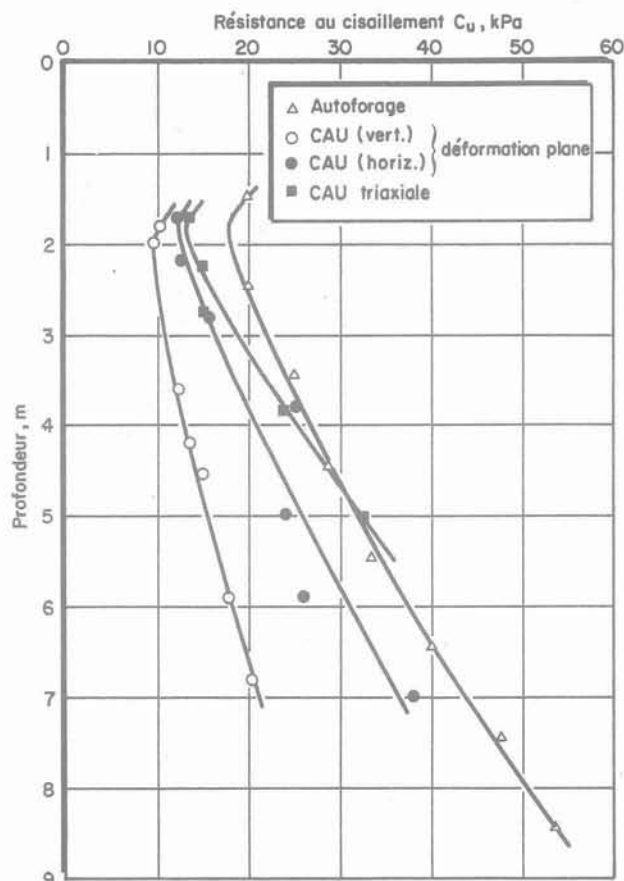


Fig. 15. — Comparaison des résistances au cisaillement mesurées en laboratoire et in situ.

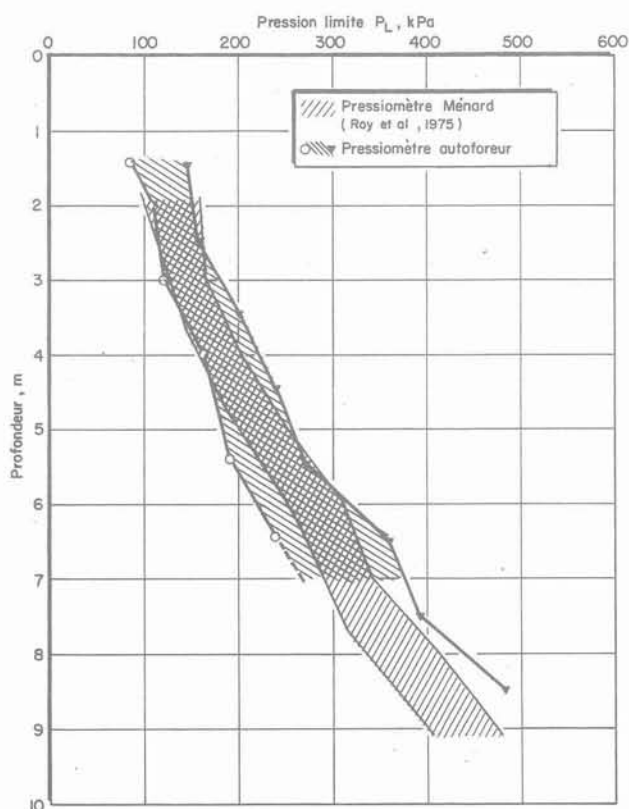


Fig. 16. — Pression limite mesurée sur le site de Saint-Alban.

par la méthode de GIBSON et ANDERSON, 1961. Ce paramètre demeure facile à obtenir et, dans un dépôt d'argile comme celui de Saint-Alban, la reproductibilité de la mesure en général ne pose pas de problème.

Sur la figure 16 sont également représentées les valeurs des pressions limites mesurées au pressiomètre Ménard (méthode de MÉNARD). L'importance de la plage des résultats provient des différentes techniques

de mise en place de la sonde ($1 > \frac{\sigma_2}{\sigma_1} > 1$) ainsi

que des sondes AX et BX utilisées (ROY et al., 1975). Les résultats obtenus avec la sonde BX ont contribué à élargir d'une façon importante la plage des résultats du côté supérieur, à cause du rapport L/D qui est beaucoup plus faible pour cette sonde.

La comparaison des résultats montre que les valeurs du profil moyen obtenu par autoforage sont égales à celles de MÉNARD.

5. DISCUSSION

Les résultats obtenus au moyen de l'autoforage sont en général bien différents de ceux que l'on avait obtenus précédemment avec le pressiomètre Ménard (ROY et al., 1975). Le premier facteur qui explique cette différence est la technique de mise en place de la sonde par autoforage. Déjà en 1975, on avait montré que la réalisation d'un forage au carottier, aussi bien que le vérinage direct de la sonde Ménard dans le sol, conduisaient à mesurer correctement seulement la pression limite du sol. En réalisant un forage plus soigné, à l'aide d'une tarière motorisée à injection de boue, nous sommes parvenus à améliorer considérablement la qualité du forage et à obtenir une paroi de forage sur laquelle il a été possible de mesurer toutes les caractéristiques pressiométriques du sol. La comparaison des résultats obtenus au moyen de ces différentes techniques montre que le forage à la tarière utilisé en 1975 a permis de solliciter une paroi quasi intacte. On peut confirmer maintenant que la présence d'une zone de sol légèrement remanié de la paroi a pu influencer la mesure des paramètres pressiométriques. De plus, l'absence d'une phase de relaxation bien contrôlée de la paroi d'un forage peut jouer un rôle important. Ce point est partiellement mis en évidence lorsque l'on compare les profils C et D de la figure 11.

Tous ces résultats confirment qu'avec l'autoforage nous sommes en mesure de solliciter le sol au voisinage de sa condition intacte. Il est particulièrement encourageant de constater que, même dans une argile très molle et sensible, il est possible de pratiquer l'autoforage avec un certain succès.

L'avantage particulier de l'autoforage est de permettre la mesure in situ de la pression totale horizontale des terres au moment de la mise en place de la sonde. Les résultats de la figure 6, portant sur les valeurs du coefficient K_0 , illustrent très bien la supériorité de cette technique de mesure, due au fait que les deux autres techniques de mesure se réalisent dans un sol remanié par la mise en place des appareils.

Dans la phase de mise en charge du sol, les résultats présentés sur les figures 11 et 12 montrent bien les gains réalisés sur les mesures du module et de la résistance au cisaillement. Ces écarts très importants, égale-

ment mesurés dans d'autres cas (BAGUELIN et al., 1978; GIONNA et al., 1982), sont attribuables aux facteurs mentionnés précédemment. De plus, lors de la mise en place de la sonde par autoforage, nous avons adopté une période de relaxation de plus de deux heures pour assurer la dissipation des pressions interstitielles. Notre expérience avec le piézocône (ROY et al., 1982) nous indique que la dissipation était terminée après cette période. Par contre, dans les résultats obtenus au pressiomètre Ménard, la mise en charge du sol a suivi immédiatement la phase de préparation du trou de forage. Avec cette technique, la résistance au cisaillement est largement influencée par les surpressions interstitielles autour de la cavité et est logiquement plus faible que celle obtenue après une période de relaxation plus importante. Ceci est en accord avec les résultats concernant les profils de résistance (fig. 12) obtenus par autoforage, après une période de relaxation limitée à 10 minutes.

En fonction des résultats obtenus par autoforage, il est cependant encore nécessaire de se demander si l'on contrôle bien le remaniement dans le processus de l'autoforage. Sinon, comment peut-on arriver à le quantifier? De plus, il serait normal de croire qu'un autoforage réalisé avec succès ne devrait pas créer de surpressions interstitielles, comme nous arrivons à l'obtenir avec une technique de carottage de très bonne qualité (LAROCHELLE et al., 1981).

6. CONCLUSION

L'expérimentation du pressiomètre autoforeur dans l'argile molle et sensible du site de Saint-Alban met en évidence une nette supériorité de la technique de l'autoforage pour définir les caractéristiques pressiométriques des sols mous.

L'autoforage permet, dans un premier temps, de prendre en compte l'état de référence initial, qui correspond quasiment à la condition naturelle du sol. A cet effet, la mesure de la pression totale horizontale mérite une plus grande crédibilité que celles tirées des autres méthodes. Cependant, la période de relaxation qui accompagne la phase de mise en place dans une argile sensible et qui est nécessaire pour mesurer la pression totale horizontale dans le sol, est relativement longue et indique que des mesures de pressions interstitielles devraient être réalisées pour faciliter la compréhension de ce phénomène.

Dans un deuxième temps, une courbe d'expansion monotone, donc sans point d'inflexion, est une indication de la qualité de l'essai et des caractéristiques que l'on en déduira par la suite. L'autoforage permet de solliciter le sol pour de petites déformations et de définir un module de cisaillement dès l'application des premiers paliers de chargement. L'argile a dans ce cas un comportement très proche de celui de l'argile intacte.

REMERCIEMENTS

Les résultats d'essais présentés dans cet article ont été obtenus par le personnel de la Section de géotechnique de l'Université Laval, Québec. Les auteurs remercient spécialement les professeurs LAROCHELLE et TAVENAS pour leurs contributions au cours de cette

étude. Ils remercient également les personnels technique et de secrétariat qui y ont contribué. Le support financier a été fourni par le ministère de l'Éducation du Québec, ainsi que par le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (subvention A-7744).

BIBLIOGRAPHIE

1. AMAR S., BAGUELIN F., FRANK R., JÉZÉQUEL J.F. (1981), *L'autoforage*. Travaux, n° 552, pp. 63-76.
2. BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.F., LEMÉE E., LE MÉHAUTÉ A. (1972), *Expansion of cylindrical probes in cohesive soils*. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 98, n° SM11, pp. 1129-1142.
3. BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.F. (1973), *Le pressiomètre autoforeur*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, supplément nos 307-308, n° 97, pp. 133-160.
4. BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.F., SHIELDS D.H. (1978), *The pressuremeter and foundations engineering*. Trans Tech Publications, Clausthal, France.
5. DENBY M.G., CLOUGH G.W. (1980), *Self-boring pressuremeter tests in clay*. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 106, n° 12, pp. 1369-1387.
6. GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1982), *Caractéristiques des argiles saturées tirées des essais P.A.F.* Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, L.C.P.C., Paris, pp. 177-199.
7. GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., LACASSE S., LADD C.C., LANCELLOTTA R., LUNNE T. (1983), *Évaluation of self-boring pressuremeter*. Proceedings of the International Symposium on Soil and Rock Investigation by in Situ Testing, Paris, vol. 11, pp. 275-281.
8. GIBSON R.E., ANDERSON W.F. (1961), *In situ measurement of soil properties with pressuremeter*. Civil Engineering Public Works Review, vol. 56, n° 658, pp. 151-160.
9. JÉZÉQUEL J.F. (1982), *Le pressiomètre autoforeur*. Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, L.C.P.C., Paris, pp. 121-136.
10. JÉZÉQUEL J.F., LEMASSON H., TOUZE J. (1968), *Le pressiomètre Louis Ménard. Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques standard*. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 32, pp. 97-120.
11. JUNEAU R. (1975), *Contribution au développement de la mise en place de la sonde pressiométrique dans les argiles sensibles*. Thèse présentée à l'École des Gradués comme exigence partielle pour l'obtention du grade de Maître ès Sciences.
12. KÖGLER F. (1933), *Baugrundprüfung im Bohrloch*. Der Bauingenieur, Berlin, Heft 19-20.

13. LACASSE S., LUNNE T. (1982), *Contrainte horizontale in situ à partir d'essais pressiométriques*. Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, L.C.P.C., pp. 199-220.
14. LADANYI B. (1963), *Expansion of cavity in a saturated clay medium*. A.S.C.E., Journal of the Soil Mechanics and foundation Engineering Division, vol. 90, n° S.M.4, pp. 127-161.
15. LADANYI B. (1972), *In situ determination of undrained stress-strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter*. Revue canadienne de géotechnique, vol. 9, n° 3, pp. 313-319.
16. LAROCHELLE P., SARRAILH J., TAVENAS F., ROY M., LEROUÉIL S. (1981), *Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils*. Revue canadienne de géotechnique, vol. 18, n° 1, pp. 52-66.
17. LAROCHELLE P., TRAK B., TAVENAS F.A., ROY M. (1974), *Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit*. Revue canadienne de géotechnique, vol. 11, n° 1, pp. 142-164.
18. LAW K.T., EDEN W.J. (1980), *Influence of cutting shoe size in self-boring pressuremeter tests in sensitive clays*. Revue canadienne de géotechnique, vol. 17, n° 2, pp. 165-173.
19. LEMÉE E. (1973), *Simulation analytique de la courbe pressiométrique*. Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, pp. 1-6.
20. MÉNARD L. (1957), *Mesure in situ des propriétés physiques des sols*. Annales des Ponts et Chaussées, Paris, n° 14, pp. 357-377.
21. PALMER A.C. (1972), *Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay : a simple interpretation of the pressuremeter test*. Géotechnique, vol. 22, n° 3, pp. 451-457.
22. PREVOST J.H., HOEG K. (1975), *Analyses of pressuremeter in strain-softening soil*. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 101, n° 8, pp. 717-731.
23. ROY M., TREMBLAY M., TAVENAS F., LAROCHELLE P. (1982), *Development of pore pressures in quasi-static penetration tests in sensitive clay*. Revue canadienne de géotechnique, vol. 19, n° 2, pp. 124-138.
24. ROY M., JUNEAU R., LAROCHELLE P., TAVENAS F.A. (1975), *In situ measurement of the properties of sensitive clays by pressuremeter tests*. A.S.C.E., Proceedings of the Specialty Conference on in Situ Measurement of Soils Properties, Raleigh, N.C., vol. 1, pp. 350-372.
25. SALENÇON J. (1966), *Expansion quasi statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élasto-plastique*. Annales des Ponts et Chaussées, Paris, 3, pp. 175-187.
26. TAVENAS F.A., BLANCHETTE G., LEROUÉIL S., LAROCHELLE P. (1975), *Difficulties in the in situ determination of K_0 in soft sensitive clays*. A.S.C.E., Proceedings of the Specialty Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., vol. 1, pp. 450-476.
27. VANWANBEKE A., d'ENRICOURT J. (1971), *Courbes pressiométriques inverses : Méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique*. Publication de l'École Royale Militaire de Bruxelles.
28. VESIC A.C. (1972), *Expansion of cavities in an infinite soil mass*. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering, vol. 98, 3, pp. 265-290.
29. WROTH C.P., HUGHES J.M.O. (1973), *An instrument for in situ measurement of the properties of soft clays*. Comptes rendus du VIII^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Moscou, vol. 1, pp. 487-494.

réalisation de la fouille de l'usine de Brégnier-Cordon

work excavation of the Bregnier-Cordon power station

M. LLOPIS

Compagnie Nationale du Rhône*

Résumé

Après avoir situé l'emplacement des travaux de l'usine et précisé la stratigraphie du sol sur le site, l'exposé rappelle les conclusions résultant des essais de pompage.

L'exposé précise ensuite les caractéristiques géométriques de la fouille de l'usine, ainsi que l'ensemble du dispositif de rabattement mis en place avec les contraintes de la maintenance de ce dispositif pendant toute la durée des travaux d'exécution.

Le volume réel de rabattement et l'évolution des débits correspondants sont donnés en fin d'exposé.

Abstract

After the works of the power station have been located and the stratigraphy of the soil on the spot has been specified, the report recalls to memory the conclusions resulting from the pumping tests.

Then, the report explains the special features of the excavation of the power station and of the pumping device which needed an uninterrupted maintenance during the execution of the works.

The actual lowering volume and the corresponding discharges variations are listed at the end of the report.

* 2, rue André-Bonin - 69316 Lyon Cedex 04.

1. SITUATION DE LA CHUTE DE BRÉGNIER-CORDON

La chute de Brégnier-Cordon s'inscrit dans le cadre de l'aménagement hydro-électrique du Haut-Rhône dont elle constitue la troisième chute réalisée à l'aval de Seyssel sur l'ensemble des cinq prévues. Situé entre Belley et le pont d'Evieu à l'aval, l'aménagement de la chute de Brégnier-Cordon intéresse une longueur du Rhône de 28 km environ ; il comprend, de l'amont vers l'aval :

- une retenue de 12 km ;
- un barrage de retenue situé en rive gauche du Rhône sur la commune de Champagnieux et complété par une petite usine hydro-électrique ;
- un canal d'amenée de 5 km de longueur qui s'écarte de la plaine du Rhône en empruntant la dépression occupée par le lac de Pluis et en passant au sud du village de Brégnier-Cordon ;
- une usine hydro-électrique, située en rive droite du Rhône, dans le lit majeur, sur la commune de Brégnier-Cordon ; cette usine comporte deux groupes bulbes capables d'une production annuelle moyenne de 360 GWh (360 millions de kWh), avec une chute de hauteur maximale 14,3 m environ et un débit d'équipement de 700 m³/s ;
- un canal de fuite de 3 km de longueur creusé dans les alluvions fluviales de la plaine du Rhône et dans les silts sous-jacents.

2. GÉOLOGIE ET STRATIGRAPHIE DU SOL SUR LE SITE DE L'USINE

2.1. Stratigraphie du terrain (fig. 1)

Les sondages de reconnaissance réalisés sur le site de l'usine au cours de deux campagnes successives, les analyses effectuées au laboratoire sur échantillons et la synthèse des caractéristiques des sols ont permis d'aboutir à la stratification suivante du terrain.

La cote du terrain naturel, pratiquement horizontal dans toute la zone, est voisine du niveau N.G.F. (207,00) et celle de la nappe de (206,00) environ. Sous une faible épaisseur de terre végétale et de limon argilo-sableux (2,00 m environ), on rencontre une couche de graviers sableux d'épaisseur moyenne 8 m à 9 m, puis une couche de sables fins silteux pratiquement non plastiques de caractéristiques mécaniques élevées et peu compressibles, très peu perméables (perméabilité de l'ordre de $8,10^{-6}$ m/s) avec intercalations plus marneuses et, vers 42 m environ au-dessous du terrain naturel (cote N.G.F. 165,00 environ), un horizon de 2 à 3 m d'épaisseur constitué de silts plus fins et moins perméables.

Par ailleurs, les essais réalisés sur les échantillons prélevés dans les sondages lors de la dernière campagne ont permis de mettre en évidence la forte anisotropie du sol de fondation. Enfin, un sondage, arrêté dans les sables silteux à 100 m de profondeur, n'a pas permis de reconnaître un éventuel fond étanche sous les sables silteux.

Cotes Niveaux (m)	Épaisseurs (m)	Designation des terrains (Soil description)	Observations (Comments)
207		Terrain naturel (Natural soil)	
206	2		nappe phréatique (ground water)
205			
	9	graviers silteux $K_H = 10^{-3}$ m/s (silty gravel - $K_H = 10^{-3}$ m/s)	Aquif. sup. (Upper w. bearing)
196			
	31	sable fin silteux $K_H = 4,10^{-3}$ m/s $\frac{K_H}{K_V} > 100$ (silty fine sand)	moyen (bearing)
183,30			
182			
			Aquif. inf. (Lower water bearing)
165			
160	5	sable fin silteux plus imperméable (silty fine sand more impervious)	
		sable fin silteux (silty fine sand)	

Fig. 1. — Coupe schématique du terrain sur le site de l'usine
(soil schematic profile on the location of the power station)

2.2. Essais de pompage

Les essais de pompage avaient pour objet :

- de tester in situ la perméabilité et l'anisotropie des sables silteux dans lesquels seraient réalisées les fouilles de l'usine ;
- de déterminer la capacité de rabattement des puits envisagés, avec leurs caractéristiques dimensionnelles ;
- de tester les techniques de réalisation des puits de rabattement.

Préalablement à la réalisation des essais de pompage, il est apparu nécessaire d'effectuer une étude de la schématisation de ces essais sur modèles analogique électrique bidimensionnel et mathématique tridimensionnel. Cette étude tenait compte d'un ensemble de dispositions pratiques liées à la nature des travaux à réaliser : dimensions de la fouille du batardeau de protection du chantier, écran périphérique isolant l'aquifère perméable sur la hauteur des graviers, horizons plus marneux dans les silts qu'elle assimilait à un milieu homogène et anisotrope du point de vue des perméabilités avec un

rapport d'anisotropie $a = \frac{k_H}{k_V}$. Après étude de la variation du potentiel hydraulique en fonction des rapports d'anisotropie (variant de 1 à 400) en des points distants de 5, 10, 20, 50 et 100 m du puits, le schéma de principe à adopter pour l'essai de pompage était défini.

Les essais de pompage ont pu être ainsi réalisés in situ sur des puits de gros diamètre exécutés suivant deux techniques : le vibro-fonçage et le forage en rotation à la boue autodestructible du type « REVERT ».

De ces essais de pompage, il ressortait que :

— le forage des puits par vibro-fonçage était à proscrire ; seul le forage en rotation à la boue autodestructible donnait satisfaction ; le forage à l'eau claire s'était révélé difficile, sinon impossible ;

— la perméabilité horizontale dans les sables silteux était, en moyenne, de l'ordre de $k_H = 4,10^{-5}$ m/s ;

— le rapport d'anisotropie : $a = \frac{k_H}{k_v} > 100$;

— la capacité maximale prévisible d'un puits de rabattement était comprise entre 20 m³/h et 50 m³/h ;

— pour rabattre la nappe de 25 m dans la fouille, il faudrait pouvoir pomper avec un débit moyen de 450 m³/h à 500 m³/h.

3. FOUILLE DE L'USINE

3.1. Dimensions

L'usine est fondée au niveau (184,50) soit à 22,50 m au-dessous du terrain naturel.

La construction, à l'abri d'une enceinte d'une longueur de 280 m, d'une largeur de 180 m et d'une profondeur de 22,50 m environ, a nécessité la réalisation à sec d'une fouille de volume 340 000 m³ environ dont 240 000 m³ d'alluvions sablo-graveleuses composant le sol de couverture et 100 000 m³ environ de sables silteux constituant le fond de la fouille et l'assise de l'usine.

3.2. Enceinte de protection (fig. 2 et 3)

La présence du Rhône à proximité de la fouille de l'usine et la forte perméabilité des alluvions entre le terrain naturel à (207,00) et le niveau de contact des sables silteux à (195,00) ont nécessité la construction d'une coupure étanche des alluvions sablo-graveleuses constituée par une paroi en bentonite-ciment d'épaisseur 62 cm, moulée dans le sol, dont la profondeur déterminée par des conditions de stabilité des talus et du fond de fouilles, a été limitée, après étude sur modèle mathématique, sensiblement au niveau du fond de fouille, soit à la cote (185,00). La paroi a été implantée à 15 m de la crête des talus périphériques de la fouille.

Le rabattement de la nappe à l'intérieur de l'enceinte délimitée par la paroi étanche a été réalisé, avant le début des terrassements, à l'aide de quarante-cinq puits de diamètre 380 mm :

— trente-sept puits de 53,50 m de profondeur, crépinés sur toute leur hauteur, espacés de 20 m, en tête des talus suivant un tracé intérieur et parallèle à celui de la paroi étanche périphérique et disposé à 10 mètres de celle-ci ;

— huit puits de 63,50 m de profondeur crépinés sur 10 m à la base.

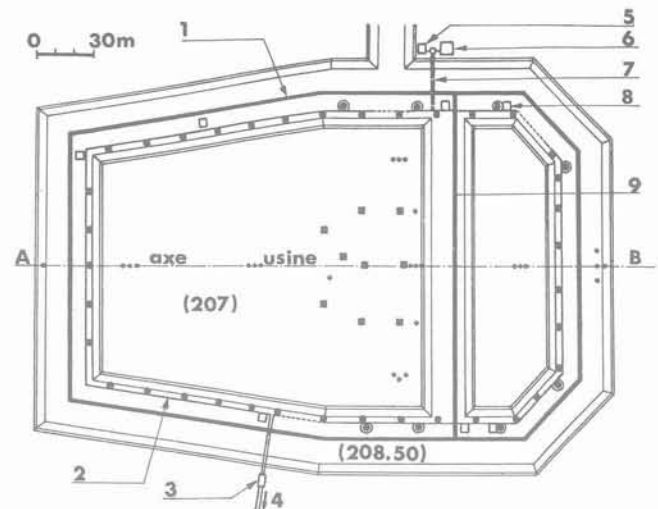


Fig. 2. — Vue en plan (plan view).

- Armoires électriques
 - 12 puits de décompression - profondeur 30 m
 - 37 puits de rabattement - profondeur 53 m
 - ⊙ 8 puits de rabattement - profondeur 63 m
 - 26 piézomètres de contrôle
- Electric command boxes
12 decompression wells - depth 30 m
37 filtering wells - depth 53 m
8 filtering wells - depth 63 m
26 piezometer tubes of control

Fig. 2. — Vue en plan

1. Paroi périphérique d'étanchéité - profondeur 27 m
2. Collecteur en P.V.C. Ø 300 mm
3. Déversoir de mesure
4. Rejet vers le Rhône
5. Groupe électrogène de secours
6. Réseau général d'alimentation électrique
7. Alimentation électrique des pompes
8. Armoires électriques
9. Paroi parafouille - profondeur 40 m

Fig. 2. — Plan view

- Peripheral sheet wall for water-proofing - depth 27 m
- Collector P.V.C. Ø 300 mm
- Measuring weir
- Draw down to the Rhône river
- Emergency current
- General electric power supply
- Power supply of the pumps
- Electric command boxes
- Cut-off wall - depth 40 m

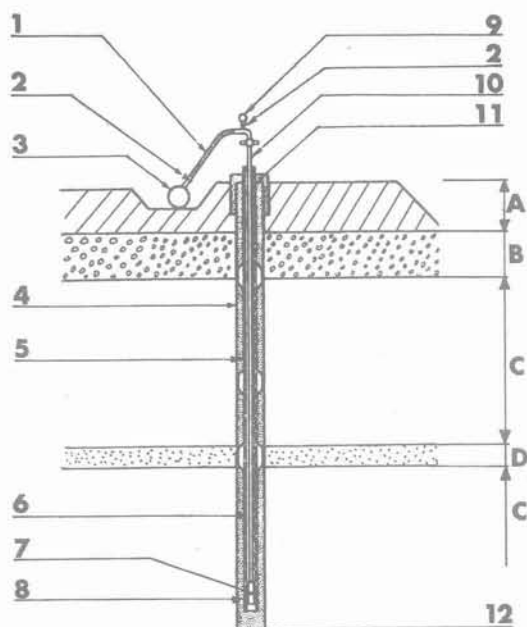


Fig. 3. — Puits de pompage - coupe
(filtering well - profile)

1. Tube souple
2. Vanne
3. Collecteur en P.V.C. Ø 300 mm
4. Forage Ø 380 mm
5. Tube métallique crépiné Ø 180 mm
6. Gravier filtre
7. Pompe immergée
8. Tube lisse
9. Manomètre
10. Refoulement Ø 4"
11. Réserve de gravier filtre et protection de tête
12. Fond du forage : niveau (145) ou (155)

- A. Terrain rapporté
- B. Alluvions graveleuses
- C. Sables fins silteux
- D. Couches de sables fins silteux plus imperméables

Fig. 3. — Filtering well - Profile

1. Flexible tube
2. Valve
3. Collecteur P.V.C Ø 300 mm
4. Drilling Ø 380 mm
5. Holed metal tube Ø 180 mm
6. Gravel filter
7. Submerge pump
8. Smoothed metal tube
9. Manometer
10. Hydraulic dredging
11. Filter gravel reserve and top protection
12. Well bottom : nivel (145) or (155)

- A. Made ground
- B. Gravelly alluvions
- C. Silty fine sand
- D. Layer of more impervious silty fine sand

Ces puits ont été forés à la boue autodestructible à partir d'une plate-forme de travail à (208,50) ceinturant la fouille constructive lors de la réalisation de la paroi étanche composant l'enceinte de protection.

Les pompes électriques immergées équipant les puits étaient reliées à une tuyauterie collectrice périphérique du rejet avec dispositif de mesure du débit total d'exhaure. Un groupe électrogène thermique assurait le secours automatique de l'alimentation électrique des pompes en cas de défaillance du réseau général E.D.F.

Dans le marché, il était précisé que la piézométrie sous la fondation de l'usine, et principalement au niveau (165,00) N.G.F., serait celle correspondant à une nappe à (182,00) N.G.F. assurant ainsi la stabilité du fond de fouille au soulèvement avec un coefficient de sécurité égal à 2.

Des piézomètres, forés depuis le niveau du terrain naturel suivant la même technique que les puits de rabattement, permettaient de contrôler, à différents niveaux, la cote de rabattement de la nappe fixée à (182,00). Nous noterons que ce niveau n'a pu être atteint qu'après forage de huit puits supplémentaires plus profonds limités à la cote (145,00) environ soit à 39,50 m environ au-dessous du fond de fouille de l'usine.

Enfin, un ensemble de douze puits de décompression, de mêmes caractéristiques et forés suivant la même technique que les puits de rabattement, assurait la sécurité complémentaire contre le risque de soulèvement du fond de fouille en cas de défaillance du circuit de rabattement.

3.3. Réalisation de la fouille

Les travaux de terrassement n'ont été entrepris que lorsque les mesures piézométriques ont permis de contrôler que le niveau de rabattement dans l'emprise de la fouille avait atteint la cote (182,00) environ.

Les terrassements, notamment ceux effectués dans les silts, se sont déroulés dans d'excellentes conditions. Malgré la présence de forages de décompression et piézomètres, recépés jusqu'au niveau du fond de fouille, suivant l'avancement des travaux, les terrassements n'ont été marqués par aucun incident.

Pendant toute la période de rabattement de la nappe à la cote (182,00) le débit horaire moyen pompé s'est stabilisé à 600 m³ environ.

3.4. Équipement et sécurité du dispositif de rabattement

3.4.1. Équipements

Le dispositif de rabattement comportait :

— trente-sept pompes électriques immergées équipant les puits descendus à la cote N.G.F. (155) et réparties comme suit :

- seize pompes de 10,2 CV
- seize pompes de 5 CV

- deux pompes de 2,2 CV
- trois pompes de 1,5 CV ;
- huit pompes électriques immergées équipant les puits descendus à la cote N.G.F. (145) et réparties comme suit :
 - une pompe de 20 CV
 - cinq pompes de 17 CV
 - deux pompes de 10,2 CV ;
- un collecteur en tube P.V.C. Ø 299/315 mm à double exutoire évacuant les eaux de refoulement des puits de rabattement ; ce collecteur, composé de deux boucles symétriques par rapport à l'axe transversal de la fouille, était disposé dans un fossé à quelques mètres de la crête de la fouille et se raccordait, avant rejet dans le Rhône, à un déversoir à lame déversante disposé à l'extérieur de l'enceinte de protection du chantier ; le fossé périphérique abritant le collecteur comportait un exutoire vers le Rhône destiné à l'évacuation des eaux de rabattement en cas de rupture accidentelle du collecteur ;
- un groupe électrogène de secours de 275 KVA à démarrage et enclenchement automatique capable d'assurer le fonctionnement des pompes électriques en cas de panne du réseau général électrique de distribution ;
- un second groupe électrogène de secours de puissance plus faible, à démarrage manuel, destiné au fonctionnement des pompes prioritaires en cas de panne des réseaux électriques de distribution générale ou de secours.

3.4.2. Sécurité et maintenance

La sécurité et la maintenance du dispositif de rabattement ont fait l'objet de soins particuliers :

Étude et analyse détaillées des pannes susceptibles d'affecter le dispositif, élaboration de consignes strictes, désignation d'équipes d'astreinte de surveillance et de dépannage, approvisionnements de matériels et pièces de rechange.

Ces dispositions ont été maintenues jusqu'à ce que la construction de l'usine ait atteint un niveau suffisant compatible avec la stabilité d'ensemble des ouvrages.

3.5. Épuisements

Le dispositif de rabattement a fonctionné de façon continue avec satisfaction de juin 1981 à octobre 1983 soit durant vingt-sept mois.

Le volume total de rabattement extrait pendant cette période est de 9 500 000 m³ environ avec les variations approximatives de débits suivantes :

- *Rabattement de (206) à (182)* : 300 m³/h pendant trois mois.
- *Maintien du rabattement à (182)* : 580 m³/h pendant dix-sept mois.
- *Remontée du rabattement de (182) à (196)* : 330 m³/h pendant sept mois.

JOURNÉES D'ÉTUDES INTERNATIONALES

BORDEAUX 21-22 et 23 octobre 1987

Palais des Congrès

« COLLECTIVITÉS TERRITORIALES ET UTILISATION DU SOUS-SOL »

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAIN

THÈMES

L'utilisation du sous-sol, un atout majeur de l'aménagement de l'espace

Nécessité :

*Le manque d'espace en surface ou les contraintes
d'environnement exigent de créer certains ouvrages
en sous-sol (Aménagement du Louvre,
Parking de l'Assemblée Nationale).*

Opportunité :

*Certains grands travaux permettant l'implantation
d'activités connexes, créent des volumes souterrains
importants (la station Saint-Charles à Marseille -
les archives de la ville de Lyon), ou une nouvelle
utilisation (rues piétonnes sur infrastructures métro).*

Rentabilité :

Le plus court chemin passe souvent en souterrain.

Éléments de choix quantifiables :

*Certains ouvrages souterrains ont un bilan
d'exploitation plus favorable que les ouvrages
en surface (économies d'énergie et d'entretien).*

Éléments de choix peu quantifiables :

Confort, isolation phonique, sécurité, invulnérabilité.

Protection civile :

*De nombreux pays disposent d'abris collectifs grâce
au principe de la polyvalence des ouvrages souterrains.*

Aspects administratifs et juridiques :

Vers des plans d'occupation du sous-sol ?

Films techniques :

*La projection de films relatifs à des réalisations
d'ouvrages souterrains est prévue pendant le déroule-
ment des Journées.*

Visite de chantier :

*Pendant toute la durée des Journées d'Études, les
participants seront invités à visiter le chantier du collec-
teur du Cauderan Naujac.*

Les ouvrages souterrains : conception, exécution, exploitation

Méthodes et matériels de construction.

Coût de construction et de gestion.

Études de cas :

Ouvrages de section réduite — Canalisations

Microtunnels — Galeries techniques.

Ouvrages de transports : Métros

Tunnels ferroviaires et routiers.

Autres ouvrages : Parking — Espaces commerciaux
ou de loisirs, abris, stockage.

Traduction simultanée en français, en anglais et en
allemand.

béton compacté ou remblai rigidifié

compacted concrete or stiffened embankment

E. LEDEUIL

Ingénieur Arts et Métiers

Docteur en Mécanique des Sols

E.D.F. Région d'Équipement Alpes-Marseille*

Résumé

Les graves-ciment sont largement utilisés en France et ailleurs depuis des années surtout en travaux routiers, mais quelle est donc la différence capable de mobiliser tous les constructeurs et concepteurs de barrages depuis seulement quelques mois ou au maximum quelques années, lorsque l'on parle de « Béton Compacté ». C'est à cette question que l'auteur a essayé de répondre.

Abstract

The gravels-cement have been widely used in France and else where for many years particularly for roads works, but what is the difference capable to mobilize all dam constructors during the past few months or at most few years, when one speaks about « Roller Compacted Concrete ». This is the question that the author has tried to answer.

* B.P. 560 - 13275 Marseille Cedex 2.

1. INTRODUCTION

Il n'y a même pas un an que cette nouvelle technique est apparue et elle a surpris de nombreux ingénieurs avec la deuxième partie de la question 57 du 15^e Congrès International des Grands Barrages, intitulée : « Béton Compacté au Rouleau ».

Un grand nombre d'ingénieurs se sont alors trouvés confrontés à cette nouvelle manière de concevoir et de construire des barrages. Un certain nombre de travaux avaient été effectués avec cette technique mais ne possédaient ni nom ni publicité. Le tableau I donne une des premières listes établies souvent avec des appellations rétro-actives. On a pu ces derniers mois entendre parler de « Béton Compacté » (B.C. en français ou B.C.R. = Béton Compacté Roulé) ou de R.C.C. (en anglais Roller Compacted Concrete).

L'histoire suivante vécue par l'auteur est très significative.

En mai 1986, un Conseil étranger, chargé par E.D.F. de réaliser une analyse critique d'un projet de barrage en Guyane, avait terminé son rapport par une petite phrase :

« Une solution en « Béton Compacté » permettrait de réaliser une économie de 150 MF sur le devis... » Immédiatement nous nous sommes lancés dans l'étude de cette nouvelle technique et de ses incidences.

La première idée qui nous fut suggérée fut de remplacer la digue derrière l'usine par du « Béton Compacté » pour gagner 105 MF ! La réponse était évidemment négative car mettre quatre fois moins de matériau quatre fois plus cher garde le même coût.

Toutefois ayant obtenu l'autorisation de revoir entièrement la conception et l'organisation nous avons trouvé les moyens d'espérer de sérieuses économies.

Remarquant la rapidité d'exécution de cette nouvelle technique, le chemin critique du projet pouvait ne plus passer par les barrages. L'usine seule devait être prise en compte ; or il fallait trois ans pour faire une telle usine ; le délai global serait de trois ans et les barrages pouvaient être réalisés en temps masqué pourvu que leur conception soit modifiée. On pouvait donc gagner un an et demi ou deux ans, gain très appréciable en pays lointain. Un deuxième avantage concernait la conception où des ouvrages beaucoup plus simples pouvaient être envisagés, bénéficiant en particulier des capacités de submersion des barrages en cours de construction. Les ouvrages provisoires tels les batardeaux pouvaient être simplifiés et devenir d'usage de très courte durée ; ils pouvaient s'inclure dans des périodes d'étiage... On pourrait continuer à parler de cet ouvrage mais tel n'est pas le but de cet article.

Un deuxième exemple peut être décrit sur un site en France où le maître d'ouvrage ne voulait pas d'un mur en béton de 50 mètres de haut, même en « Béton compacté », pour remplacer la digue en terre prévue en premier projet. L'auteur a alors proposé de donner à ce matériau l'appellation nouvelle, plus que de réalité nouvelle, de « REMBLAI RIGIDIFIÉ » qui en fait explique l'origine de cette nouvelle technique. Il s'agit en effet de rigidifier un remblai, qui normalement s'étale avec des pentes amont et aval de l'ordre de 2 à 3 pour 1, pour le ramener à des raideurs plus grandes que 1 pour 1, soit 0,8 ou 0,7 ou même 0,6 pour certains projets américains. Quant à l'amont, avec un coffrage grimpaire ou d'autres techniques, la verticale permet d'économiser presque la moitié inutile du barrage. Le résultat est une masse de remblais 4 à 5 fois plus faible (fig. 1).

La nécessité d'aller vite pour limiter l'effet des reprises oblige à concevoir un jeu de pistes évolutives dès l'origine. Ces pistes peuvent alors être conservées et orga-

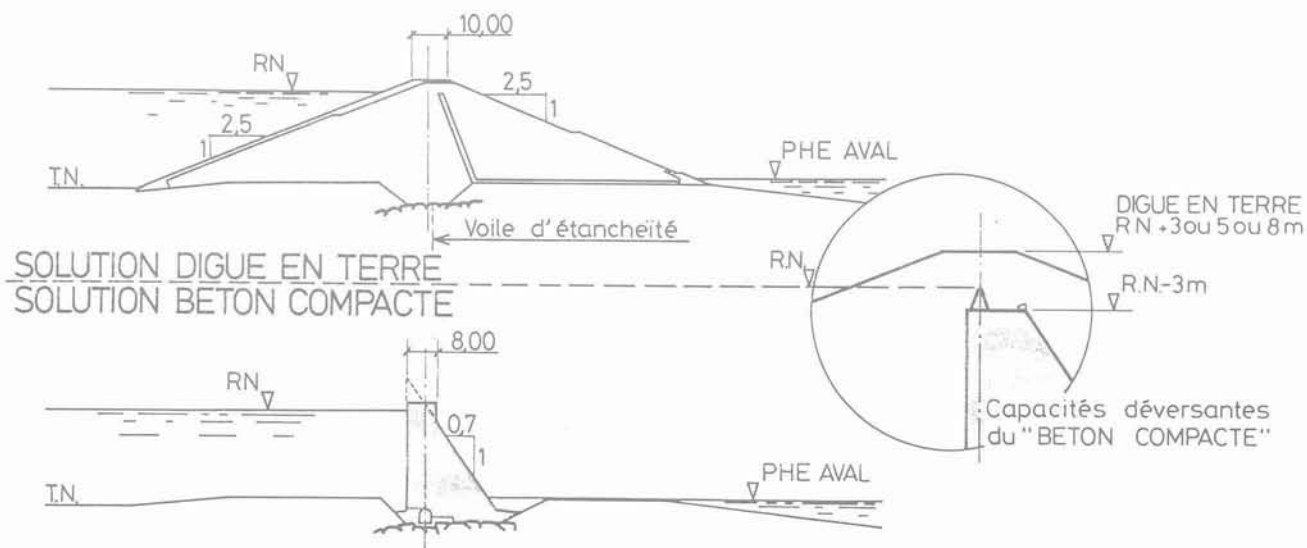


Fig. 1. — Étude comparative d'une solution « TERRE » et d'une solution « BÉTON COMPACTÉ ».

Tableau I. — Principaux ouvrages réalisés ou prévus en béton compacté (liste écourtée).

Nom	Pays	Année	Volume m ³
• Shimen	TW	1960	
• Alpe Gera	IT	1964	1 700 000
• Manicouagan 1	CD	1965	20 000
• Quourra della Miniera	IT	1968	650 000
• Tarbela	PR	1974/8	2 800 000
• Itaipu	PR/BZ	1978	26 000
• Ohkawa	JP	1979	300 000
• Shimajigawa	JP	1981	165 000
• Willow Creek	US	1983	329 000
• Tamagawa	JP	1984	750 000
• Upper Stillwater	US	1985	963 000
• Tamagawa	JP	1988	1 000 000
• Monksvilli	US	1986	230 000
• Pirika	JP	P	120 000
• Galesville	US	P	166 000
• Mano	JP	P	106 000
• Asahi Ogawa	JP	P	174 000
• Sakai Gawa	JP	P	310 000
• Les Olivettes	F	1986/7	76 000
• La Verne	F	P	200 000
• Petit Saut	F	P	210 000
• Orlu	F	P	650 000

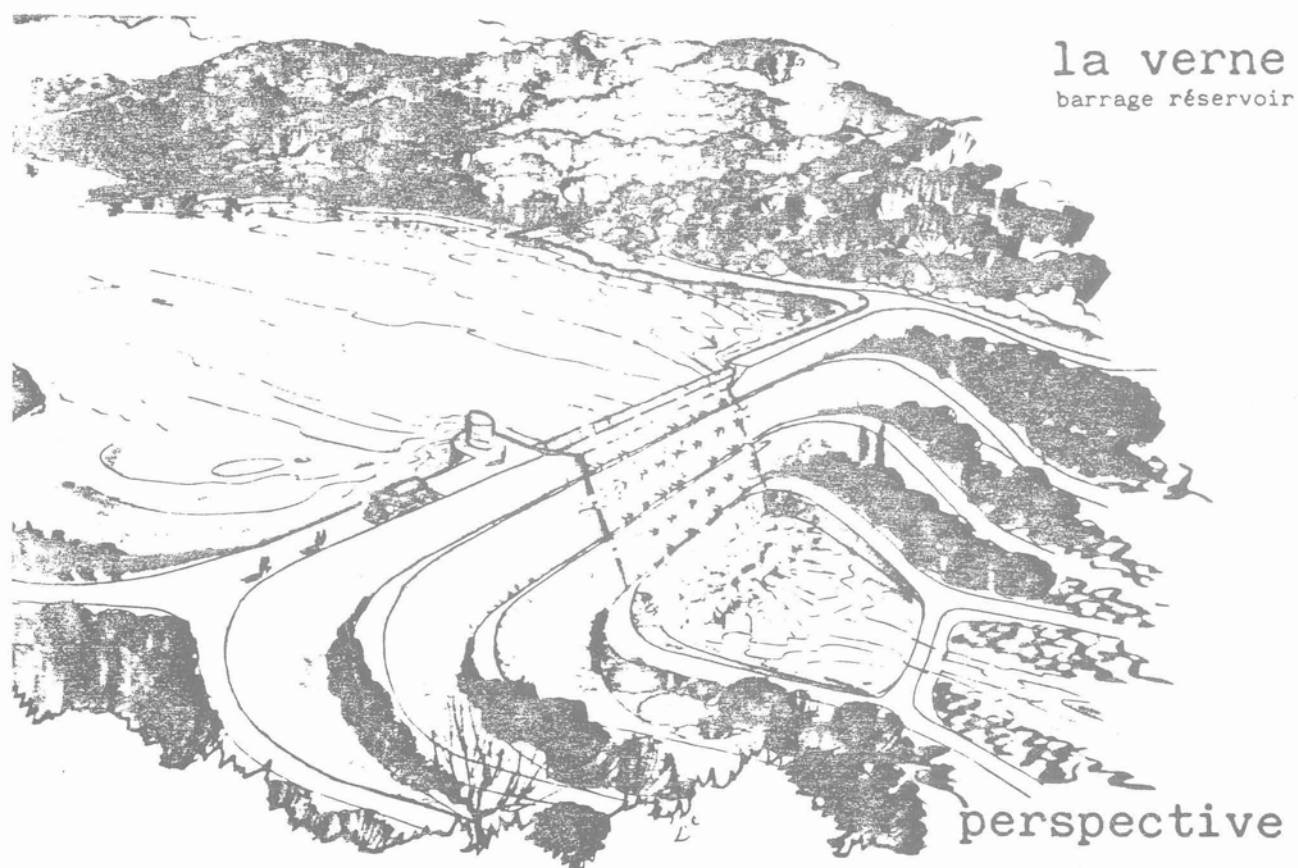


Fig. 2. — Étude paysagère.

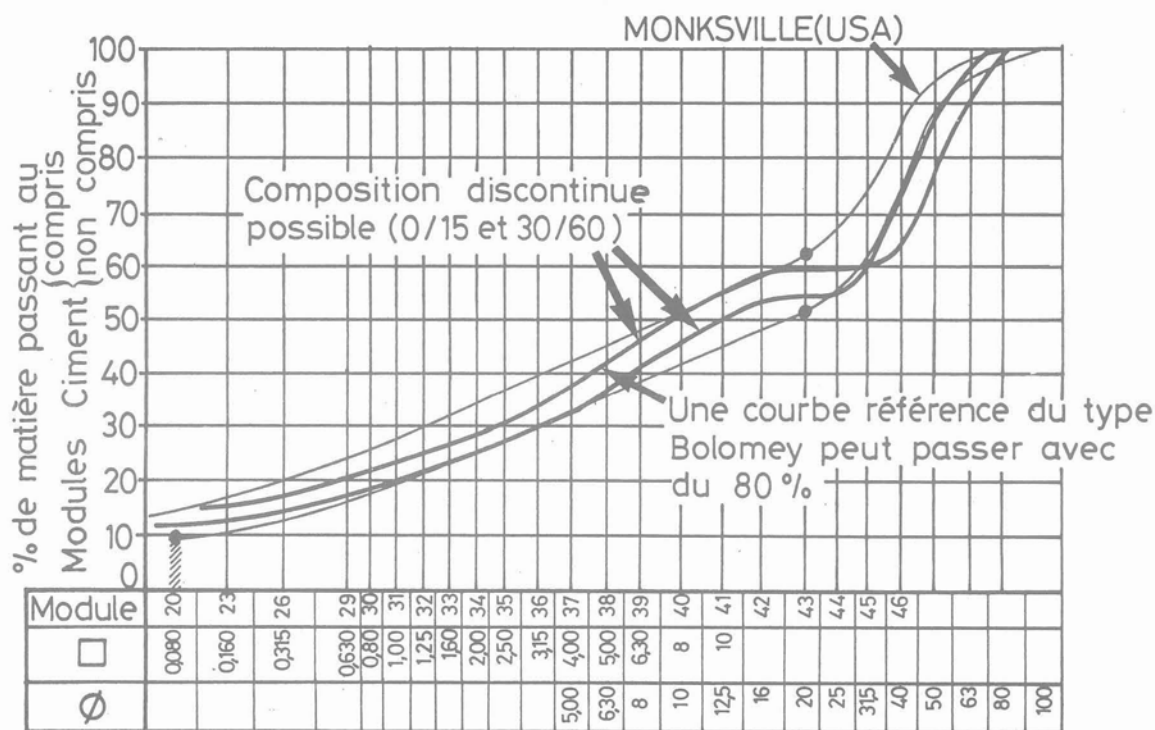


Fig. 3. — Composition prévue à Monksville (U.S.A.) et application à Petit Saut en discontinu.

nisées afin de supprimer l'effet de mur en béton. L'insertion dans le paysage peut alors y gagner (fig. 2).

Nous parlons de remblai, ... parce qu'il s'agit effectivement de remblai. La mise en place se fait avec des engins de terrassement comme tout remblai. Il n'y a plus de plots en béton, avec des joints, tout est traité et doit être traité en continu. Bien sûr, tout n'est pas aussi simple que cela mais la technique est lancée et a de sérieuses chances de réussir.

2. QU'EST-CE QUE LE BÉTON COMPACTÉ ?

Il s'agit d'un béton, c'est-à-dire d'un assemblage de cailloux sélectionnés capables de se serrer au maximum (courbes de références de FAURY ou BOLOMEY (fig. 3) auquel on ajoute un liant, en principe du ciment et un peu d'eau. On doit alors utiliser un malaxeur à grand débit du type centrale routière à axe horizontal et travaillant en continu. Suivant les chantiers il faut des capacités de production de 600 t/h à 1 000 t/h. On remarquera que les centrales de 200 t/h parfois suffisantes pour de petits chantiers ne permettent pas l'utilisation de cailloux supérieurs à 30 ou 40 mm ce qui est regrettable.

Voilà des années que l'on fait des graves-ciments sur les routes (2 millions de m³ par an en graves ou sables-laitier, ciment ou chaux...) mais jamais ce matériau n'a eu l'honneur de devenir noble au point de faire des barrages.

S'agissant d'un remblai, de par sa mise en place, il est logique de retrouver les courbes de compactage de

« PROCTOR ». Comme on le voit sur un graphique type (fig. 4), on peut espérer serrer les matériaux à des compacités plus élevées que celles normalement obtenues pour les bétons. Ceci a plusieurs conséquences :

Pour obtenir des serrages à des densités de 2,5 avec des agrégats dont la densité est de 2,7, la teneur en eau doit impérativement être inférieure à 3 % ce qui devient très vite une limite. En effet, il faut mouiller les cailloux, soit entre 1 et 2 %, et il faut hydrater le ciment. Il faut surveiller l'évaporation mais elle est limitée par la rapidité d'exécution.

Comme les densités sèches sont très fortes grâce au compactage puissant, l'étanchéité est améliorée car il y a moins de place pour l'eau. Mais alors le problème de l'étanchéité et de la porosité se pose car si l'eau est trop pure ou trop acide la percolation peut détruire l'assemblage interne des liants. Deux écoles s'affrontent donc. L'une trouve ce matériau digne d'un béton suffisamment étanche et n'utilise qu'une amélioration de parement par un sur-dosage en liant (par exemple 80 kg dans la masse et 150 kg par m³ en parement). L'épaisseur de la couche de surface ainsi renforcée en liant doit être faible pour ne pas faire apparaître le phénomène de fissuration du béton. La deuxième école, pour l'instant la plus nombreuse dit qu'il vaut mieux une bonne étanchéité associée à un drainage sérieux, permettant d'être moins strict sur la qualité du béton de masse (voir le profil type de la figure 5). Plusieurs solutions du problème du masque-amont sont en cours de mise au point.

Ce sont les Japonais qui ont repris en les soignant, l'usage de ces matériaux rustiques. Ils ont presque réalisé du béton traditionnel, la mise en place est plus

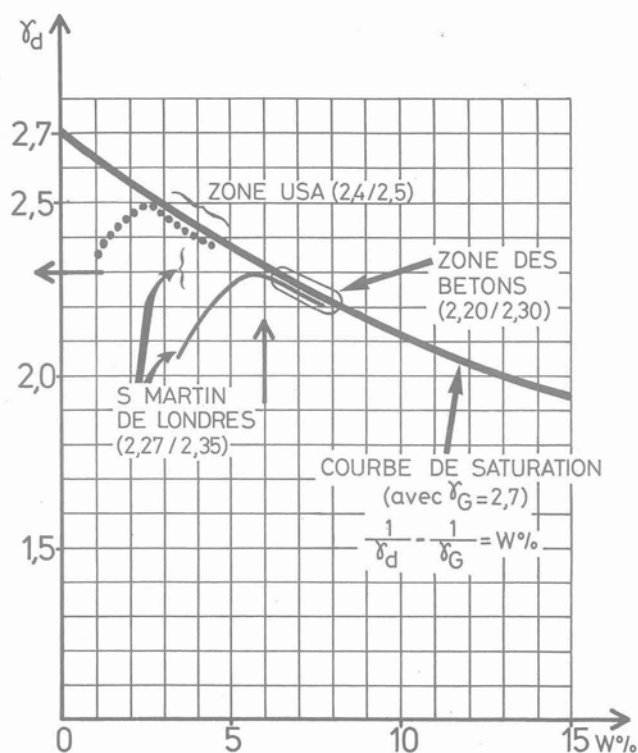


Fig. 4. — Densités sèches comparées sur matériaux frais.

rapide, mais le dosage en liant reste fort et pour limiter les effets du retrait alors inévitable (forts dosages donc mortier plus abondant) ils scient les joints.

Les Américains, eux, ont voulu trouver des solutions plus économiques pour des ouvrages écrêteurs de crues donc toujours vides ou presque. Leur technique est alors très rapide, l'étanchéité est médiocre d'où des reprises coûteuses sur Willow Creek laissant quand même un bilan très favorable.

3. COMPOSITION DU BÉTON COMPACTÉ

La courbe de la figure 3 montre qu'il faut un minimum de 10 % d'éléments inférieurs à 80 microns mais pas beaucoup plus. D'autre part il faut un grain maximum de 80 mm, en effet les plus gros cailloux ont tendance à favoriser la ségrégation. Les plus petits coûtent cher puisque l'on peut introduire près de 50 % de cailloux 40/80 mm, cela valorise le béton de base 0/25 mm par exemple.

Si l'on regarde la courbe de la figure 6, elle montre un béton trop riche en sable grossier qui sur place a rendu le béton plus souple n'atteignant pas facilement le blocage. Cet écart est obtenu par comparaison à des compositions type de FAURY ou BOLOMEY dites à remplissage maximal.

Le dosage en liant peut, dans la masse, être de 80 kg/m³... mais il peut être moins fort et même inférieur à 50 kg avec un complément de 30 kg de cendres volantes.

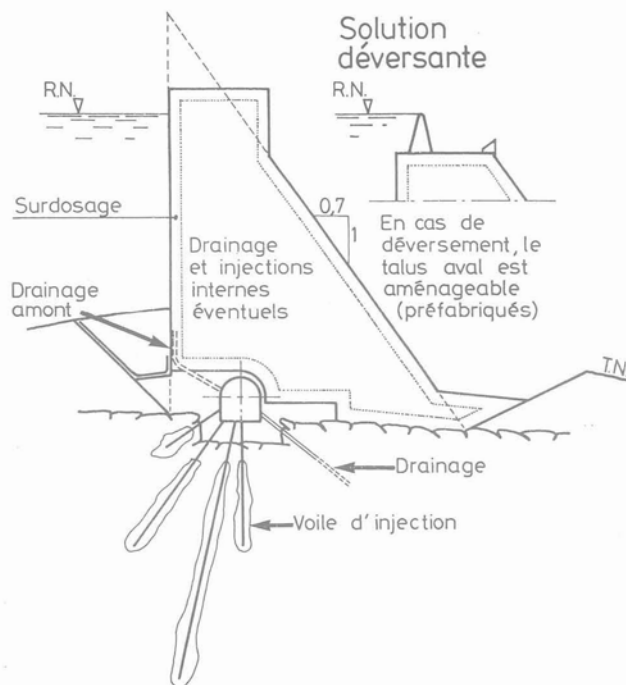


Fig. 5. — Profil type « BÉTON COMPACTÉ ».

Pour l'entreprise BEC à Saint-Martin de Londres, un mélange de cendres et de laitiers sous le nom de ROLAC DE LAFARGE a permis avec un prix de revient moindre d'augmenter le dosage à 135 kg en apportant par ce biais les fines utiles. Ce mélange donne aussi une prise très lente et de très faibles montées en température. Il est un fait que dans cet exemple la centrale à béton de 200 t/h utilisée à Saint-Martin de Londres ne permettait d'admettre que des cailloux de 31,5 mm et qu'un ajout de gros cailloux aurait baissé sensiblement le dosage. La température de prise du béton à Saint-Martin de Londres après s'être élevée de 10 °C a commencé à redescendre après 8 jours.

L'épaisseur des couches est souvent de l'ordre de 30 à 35 cm. Il s'agit d'une épaisseur facile à répandre et à régler pour des remblais. Le compactage se fait par un ou deux passages sans vibration pour tasser et répartir, puis avec vibration. Certains ingénieurs prévoient aussi la mise en place par couches de l'ordre de 30 cm, mais avec un compactage toutes les trois couches soit 90 cm, ceci dans le but de limiter l'effet des reprises sans nuire au serrage optimal en utilisant des engins lourds et performants. Des essais doivent toujours être faits avant travaux afin de sélectionner les engins les mieux adaptés.

4. CONCLUSIONS

Il est certain que cette technique est appelée à se développer. On a même pu dire que 60 % des barrages effectués au cours des quinze dernières années auraient pu, ou même auraient dû, être exécutés en Béton Compacté.

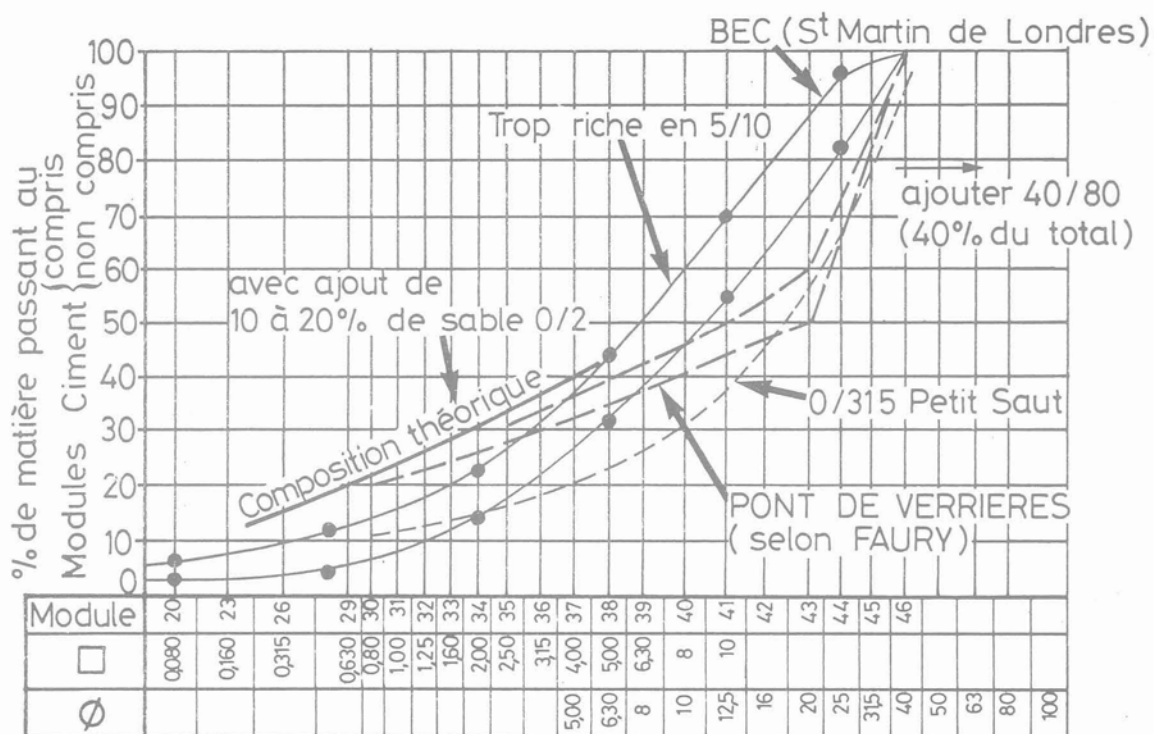


Fig. 6. — Comparaison des compositions en continu de Pont de Verrières et de Saint-Martin de Londres.

Entre les Japonais (jugés conservateurs dans cette technique) et les Américains (jugés plutôt novateurs) des excès dans les deux sens permettent de situer entre les deux les solutions de demain :

- Il faut limiter le mortier et l'eau.
- Il faut serrer au maximum les cailloux (s'ils sont en contact il n'y aura pas de retrait).
- Il faut limiter ou éviter les problèmes de reprise, c'est-à-dire monter le remblai en continu (il ne doit plus y avoir de dimanche sur le chantier...) à raison d'environ 1 m/jour et utiliser des liants à prise lente et donc peu exothermiques.
- L'épaisseur normale des couches est de 30 à 35 cm à la mise en place. Le compactage est à mettre au point par digue d'essai.
- Il faut limiter les risques de ségrégation en utilisant une dimension maximale de cailloux de 80 mm.

Il semble intéressant d'utiliser des matériaux concassés capables d'être mis en place par vibration lourde (500 N par centimètre de génératrice) et de s'imbriquer puis de s'immobiliser ce qui est intéressant pour le compactage de couches ultérieures sur béton de sous-couche frais. Les essais effectués à Pont de Verrières prouvent qu'au-delà de quelques passages le remblai se bloque.

Au niveau du prix de revient, le chantier doit être simplifié et le délai est nécessairement plus court. Le prix synthétique d'un Barrage en Béton Compacté y compris les parties en béton peu nombreuses ne doit pas dépasser 400 F en France avec des volumes suffisants (plus de 100 000 m³) et une carrière facile.

Enfin, on peut souligner à nouveau les économies importantes que l'on peut espérer en utilisant, à la conception, les capacités de submersion des ouvrages en « BÉTON COMPACTÉ » ou en « REMBLAI RIGIDIFIÉ » étanché et drainé à l'amont.



informations

Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur

SYMPOSIUM INTERNATIONAL

LA GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR APPLIQUÉE A L'ÉTUDE, A LA PRÉSERVATION ET A LA PROTECTION DES TRAVAUX ANCIENS, DES MONUMENTS ET DES SITES HISTORIQUES

ATHÈNES, GRÈCE, 19-23 septembre 1988
organisé par le Comité Hellénique de Géologie de l'Ingénieur
et la Société Géologique de Grèce

Ce symposium a pour but de présenter une vue générale des expériences dans le domaine de la restauration des monuments et des ouvrages anciens et la valorisation du patrimoine culturel qu'ils représentent.

Le symposium vise à offrir une tribune attractive aux scientifiques intéressés par les ouvrages anciens, les monuments et sites historiques.

Une attention sera particulièrement portée à l'interaction entre la géologie et l'Art de l'ingénieur aussi bien qu'à l'approche multidisciplinaire de la recherche dans le domaine de la protection des monuments et des sites archéologiques.

Les spécialistes de la Mécanique des Sols et des Fondations, des Roches, ceux de l'I.C.O.M.O.S. et de l'Archéologie seront les bienvenus.

THÈMES

1. Géologie de l'ingénieur et protection des sites historiques et des monuments.

Problèmes de stabilité et de fondation : stabilité des pentes ; subsidence, tassements, érosion, problèmes de drainage des fondations : mesures de protection et de traitement : restrictions posées par l'environnement et la particularité des sites ; protection contre les risques naturels.

2. Géologie de l'ingénieur et pierres de construction des monuments.

Maladies des pierres des ouvrages historiques, matériaux de restauration ; lieux d'emprunt et carrières de l'antiquité ; sites préhistoriques.

3. Géologie de l'ingénieur et exploration archéologique

Prospection géophysique, télédétection ; excavations, notamment en région urbaine.

4. Géologie de l'ingénieur et risques naturels pendant l'évolution historique.

Grands glissements de terrain ; subsidence ; tremblements de terre ; éruptions volcaniques ; disparition dans le passé des sites historiques.

5. Géologie de l'environnement et sites historiques.

Géologie de l'environnement dans l'antiquité ; paléogéographie ; paléohydrographie ; déformations et déplacements tectoniques ; cartographie géotechnique.

6. Géologie de l'ingénieur à la construction des travaux publics dans l'antiquité.

Conditions des sols de fondation et stabilité des travaux antiques ; la confrontation des problèmes par les anciens ; conceptions hydrogéologiques des anciens pour l'établissement des ouvrages hydrotechniques ; description des cas.

Langues officielles du symposium : français, grec, anglais.

Renseignements et premier bulletin :

Secrétariat du Symposium 1988

B.P. 19140

GR 117 10, Athènes, Grèce

E.N.P.C./D.F.C.A.I. - SESSIONS DE FORMATION - MAI-JUIN 1987

géotechnique, matériaux, structures

— Pathologie des bâtiments en béton armé	1 ^{er} et 2 juin	Paris
— Conception et calcul des fondations : les fondements du fascicule 62	2 et 3 juin	Paris
— Soutènement de grandes excavations	16 au 19 juin	Paris

ouvrages d'art

— Analyse de la valeur appliquée au génie civil	13 au 15 mai	Aix-en-Provence
— Conception et calcul des fondations : les fondements du fascicule 62	2 et 3 juin	Paris
— Travaux de confortement des barrages	9 au 11 juin	Paris

Journée d'étude :

— Le financement des grands projets d'infrastructures	19 et 20 mai	Paris
---	--------------	-------

routes

— Infrastructure et sécurité	5 au 7 mai	Paris
------------------------------	------------	-------

JOURNÉE D'ÉTUDES

construction des réseaux d'assainissement : la constitution du dossier d'appel d'offres

mardi 2 juin

9 h 00	M. HUART
Accueil des participants et présentation de la session.	
9 h 15	M. HUART
Le dossier d'appel d'offres : généralités.	
11 h 00	M. CARON
	<i>Ingénieur Géologue</i>
	<i>Directeur adjoint</i>
	<i>L.R.P.C. de l'Est Parisien</i>
Aspects géologiques du tracé. Rôle des sondages et interprétation.	
14 h 00	M. HUART
Ciel ouvert ou souterrain : critères de choix.	
14 h 30	M. LEGREVES
	<i>Direction du Génie Civil</i>
	<i>R.A.T.P.</i>
Estimation de l'opération : l'influence des critères économiques sur le choix des techniques.	
16 h 15	M. COCHARD
	<i>C.S.T.B.</i>
Les matériaux pour canalisations : les procédures d'agrément, la marque S.P.	

mercredi 3 juin

	M. BROCARD
	<i>Société Bonna</i>
Visite de l'usine Bonna à Conflans-Sainte-Honorine : canalisations béton et béton armé.	
14 h 30	M. MAAREK
	<i>Everitube</i>
L'amiante ciment.	
16 h 00	M. BARLAS
	M. LANGEFELD
	<i>Pont-à-Mousson S.A.</i>

La fonte.

17 h 15

Table ronde avec la participation des fournisseurs.

jeudi 4 juin

9 h 00	M. TARALON
	<i>Direction du Génie Civil</i>
	<i>R.A.T.P.</i>
Le fascicule 69 pour les ouvrages souterrains.	
10 h 30	M. LICHTLE
	<i>Établissement Public d'Aménagement</i>
	<i>de la Vilette</i>
Fouilles à ciel ouvert : prescriptions réglementaires et fascicule 70.	
11 h 30	M. DUFFAUT
	<i>Consultant en Génie Géologique</i>
Les recommandations de l'Association Française des Travaux en Souterrain (A.F.T.E.S.).	
14 h 00	M. FAUCHE
	<i>Chef de Subdivision</i>
	<i>D.D.E. du Val d'Oise</i>
Le financement des opérations. Les subventions.	
15 h 00	M. AURIOL
	<i>A.F.B. Seine-Normandie</i>
Les aides des Agences Financières de Bassin.	
16 h 00	
Bilan général de la session et discussion.	

responsable

M. Christian HUART

*Chargé de la section des Grands Travaux
d'Assainissement
Ville de Paris*

Frais pédagogiques

3 735 F H.T. + T.V.A. 18,6 %

Repas de midi : 285 F

GROUND ENGINEERING

Contents Vol. 19, No. 6, September 1986

- 2 Talking Point: A history of the British Geotechnical Society, *by J.B. Boden.*
- 7 For the record.
- 9 British Geotechnical Society meeting on university/industry-collaborative research. Report on a half-day meeting arranged by the British Geotechnical Society held at the ICE, Westminster, London on May 14 1986, *by Christine M. Cooling, BSc.*
- 11 Geodiary.
- 14 An extension of dynamic consolidation, *by P.S. Coupe.*
- 22 Foreground: Open days at Craelius.
- 25 Buyers' Guide to Geotechnical Instrumentation.
- 34 The use of microcomputers and data logging systems in civil engineering laboratories, *by A. Prince and M.E. Callaran.*
- 38 Ground Engineering Plant & Equipment: Telescopic leader on hydraulic excavator base; SI and low-headroom drilling rigs.

Contents Vol. 19, No. 7, October 1986

- 2 Talking Point: Journey to the centre of the earth... and beyond, *by J. Gammon.*
- 5 For the record.
- 7 Reinforced and anchored earth: Report on a meeting organised by the British Geotechnical Society held at the Institution of Civil Engineers, Westminster, London on June 19 1986, *by K. Brady.*
- 12 Geodiary.
- 14 Performance of a deep cofferdam around a collapsed tunnel in glacial clays, *by M.H. Goldsworthy.*
- 21 Review of geotechnical aspects of jack-up rig foundations, *by M.J. Reardon.*
- 29 "Load Sensing" feature of piling rig.
- 30 Ground Engineering Practice: Groundwater control keeps motorway pipejacking going; Airport building anchored to resist earthquakes; Mini piling for underpinning warehouse conversion.
- 32 Underground Services: Clayware sewer replaced by polyethylene pipe using pipe-bursting technique; ABS pipework for use in solution mining of salt; More than 1 km of sewer lined with GRC units; Fibre optic cables installed from a Land-Rover; First use of clay pipes for slip-lining.

Contents Vol. 19, No. 8, November 1986

- 2 Talking Point: Undermining civil engineers, *by K. Rainbow*
- 5 For the record
- 8 Geodiary
- 10 Soil Nailing: Applications and Practice — part 1, *by D.A. Bruce and R.A. Jewell*
- 16 Site investigations on cavernous limestone for the Remouchamps Viaduct, Belgium, *by A.C. Waltham, G. Vanderven and C.M. Ek*
- 20 CP&F shows off technology for the future
- 22 Geotechnical book reviews
- 23 Trade literature
- 25 Low strain integrity testing of bored piles, *by Jörn M. Seitz*
- 28 Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls, *by M.R. Cooper*
- 34 Geotechnical Instrumentation: Penetrometer operation combined with dilatometer and standpipe installation; New borehole data logger; Discrete water sampler for monitoring water quality

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

Price £3.50 per copy post free (UK)
£20 per year, UK
£25 overseas (surface mail postage paid)

© 1986
ISSN 0017-4653

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

collection géotechnique

Dynamique des sols

par A. Pecker

Prix : 240 F

Ce livre présente l'état actuel de la pratique en dynamique des sols, tout en introduisant les développements les plus récents concernant la modélisation du comportement du sol, la liquéfaction et l'interaction sol-structure.

Il s'adresse tant aux étudiants qu'aux ingénieurs confrontés à des problèmes de dynamique des sols.

Génie parasismique

sous la direction de V. Davidovici

Prix : 1 200 F

Cet ouvrage est le premier traité complet de génie parasismique en langue française.

Réalisée avec le concours de plus de cent spécialistes et experts du domaine, cette œuvre collective constitue une véritable synthèse des connaissances actuelles.

L'ouvrage aborde successivement les causes des séismes, leur nature physique et l'influence des facteurs locaux.

Il traite de manière approfondie le comportement des sols sous chargement dynamique ainsi que les problèmes d'interaction sol-structure.

Les méthodes modernes de calcul dynamique des structures et des équipements et le comportement des ouvrages aux séismes font également l'objet d'une large présentation.

Le risque sismique est également abordé dans ses aspects décisionnels et juridiques ainsi que dans le cadre de la planification.

De nombreux tableaux, abaques, illustrations facilitent la compréhension de l'ouvrage et son utilisation pour l'étude de constructions en zones sismiques.

Éléments de mécanique des sols

par F. Schlosser

Prix : 150 F

Ce cours volontairement réduit a pour but de présenter les notions essentielles de la mécanique des sols sous une forme simple, ne nécessitant que très peu de connaissances préalables, en résistance des matériaux notamment. Il doit cependant permettre d'aborder de façon pratique la plupart des problèmes de mécanique des sols, notamment pour les ingénieurs qui seront amenés de par leurs fonctions, à utiliser ou à interpréter un rapport de sols.

Exercices de mécanique des sols

sous la direction de F. Schlosser

Prix : 140 F

Ce recueil d'exercices sélectionnés complète le cours « Éléments de mécanique des sols » et permet d'appliquer à des cas précis les notions fondamentales de mécanique des sols et de calcul des ouvrages.

Étude géotechnique et reconnaissance des sols

Projet de DTU

Préface de L. Parez,

Président du Comité Français de Mécanique des Sols

N° 22 de la Revue Française de Géotechnique

Prix : 117 F

Ce document donne aux Maîtres d'ouvrage, aux Maîtres d'œuvre et aux Concepteurs l'opportunité de mieux apprécier la diversité des moyens actuellement mis à leur disposition pour parvenir à une meilleure définition des projets de fondation.

Il décrit de façon précise les différentes méthodes de sondages et de prélèvements de sols effectués lors de la reconnaissance géotechnique ainsi que des essais géophysiques menés pendant l'étude préalable.

Cet ouvrage rassemble pour la première fois la description des « essais de sols » dont les modes opératoires existent de façon éparse.

Foundation engineering

sous la direction de G. Pilot

Prix : 370 F

This book is a review in English of the French modern practice in soil studies; it deals with building foundation design and construction.

More specifically, it takes into account the know-how acquired and the research and development results obtained during the past few years.

Gel des sols et des chaussées

sous la direction de M. Frémond et P.J. Williams

Prix : 140 F

Cet ouvrage présente les résultats des recherches entreprises sur la com-

préhension et la maîtrise du gel des sols. Il fait le point sur la recherche appliquée et montre des actions nouvelles en fonction des nécessités du développement économique des régions froides.

Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols

par J.P. Magnan

Prix : 220 F

Destiné aux étudiants, praticiens et chercheurs spécialisés en mécanique des sols, cet ouvrage introduit progressivement l'appareil théorique nécessaire aux études, en illustrant par des exemples ses possibilités autant que ses limites.

Remblais et fondations sur sols compressibles

sous la direction de J.P. Magnan

Prix : 250 F

Les différents chapitres de cet ouvrage, rédigés par des ingénieurs des Laboratoires des Ponts et Chaussées spécialisés de longue date dans les études de sols compressibles, présentent l'ensemble des connaissances nécessaires à l'élaboration des projets de remblais sur sols mous et à l'étude des problèmes spécifiques aux fondations construites dans les zones où l'on trouve ces types de sols.

Renforcement en place des sols et des roches

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et la Louisiana State University (U.S.A.)

(Paris, 9-11 octobre 1984)

Prix : 430 F

L'objet de ce colloque était l'étude du renforcement en place des sols et des roches par des inclusions résistantes.

Cet ouvrage contient les textes des communications présentées : 28 en français et 30 en anglais.

Le renforcement des sols : terre armée et autres techniques

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et le L.C.P.C. (Paris, 20-22 mars 1979)

3 volumes

Prix : 650 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives au renforcement des sols par des inclusions résistant soit à la traction (terre armée), soit à d'autres types de sollicitations (flexion, compression, effort tranchant).

Cet ouvrage contient en français ou en anglais : les textes des communications présentées ; les textes des discussions.

L'emploi des textiles en géotechnique

Comptes rendus du Colloque International organisé par l'E.N.P.C. et le L.C.P.C. (Paris, 20-22 avril 1977)

3 volumes

Prix : 570 F

Ce colloque avait pour but l'échange d'informations techniques et scientifiques relatives à l'emploi des textiles dans les ouvrages de génie civil où ils peuvent être associés avec des sols.

Cet ouvrage contient en français, en anglais ou en allemand : les textes des communications présentées ; les textes des discussions.

BON DE COMMANDE

Titres	Quantité	Prix unitaire	Montant
Montant total de la commande			

NOM/ORGANISME :

ADRESSE :

.....

.....

Date :

Signature :

