



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

---

Revue trimestrielle

Abonnement 1997 (numéros 78 à 81) franco : 645 F

Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 01 49 54 72 72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 22230. Dépôt légal : avril 1997

**Presses** de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 1997

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

---

*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.*

# Stabilité des pentes sous-marines de l'atoll de Mururoa sous sollicitations dynamiques

J. BOUCHEZ  
Y. CARISTAN  
C. MARIOTTI

Département d'Analyse  
et Surveillance  
de l'Environnement,  
Commissariat à l'Énergie  
atomique, BP 12,  
91680 Bruyères-le-Châtel

## Résumé

La stabilité des pentes océaniques de l'atoll de Mururoa a fait l'objet d'un suivi tout au long de l'exploitation du Centre d'Expérimentation du Pacifique français. La zone Nord de la couronne corallienne a été instrumentée après la constatation au début des années 80 de la réactivation de certaines fissures bordières. La présence de calcaires crayeux tendres dans les formations de pente est à l'origine de ces fissures bordières naturelles. Les sollicitations dynamiques dues aux essais ont entraîné un début de fluage des calcaires crayeux. L'analyse en laboratoire des propriétés mécaniques de ces roches, la réalisation de maquettes analogiques et de simulations numériques ont permis de comprendre le comportement de ces matériaux de pente au cours de la réalisation de plus de 80 essais. Leur évolution compactante laisse prévoir une évolution à long terme du mouvement vers une stabilisation.

## Stability of the fore-reef of Mururoa atoll under dynamic loading

## Abstract

The stability of the ocean slopes of the Mururoa atoll has been monitored throughout the operation of the French Centre d'Expérimentation du Pacifique. The Northern zone of the corallian rim has been instrumented in the early eighties when the reactivation of some border cracks was verified. The soft chalky limestone present in the slope formations caused these natural border cracks. The dynamic loads resulting from the tests initiated a creeping motion of the chalky limestones. The analysis in laboratory of the mechanical properties of these rocks, the creation of analog scale models and numerical simulations contributed to the understanding of the slope materials behavior during more than 80 tests. The trend to compacting mechanical behaviour of the chalky limestones indicates that the long term evolution of the motion is probably toward stabilization.

## Introduction

Les pentes sous-marines de talus continentaux, de zones côtières ou même de pentes abyssales faibles ont été l'objet de déstabilisations qui ont pu avoir des conséquences néfastes pour les biens et les personnes vivant dans les régions affectées (Voight, 1978). De tels glissements ont eu lieu sur les pentes sous-marines au niveau du port de Nice en 1979 (Habib, 1994), à proximité du port de Skagway en Alaska en 1994 (Kulikov *et al.*, 1996), dans la baie de Kitimat au Canada en 1975 (Murty, 1979). Des glissements sous-marins d'une dimension largement supérieure et engendrant des courants de turbidité ont été également observés sur les flancs des îles Hawaï (Moore, 1964), sur les marges continentales norvégiennes (Jansen *et al.*, 1987), au Canada sur les Grands Bancs à la suite d'un séisme (Heezen et Ewing, 1952). Des références bien documentées concernant les problèmes de stabilité des pentes sous-marines sous sollicitation sismique étant rares, il a semblé opportun de rapporter ici les données et la connaissance des mécanismes liés au comportement mécanique des formations carbonatées de la zone Nord de l'atoll de Mururoa, en particulier sous sollicitation sismique. En effet, cette zone du Centre d'expérimentation nucléaire a été suivie pendant plus de quinze ans, période durant laquelle environ une cen-

taine d'essais ont été réalisés. Depuis dix ans, son comportement a été évalué de façon prévisionnelle avant chaque essai, et suivi *a posteriori*.

## Le contexte géomécanique naturel

L'atoll de Mururoa est constitué d'un soubassement volcanique vieux de plus de dix millions d'années. Il est surmonté d'un chapeau de roches calcaires d'origine corallienne, résultat de l'installation des coraux autour du volcan dès que la diminution de son activité l'a permis. L'éloignement progressif du point chaud qui lui a donné naissance et l'augmentation de son propre poids au cours de la construction ont entraîné la subsidence graduelle de l'édifice (Buigues *et al.*, 1992; Guille *et al.*, 1992; Bouchez et Lecomte, 1995). Aujourd'hui, seule une couronne corallienne étroite émerge, enserrant un lagon peu profond (maximum 50 m). Du côté de l'océan les pentes plongent en moyenne à 45° vers le plancher océanique qui se trouve à environ 3 500 m de profondeur aux alentours immédiats (Fig. 1).

La géométrie des atolls de Mururoa et Fangataufa, stade ultime de l'évolution du volcan vieux et éteint, reflète celle qu'il avait dans sa jeunesse lorsque se sont édifiées les constructions coralliennes il y a plus de dix millions d'années. En effet, ces constructions coralliennes s'édifient très rapidement après l'émersion du jeune vol-

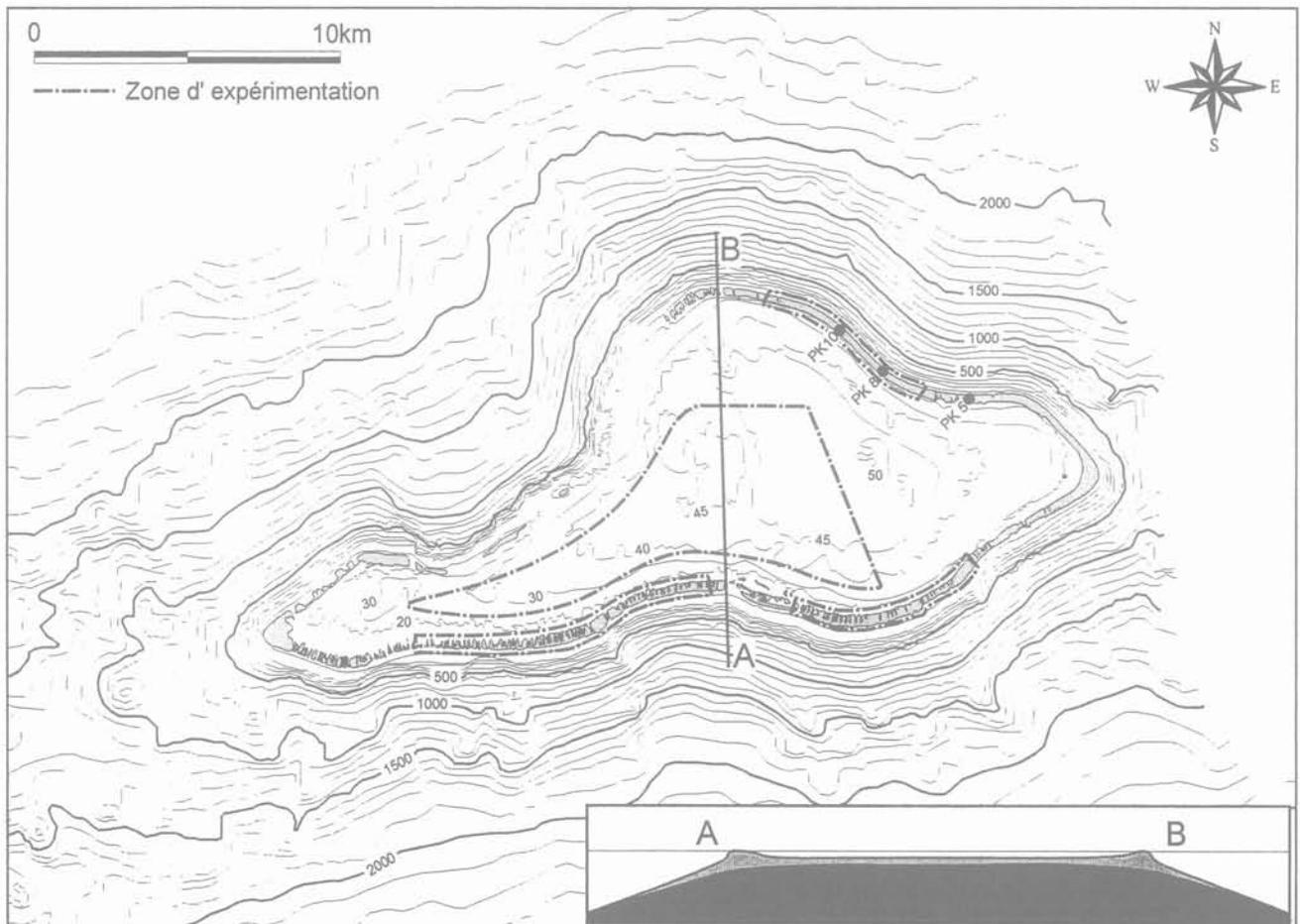


FIG. 1 Bathymétrie et coupe de l'atoll de Mururoa. En gris foncé, le socle basaltique large et assis sur des fonds océaniques de - 2 500 à - 3 500 mètres. En clair, le chapeau de roches coralliennes. Bathymetry and cross-section of the Mururoa atoll. Dark gray : the basalt shelf, broad and seated on 2,500 to 3,500 meter sea floors. Light gray : the corallian rock cap.

can, dès que son activité a suffisamment décliné pour les laisser se développer. Elles en fossilisent la morphologie, modelée par les glissements qui ont pu se produire au moment de la pleine activité. Ainsi retrouve-t-on inscrite dans la courbure concave des côtes la marque des anciennes zones de glissement du soubassement volcanique, stabilisées depuis l'installation des coraux.

Sur ce substratum stable, la croissance des coraux, horizontalement vers l'océan ou verticalement, s'est faite en fonction de l'histoire du niveau des océans et des climats. La structure géologique des flancs et le profil de la pente externe résultent directement de cette histoire. Ainsi trouve-t-on sur la figure 2, surmontant le socle volcanique, des couches horizontales de calcaires coralliens et de dolomies plus ou moins indurées avec des surfaces karstiques (Buigues, 1996). Par ailleurs, il en résulte une organisation latérale des formations de pente qui est très caractéristique d'un atoll. On notera en particulier l'existence de calcaires crayeux où se trouvent des structures sédimentaires de dissolution liées à la circulation centripète des fluides océaniques au sein des masses rocheuses carbonatées. Au niveau de la pente océanique et sur ces formations crayeuses, se trouvent des formations détritiques classiques. Enfin, juste en contact avec le substratum volcanique, on notera la présence de dépôts argileux, appelés zone de transition, et provenant de l'érosion du volcan lorsqu'il était encore émergé. Le profil général de la pente correspond au profil d'équilibre des différentes formations. Vers 120 m des encoches marquent le niveau de la mer tel qu'il était lors de la dernière glaciation. Un tel profil se retrouve sur d'autres atolls comme par exemple à Mayotte dans l'océan Indien. C'est un bon reflet géomorphologique de l'histoire climatique du globe.

Les caractéristiques géotechniques de ces différentes formations sont données au tableau I. Elles résultent essentiellement de mesures effectuées en laboratoire et sont utilisées dans les modélisations numériques effectuées pour l'étude de la stabilité des pentes. L'analyse du champ de contraintes purement statique, obtenu par simulation numérique bidimensionnelle, permet de définir la surface naturelle présentant le coefficient de sécurité minimal. La surface potentielle de glissement est totalement dans les car-

bonates. En surface se créent des zones de traction. Effectivement, on observe sur une grande partie du pourtour de la couronne des deux parties d'une fracturation bordière ancienne, scellée par un ciment carbonaté, correspondant à l'existence tout à fait classique de contraintes en traction localisées essentiellement au niveau du tombant. Elles se sont vraisemblablement développées au cours des temps géologiques au fur et à mesure de la consolidation des formations carbonatées, en particulier des calcaires crayeux.

3

## La réaction mécanique dynamique des massifs

3.1

### Les observations

3.1.1

#### Le tassement en surface

Toute observation et, *a fortiori*, toute mesure de tassement suppose d'avoir un point de référence, origine des mesures de nivellement, et d'être sûr de sa stabilité. Dans le cas d'une île océanique isolée, cela peut être résolu aujourd'hui par mesure GPS. Ce n'était pas le cas il y a vingt ans lors des premiers essais souterrains. Seule la mesure du niveau moyen de l'océan pouvait donner une indication de la stabilité relative de ce point de référence. Encore faut-il prendre en compte et éliminer toutes les évolutions du niveau moyen liées aux variations de pression atmosphérique. C'est ce qui a été fait à partir des données marégraphiques de Mururoa dont la séquence est presque continue depuis 1975. L'évolution du niveau moyen est de 3,5 mm/an environ. Le même traitement donne une montée de la mer de 2,5 mm aux îles Gambier et 7 mm à Tahiti. Plus généralement cet ordre de grandeur correspond à une variation très lente et millimétrique du niveau de tous

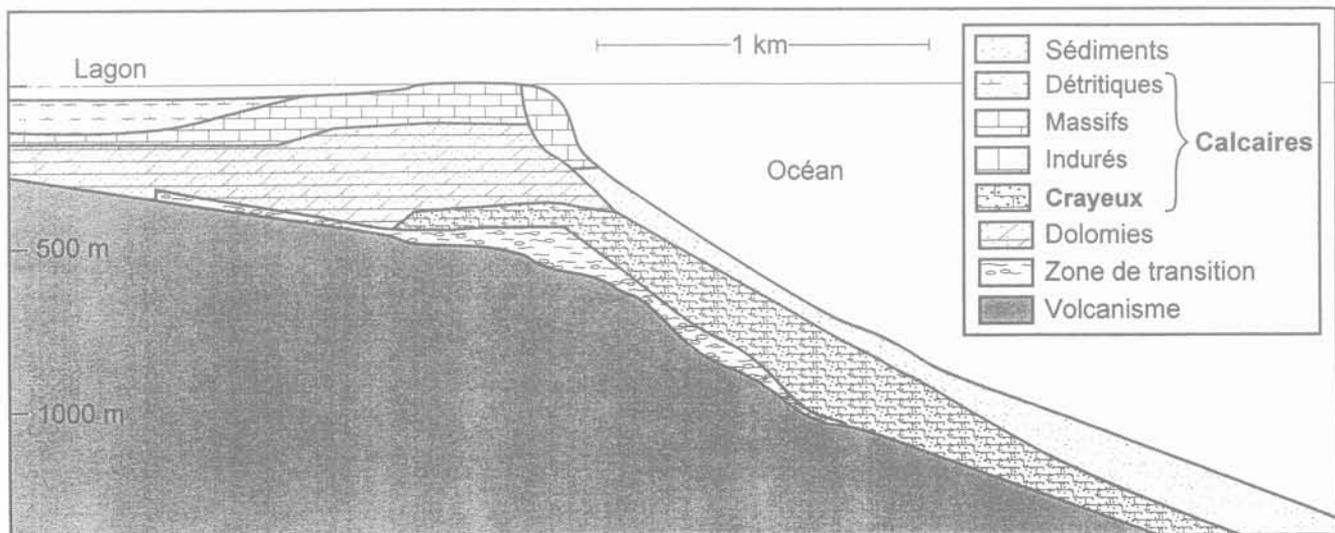


FIG. 2 Coupe du bord océanique du chapeau de roches coralliennes. On remarquera en particulier les calcaires crayeux très développés.  
Cross-section of the ocean edge of the corallian rock cap. Note the highly developed chalky limestone.

TABLEAU I

## Propriétés moyennes des matériaux constituant les flancs de l'atoll de Mururoa.

Mean properties of the materials making up the flanks of the Mururoa atoll.

Matériaux	Densité $\rho$ ( $\text{kg/m}^3$ )	Module d'Young E ( $10^{10}$ Pa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Cohésion C ( $10^6$ Pa)	Angle de frottement $\phi$ (degrés)
Calcaires indurés	2 400	1,45	0,4	1 468	3 598	50	35
Calcaires détritiques	2 050	0,6	0,3	1 060	1 984	15	45
Calcaires massifs	2 250	1,4	0,3	1 546	2 894	40	25
Dolomie sous lagon	2 200	1,1	0,3	1 386	2 594	40	25
Dolomie sous couronne	2 450	1,74	0,4	1 592	3 901	50	35
Calcaires crayeux	2 000	0,1	0,3	1 250	2 350	5	30
Zone de transition	2 200	1,1	0,3	1 386	2 594	10	30
Sédiments	2 150	0,44	0,4	855	2 094	10	40
Volcanisme	2 350	2,9	0,2	2 267	3 702	80	55

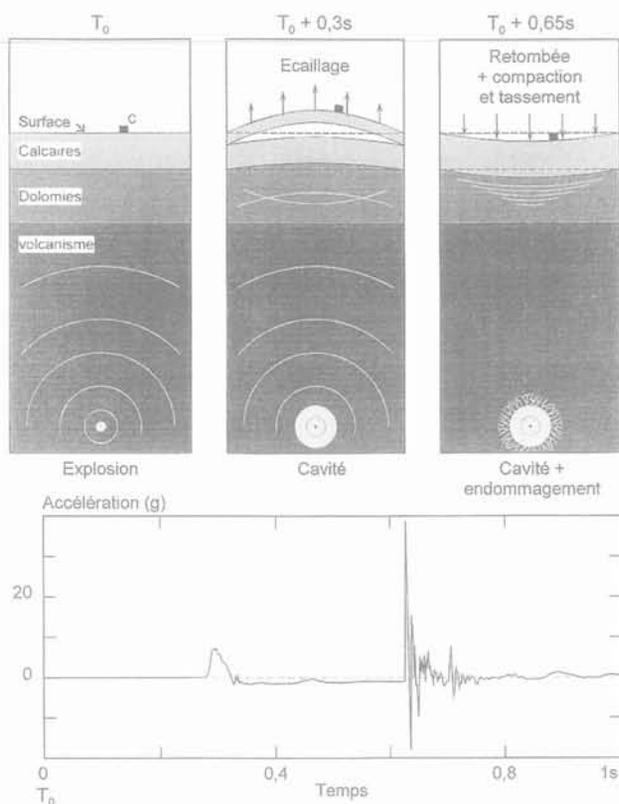


FIG. 3 Décomposition du phénomène de tassement superficiel instantané à l'aplomb d'un essai souterrain. Signal enregistré par le capteur en surface.

Decomposition of the instantaneous superficial subsidence phenomenon plumb with an underground test. Signal recorded by a surface sensor.

les océans de la planète entre 1930 et 1980 (Douglas, 1991). On peut donc considérer que le point de référence pour le nivellement utilisé à Mururoa est resté techniquement stable au cours des vingt dernières années.

La réalisation d'essais dans l'atmosphère s'est terminée dès 1974 au profit d'essais souterrains sous la

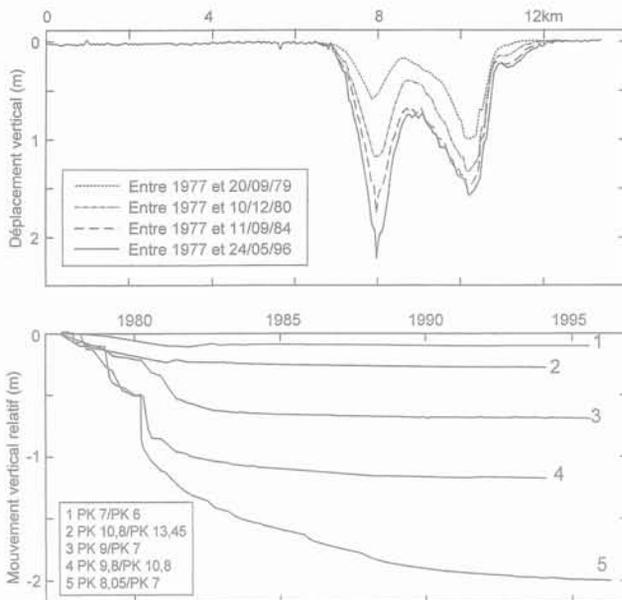
couronne. Parmi tous les effets mécaniques immédiats se produisant lors d'un essai, le tassement de la couronne corallienne à la verticale du point zéro a fait l'objet d'un suivi particulier. Il est lié au phénomène de réflexion à la surface libre du sol de l'onde de pression provenant du point zéro. En effet, l'onde réfléchie se combinant avec l'onde incidente engendre des contraintes en traction à quelques mètres de la surface libre, qui provoquent la rupture en traction de la roche et le départ en vol balistique de la dalle de surface (Fig. 3). C'est le phénomène d'écaillage. Lors de sa retombée, elle provoque un choc local dit choc d'écaillage qui compacte les roches carbonatées plus ou moins bien cimentées se trouvant sur les quelques dizaines de mètres les plus superficiels. Les lois phénoménologiques établies au Centre d'Expérimentation du Pacifique permettent de prévoir, en fonction des caractéristiques de l'explosion, l'amplitude des tassements; de l'ordre de quelques dizaines de centimètres sauf en quelques endroits. Ils ne présentent pas d'évolution notable en fonction du temps sauf dans deux zones bien circonscrites (PK 8 et PK 10) du Nord de l'atoll où les tassements, après une forte composante immédiate, ont présenté une évolution faible en fonction du temps, mais mesurable par les moyens de nivellement de grande précision utilisés (Fig. 4).

## 3.1.2

## Observations du comportement mécanique de la zone Nord de l'atoll de Mururoa

## • Les premières observations de surface

Certains essais, effectués dans les années 1979-1980 sous la partie Nord de la couronne corallienne, ont entraîné un tassement immédiat important, une réactivation des failles bordières anciennes et l'apparition d'un jeu de fractures superficielles sur la dalle corallienne de surface. Ce n'est que quelques années plus tard que l'observation des tassements en fonction du temps a mis en évidence une évolution faible mais continue des formations de flanc de cette zone qui n'était plus utilisée pour les expérimentations. Le tassement le plus important est observé entre les points kilométriques 7 et 9 (PK 7 et PK 9), centré sur la zone dite



**FIG. 4** En haut : évolution des profils de tassement de la zone Nord de la couronne corallienne entre 1977 et 1996. En bas : évolution temporelle relative entre différents points de la couronne Nord.  
Top : evolution of the subsidence profiles in the Northern area of the corallian crown between 1977 and 1996. Bottom : relative evolution in time between various points of the Northern rim.

Camélia (Fig. 5). Deux autres zones présentant les mêmes symptômes ont été surveillées. Il s'agit d'une zone située au niveau du PK 10 appelée « Françoise », et d'une autre située au niveau du PK 5 appelée « Irène ». Dans les deux premiers cas, des essais souterrains avaient été réalisés à l'aplomb de ces zones. Dans le dernier cas, aucun essai n'a été réalisé à moins de 2,5 km.

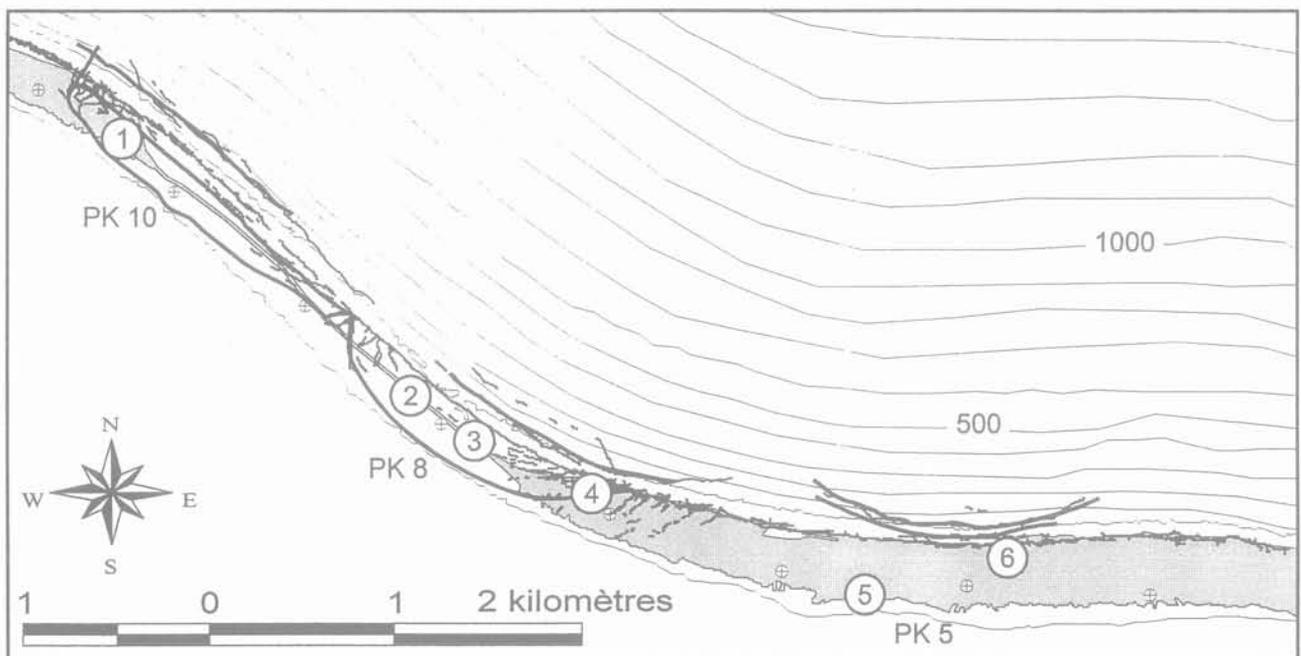
Des repères planimétriques de précision ont été installés afin de mesurer la composante horizontale du mouvement telle qu'elle se révèle à travers l'existence de la fracturation superficielle en traction du platier. Ils confirment une composante horizontale dirigée vers l'océan (Fig. 6). Dès lors, une instrumentation des couches profondes a été décidée. Elle permet de mesurer à la fois la déformation des formations carbonatées, le comportement du soubassement volcanique et le suivi de la microsismicité dans cette zone. Elle vient compléter dans la troisième dimension les observations faites en surface.

• **Les observations de profondeur**

L'instrumentation installée est décrite sur la figure 7. Elle a pour objectif à la fois le suivi de l'évolution à long terme et l'alerte en cas de mouvement rapide. Deux types de mesures sont effectuées :

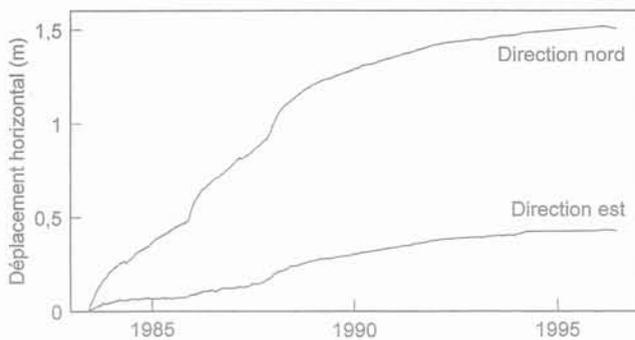
- des mesures sismiques, avec des capteurs en surface et en puits jusqu'à 700 m de profondeur ;
- des capteurs de déplacement ou de déformation.

Ce sont d'abord, dans trois forages, des inclinomètres en forage jusqu'à 700 m de profondeur maximale, ancrés dans le volcanisme et rendu solidaires des terrains par cimentation totale du puits. Pour la sur-

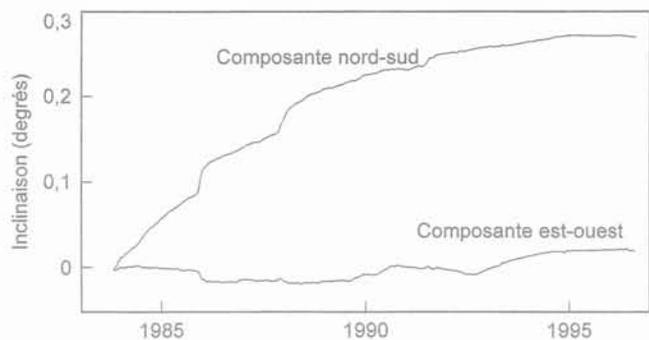


- ① GPS continu  
Inclinomètre  
Cable incliné  
Géophones
- ② Inclinomètre  
Cable incliné  
Géophones
- ③ GPS continu  
Cable horizontal
- ④ Inclinomètre  
Cable horizontal  
Cable incliné
- ⑤ GPS continu  
(référence)
- ⑥ GPS continu  
Cable incliné  
Géophones

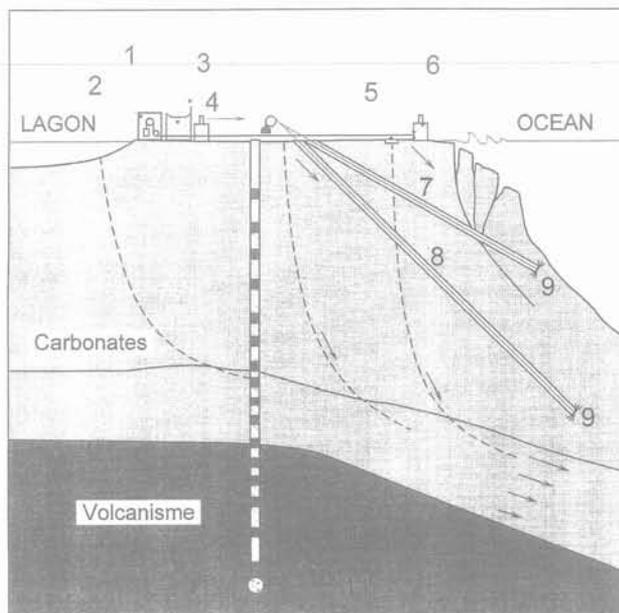
**FIG. 5** Carte de la zone Nord de la couronne corallienne. En traits gras : les limites des trois zones affectées (PK5, PK8, PK10). Les numéros renvoient à l'instrumentation réalisée à l'endroit considéré.  
Map of the Northern area of the corallian rim. Bold lines : limits of the three affected zones (PK5, PK8, PK10). The numbers refer to the instrumentation installed at the considered location.



**FIG. 6** Les deux composantes du déplacement horizontal en fonction du temps au PK8 de la zone Nord de l'atoll. Ces mesures sont réalisées par géodésie.  
The two components of the horizontal displacement as a function of time at PK8 of the atoll's Northern area. Geodetic measurements.



**FIG. 8** Évolution en fonction du temps d'un inclinomètre situé dans les calcaires crayeux.  
Evolution as a function of time of a clinometer located in the chalky limestones.



**FIG. 7** Coupe du bord de la couronne corallienne montrant l'instrumentation réalisée *in situ* à partir de 1983.  
Cross-section of the edge of the corallian rim, showing the instrumentation installed *in situ* from 1983.

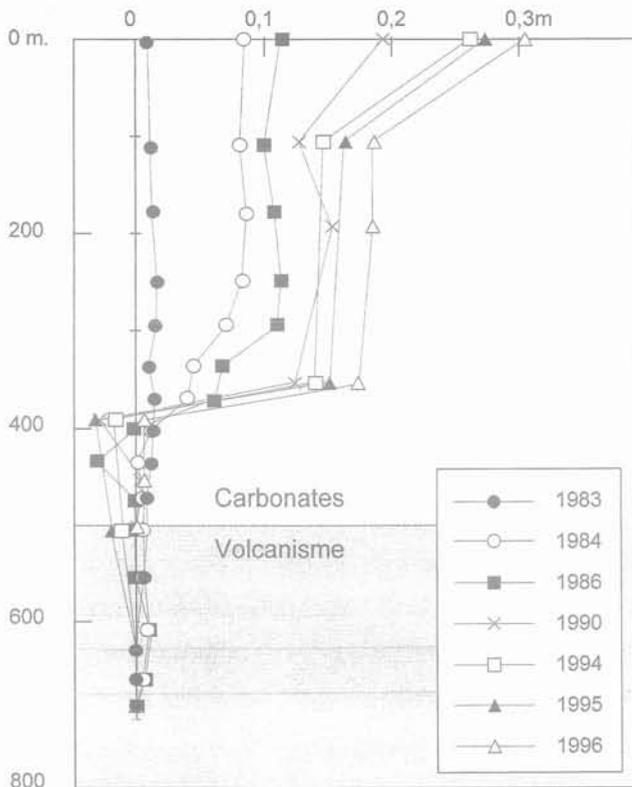
- 1 Route
- 2 Câble tendu horizontal
- 3 Repère de nivellement
- 4 Pilier de visée
- 5 Faillémètre
- 6 Pilier jalon avec antenne GPS
- 7 Fil à 30°
- 8 Fil à 45°
- 9 Ancrage
- 10 Chaîne d'inclinomètres
- 11 Géophone tridirectionnel

veillance des formations de pente les plus externes, des câbles tendus dans des forages obliques sont ancrés presque au débouché des forages dans l'océan. En surface, des câbles horizontaux tendus à travers la couronne corallienne permettent la surveillance, même en cas d'inaccessibilité de la couronne (en cas de crise par exemple). Enfin, les mesures géodésiques déjà mentionnées plus haut viennent compléter le dispositif. Depuis 1990, certaines de ces mesures sont effectuées par un système opérationnel de quatre balises GPS fonctionnant en permanence et en continu, et renvoyant leurs données en base arrière vers un système de traitement automatisé (Coulon, 1990; Flouzat, 1995).

Les mesures géodésiques de surface avaient montré l'évolution en surface de la couronne corallienne. Celle-ci est corroborée par les données de capteurs de pro-

fondeur (Figs 8 et 9). L'inclinométrie, réalisée à partir de fin 1983, met en évidence un mouvement des masses sédimentaires carbonatées surplombant le volcan. Ce mouvement est régulier et localisé dans les couches calcaires présentant une structure poreuse développée (calcaires crayeux). La déformée en fonction du temps (Fig. 9) met clairement en évidence la surface de découplage à une profondeur d'environ 400 m, juste au-dessus du substratum volcanique qui, lui, reste stable. Le déplacement horizontal est plus fort au début des années 80, et se ralentit fin des années 80. Cette évolution est aussi visible sur la courbe de l'inclinomètre situé au niveau des calcaires crayeux à 400 m de profondeur. Les câbles tendus en forage inclinés (FIL) montrent une évolution semblable, confirmant que le mouvement affecte les formations de pente.

### Géométrie, volume et origine de l'initiation du mouvement



**FIG. 9** Déformée reconstituée à partir des mesures de la chaîne d'inclinométrie au PK8. On remarque clairement la zone de découplage vers -400 m dans les calcaires crayeux et le comportement en bloc des formations situées au-dessus. Le volcanisme n'est affecté d'aucun mouvement.

Distortion reconstructed from measurements of the tiltmetry system at PK8. We can clearly see the decoupling zone near -400 m in the chalky limestones and the block behavior of the formations located above that level. The lavas are not affected by any movement.

L'activité microsismique s'est manifestée dès le début aux frontières les plus externes du mouvement et de façon diffuse au sein de la masse rocheuse (Fig. 10), mettant en évidence un compartimentage en trois zones telles que décrit plus haut, les frontières extrêmes des zones en mouvement étant les plus visibles. En profondeur la distribution est limitée aux masses carbonatées, sans affecter le soubassement volcanique. Au début des années 80 les événements ont des magnitudes locales comprises entre 1 et 3 (Fig. 11), à l'exception d'un seul événement de magnitude 3,3. Plus tard tous les événements détectés deviennent très faibles, avec une magnitude presque toujours comprise entre -1 et 1,5 et des moments sismiques correspondants compris entre  $10^9$  et  $10^{12}$  N.m. Les fréquences de coin sont comprises entre 3 et 17 Hz. On peut estimer que l'événement moyen correspond à une source d'une taille de quelques dizaines de mètres avec un déplacement associé millimétrique. La figure 11 montre que l'essentiel de l'énergie sismique a été relâchée en 1980, année de la réalisation des derniers essais dans cette zone. Après, l'énergie se relaxe régulièrement, même si les sollicitations sismiques dues à la réalisation d'essais dans d'autres zones entraînent une légère augmentation de la relaxation sismique en zone Nord.

L'ensemble des mesures réalisées permettent de définir la géométrie et le volume des formations affectées par le mouvement. Des trois zones précitées, la zone « Camélia », située entre les PK 7 et 9 est la zone principale. Elle traverse la couronne jusqu'au lagon, alors qu'en « Françoise » le mouvement n'affecte que partiellement la couronne, et qu'en « Irène » le mouvement n'affecte pas la partie émergée de la couronne mais seulement quelques dizaines de mètres d'épaisseur sous le niveau de l'océan. Les mesures inclinométriques montrent l'existence d'une surface de découplage au niveau des calcaires crayeux, c'est-à-dire vers 400 m de profondeur à la limite entre les carbonates et le substratum volcanique. Ceci est conforté par la distribution de la microsismicité. Le mouvement lent qui est mesuré correspond donc à un mouvement de fluage sur environ une centaine de mètres au niveau de la couche de calcaires crayeux. Cette couche est surmontée de formations plus cassantes se comportant de façon plutôt rigide.

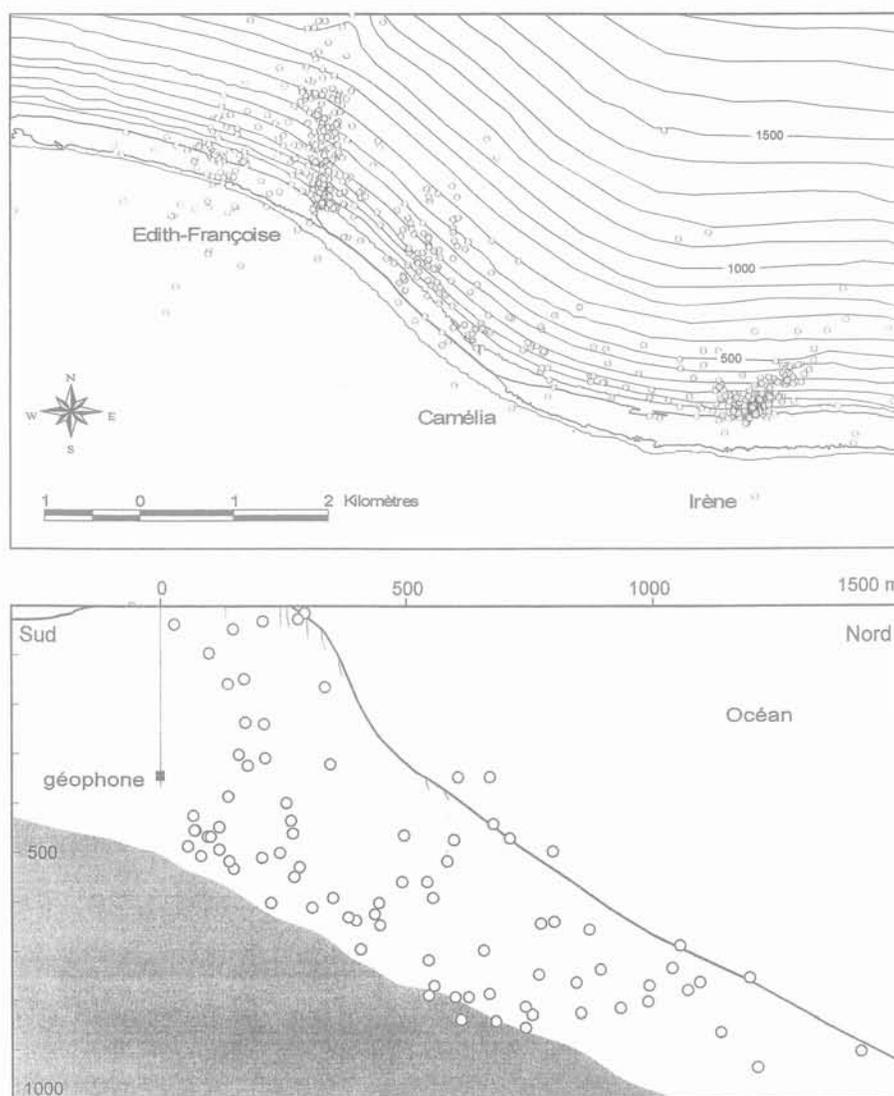
De plus, l'étude des fractures superficielles et de celles recoupées dans les forages obliques permet de délimiter subverticalement à l'intérieur d'une même zone plusieurs compartiments allant du plus externe côté océan au plus interne côté lagon (Fig. 7). Le volume maximal de la zone « Camélia » est estimé à  $0,6 \text{ km}^3$ , mais le découpage en compartiments fait que le volume le plus affecté par le mouvement est constitué du compartiment le plus externe d'un volume de  $0,04 \text{ km}^3$ .

Une modélisation analogique a été réalisée sur maquette à partir de plastiline pour la zone plastique et de sable pour le reste des formations carbonatées. A partir d'une reproduction à échelle réduite des volumes respectifs des unités mécaniques, on retrouve la distribution géométrique des déformations observée sur site ainsi que les caractéristiques de la tectonique gravitaire, en particulier les fractures de tête. Enfin, une modélisation numérique en dynamique permet de comprendre le phénomène à l'origine du mouvement. On a modélisé les effets d'une expérimentation libérant une énergie de 8 kt réalisée dans le basalte à 800 mètres de profondeur. Les contraintes dynamiques engendrées entraînent la déformation plastique des formations les moins résistantes mécaniquement, qui correspondent aux calcaires crayeux. C'est ce phénomène qui est à l'origine de l'initiation du mouvement. On peut néanmoins penser que l'existence de fractures bordières naturelles avant la réalisation des essais correspond à une évolution naturelle des calcaires crayeux sous la charge de la masse corallienne. Les essais auraient donc fortement accéléré un phénomène naturel.

### Réaction mécanique des formations de pente aux essais réalisés depuis 1980

Une fois le mouvement amorcé en 1980, les essais réalisés ultérieurement dans le volcan sous le lagon à une distance de plusieurs kilomètres, ont encore un léger effet sur le mouvement de pente. C'est ce que montrent les figures 5 et 8.

La modélisation numérique permet de comprendre l'origine de cet effet légèrement accélérateur (Fig. 12). La



**FIG. 10** Sismicité de la zone Nord de la couronne corallienne, cumulée sur seize ans. Les zones les plus sismiques sont les frontières les plus externes du mouvement. Les microséismes sont situés dans la partie corallienne (gris clair) et non dans le volcanisme (gris foncé). Quelques événements localisés dans l'océan donnent une idée de la précision de la localisation.

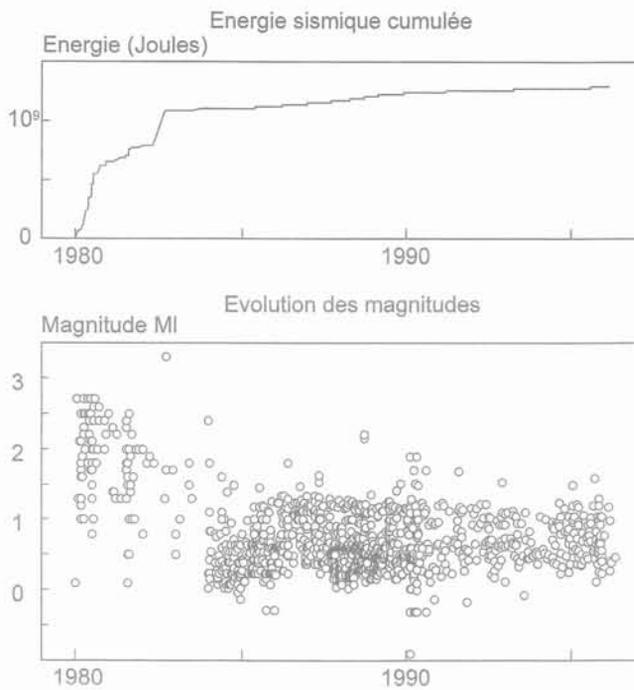
Seismicity of the Northern area of the corallian rim accumulated over 16 years. The most seismic areas are the most extreme borders of the movement. The microseisms are located in the corallian part (light gray) not in the lavas (dark gray). A few events located in the ocean give an idea of the precision of localization.

propagation élastique des ondes générées par l'explosion (simulation aux nombres d'ondes discrets) est calculée depuis une source représentative d'un essai sous lagon de 65 kt à 10 km (Crusem, 1986; Crusem et Caristan 1992). Puis, dans la zone de pente, le calcul non linéaire est effectué en prenant en compte le comportement viscoplastique avec cohésion de la craie. La pression interstitielle est calculée en tenant compte des échanges au niveau de l'interface massif-océan (Mariotti, 1990).

La figure 12 montre la distribution de la pression interstitielle résiduelle 100 s après l'essai. L'évolution de la vitesse matérielle au sein des couches crayeuses, en fonction du temps, est représentée sur la figure 13. Partant d'une vitesse de fluage nulle avant essai, on y voit bien l'accélération correspondant au passage des ondes sismiques 3 s après l'essai et à la montée de la pression

interstitielle, puis la diminution de la vitesse avec la diminution de la pression interstitielle par diffusion et, enfin, le retour au bout de quelques mois à une vitesse très faible. Cette réponse temporelle des formations de pente correspond tout à fait aux observations faites *in situ*. Ainsi le comportement mécanique se révèle-t-il sensible à deux paramètres principaux caractérisant un essai donné: la distance à la zone « Camélia » et l'énergie réalisée.

Depuis 1980 plus de 80 essais ont été réalisés sur d'autres zones de la couronne et en lagon. Les mesures réalisées *in situ* à partir de fin 1983 ont mis en évidence expérimentalement la sensibilité du mouvement à l'effet des ondes sismiques provenant des essais réalisées à partir de 1981 dans d'autres zones de l'atoll. On peut observer sur ces courbes qu'il n'y a pas d'effet spécifique notable lié à la dernière campagne d'essais en 1995-1996.



**FIG. 11** Énergie sismique et magnitude locale des événements en fonction du temps. L'essentiel de l'énergie sismique est libérée au début des années 80, immédiatement après les essais réalisés dans la zone. L'augmentation apparente du nombre d'événements en 1983-1984 est due à l'installation des géophones à 700 m de profondeur. Seismic yield and local magnitude of the events as a function of time. The most part of the seismic yield is released in the early 80s, immediately after the tests conducted in the area. The apparent increase in the number of events in 1983-1984 is due to the installation of geophones at a depth of 700 m.

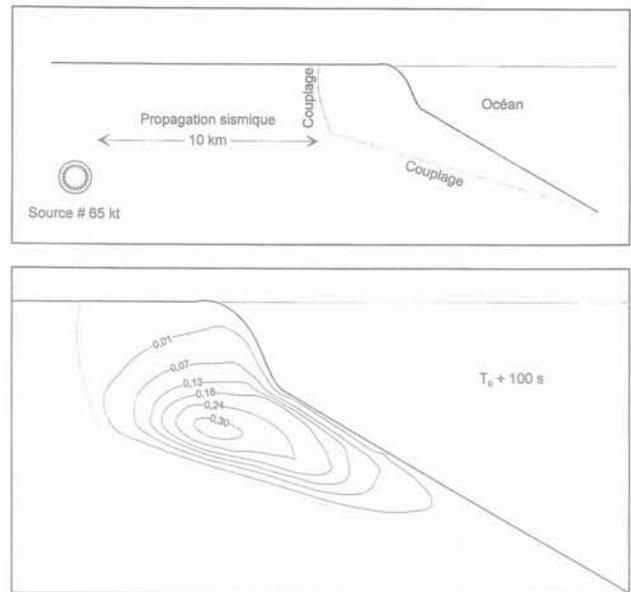
En plus de l'approche numérique présentée ci-dessus, une approche semi-empirique, basée sur les lois de fluage déterminées en laboratoire et l'observation *in situ* de la réponse temporelle de la masse sédimentaire a permis, à partir de 1986, de faire des prévisions du comportement global des zones en mouvement en fonction des campagnes programmées, de la position et de l'énergie de chaque essai. Sur l'ensemble des essais réalisés durant une dizaine d'années jusqu'en 1996, les effets mesurés *a posteriori* sont toujours restés dans les marges prévisionnelles.

Le comportement mécanique de la zone Nord de l'atoll de Mururoa a donc été un des éléments dimensionnants quant aux énergies réalisables au Centre d'Expérimentation du Pacifique, et à leur positionnement dans l'atoll.

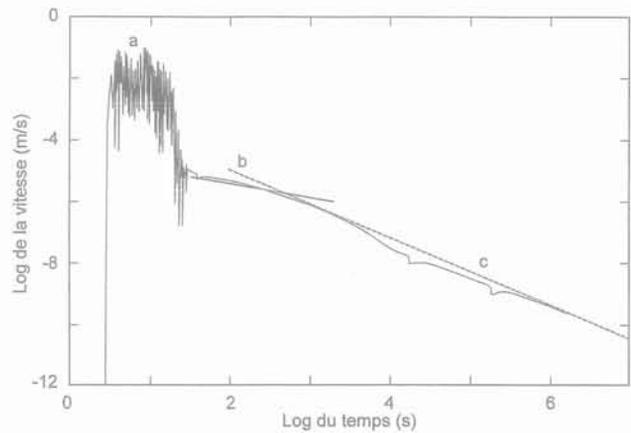
### 3.1.5

#### Le comportement à long terme de la zone Nord de Mururoa

Les courbes des figures 6, 8 et 11 montrent que l'évolution du mouvement depuis 1980 est globalement en perpétuelle décélération, abstraction faite de quelques accélérations limitées dans le temps et liées à des campagnes particulières.



**FIG. 12** Calcul du comportement mécanique de la zone Nord sous sollicitation sismique. En haut, schéma du couplage du calcul élastique de propagation depuis la source et du calcul mécanique non linéaire au niveau du tombant. En bas : pression interstitielle générée par l'ébranlement au temps  $T + 100$  s après l'explosion. Calculation of the mechanical behavior of the Northern area under seismic loading. Top : diagram of the coupling of elastic propagation design from the source, and non linear mechanical calculation at the rim. Bottom : interstitial pressure generated by disturbance at time  $T + 100$  seconds after the burst.



**FIG. 13** Calcul de l'évolution en fonction du temps d'un capteur numérique situé dans la couche de calcaires crayeux (voir Fig. 12). On distingue une phase dynamique avec le passage de l'onde (a), une phase de diffusion de la pression (b) puis une phase de fluage (c) correspondant à un retour à des vitesses de fluage très lentes. Calculation of the evolution as a function of time of a digital sensor located in the chalky limestone layer (see figure 12). We can see a dynamic phase, with passage of the wave (a), a pressure diffusion phase (b) then a creep phase (c) corresponding to return to very slow creep rates.

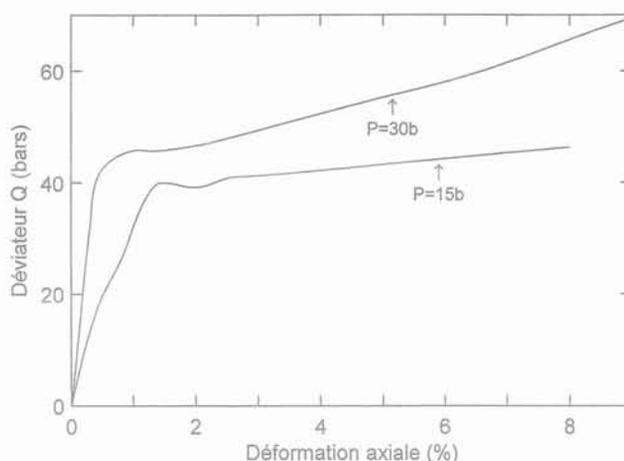
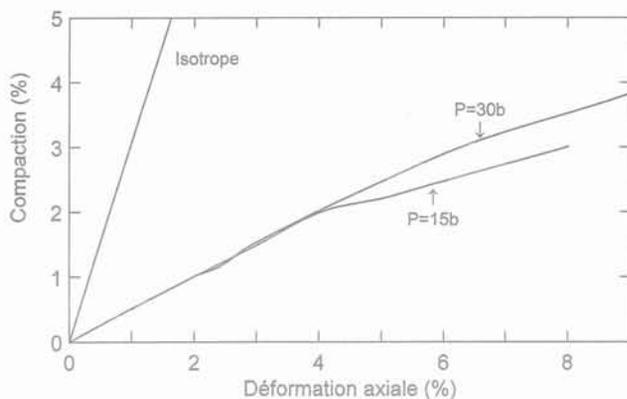


FIG. 14

Mesure en laboratoire des caractéristiques des calcaires crayeux : a) Compaction (déformation volumique) en fonction de la déformation axiale. On note le caractère compactant du matériau pour trois états de contraintes différents : une pression isotrope sans déviateur, deux pressions de confinement différentes avec déviateur. b) Courbes contraintes-déformations associées.

Laboratory measurement of the characteristics of chalky limestones : a) Compaction (volumetric deformation) as a function of axial deformation. We can note the compacting character of the material for 3 different stress states : an isotropic pressure without deviators, two different confinement pressures with deviator. b) Stress/associated deformation curves.

Les caractéristiques mécaniques des calcaires crayeux, mesurées en laboratoire, montrent que ceux-ci sont compactants. Au cours de la déformation, le volume de la roche tend à diminuer (Fig. 14). Dans ce type de comportement les matériaux ne passent pas en général en fluage tertiaire. La diminution progressive

des vitesses de fluage sous charge ne conduit pas à la rupture, ce que confirment des expériences menées en laboratoire à très faible vitesse de déformation (Fig. 15) sur les calcaires crayeux.

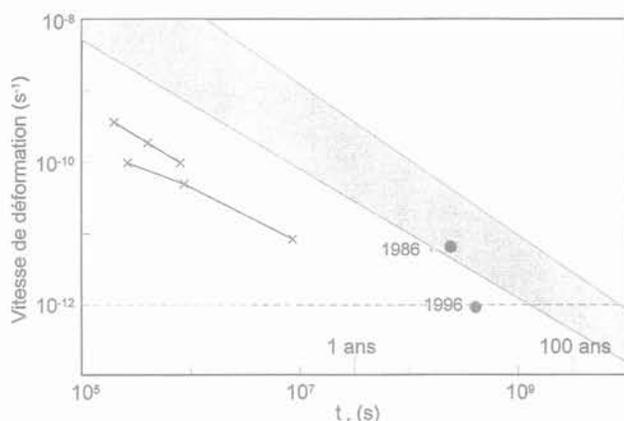


FIG. 15

En grisé : relation expérimentale entre le temps à la rupture et la vitesse de déformation minimum (dédiée d'expériences sur des craies (Morlier, Saïto). Les croix représentent l'évolution de la vitesse au cours du temps lors des expériences réalisées en laboratoire sur les calcaires crayeux prélevés *in situ*, et les points l'état mesuré *in situ* par rapport à 1980, date du début du mouvement.

Hatched area : experimental relationship between the time at failure and the minimum deformation speed (from experiments on chalks (Morlier, Saïto)). The « X » represent the evolution of speed in time during experiments conducted in the laboratory on chalky limestones sampled *in situ*, and the current situation as measured *in situ* relative to 1980, date at which the movement started.

Saïto (1961, 1980) et Morlier (1966) ont réalisé des expériences sur des craies dans des domaines de vitesse de déformation beaucoup plus élevée, qui ont conduit au fluage tertiaire et à la rupture. Si l'on extrapole les lois phénoménologiques correspondantes reliant le temps écoulé depuis le commencement du fluage jusqu'à la rupture, on obtient la zone grisée de la figure 15. Les points mesurés *in situ* et les expériences conduites en laboratoire sur des échantillons de calcaire tendre ont montré une phénoménologie de fluage primaire voire secondaire sans atteindre la fluage tertiaire. Ainsi, les points correspondants sont situés en dessous de la zone grisée sur la figure 15. Néanmoins, sur cette figure, l'intersection de la vitesse de déformation actuellement mesurée *in situ* ( $10^{-12} \text{ s}^{-1}$ ) avec la courbe de temps à la rupture conduirait à une rupture entre 100 et 1000 ans si cette vitesse était constante. Il est probable qu'elle continuera à s'amortir, ce qui conduirait alors à des temps encore plus longs, voire à une stabilisation. Compte tenu des remarques faites plus haut, on peut considérer que l'évolution la plus probable va vers une quasi-stabilisation du mouvement dans les décennies à venir.

En tout état de cause, un système de surveillance, appelé TELSITE, a été installé. Il reprend en simplifiant les éléments essentiels du dispositif de 1983 et intègre sur place des moyens numériques de transmission, stockage et traitement sur place entièrement automatiques et alimentés par panneaux solaires. Aucune présence humaine n'est requise ; les capteurs sismiques, GPS, inclinométriques sont traités, et les résultats envoyés quotidiennement par satellite au Département d'Analyse et Surveillance de l'Environnement du CEA/DAM qui effectue, depuis la France métropolitaine, une télésurveillance opérationnelle et technique.

## Conclusion

La présence de calcaires crayeux au niveau des formations de pente dans la partie Nord de la couronne corallienne de l'atoll de Mururoa a favorisé l'ouverture de certaines failles bordières lors des essais réalisés dans cette zone en 1979-1980. Une partie des formations de pente a été affectée d'un mouvement de subsidence continu et décroissant dans le temps en trois endroits de cette zone : PK5N, PK8N, PK10N. L'instrumentation réalisée en 1983 a permis de comprendre le comportement

mécanique, de prévoir et de suivre la réaction aux sollicitations sismiques au cours de la réalisation de plus de 80 essais. L'évolution mécanique observée depuis plus de quinze ans, les expériences réalisées sur maquette et les propriétés mécaniques des calcaires crayeux, mesurées en laboratoire, conduisent à penser que le mouvement, dont la vitesse a diminué de plus d'un ordre de grandeur depuis 1980 et malgré les essais réalisés, devrait aller vers une stabilisation. En particulier la campagne 1995-1996 n'a eu aucun effet mécanique notable. En tout état de cause, un système de surveillance géomécanique automatique et téléopéré est installé et devrait fonctionner au moins pour les dix ans à venir.

## Bibliographie

- Bouchez J., Lecomte R. – *Les Atolls de Mururoa et Fangataufa, les expérimentations nucléaires : effets mécaniques, lumino-thermiques et électromagnétiques*, Masson, 189 p., 1995.
- Bouchez J., Mariotti C. – « Différences rhéologiques sous pression de confinement entre des craies tendres naturelles et synthétiques », ISRM-SPE International Symposium, Pau 1989, Balkema, Vol. 2, p. 93-99, 1989.
- Buigues D., Gachon A., Guille G. – « L'atoll de Mururoa (Polynésie française) I. - Structure et évolution géologique », *Bull. Soc. géol. France*, t. 163, n° 5, p. 645-657, 1992.
- Buigues D. – « Mururoa and Fangataufa : sea-level changes, karstification and the atoll morphology » *Bull. Soc. géol. France*.
- Coulon B., Caristan Y. – « Monitoring displacements by GPS : a calibration test ». *Cahiers du Centre européen de géodynamique et sismologie*, vol. 2, p. 253-261, 1990.
- Cruse R., Caristan Y. – Moment tensor inversion, estimation and seismic coupling variability at the french Centre d'Expérimentation du Pacifique », *Bull. Seism. Soc. Amer.*, n° 3, p. 1253-1274, 1992.
- Douglas B. – « Global sea level rise », *Journal of Geophysical Research*, 96, p. 6981-6991, 1991.
- Flouzat M., Fourmaintraux D., Camphuyzen R. – « Advanced continuous monitoring of subsidence above gas fields using spatial geodetic measurements », *Proceedings of the International Symposium on Land Subsidence*, The Hague, Netherlands, 16-20 October 1995, p. 269-280.
- Guille G., Goutière G., Sornein J.-F. – *Les Atolls de Mururoa et Fangataufa : géologie, pétrologie et hydrogéologie*, Masson, 167 p., 1993.
- Guille G., Maury R.C., Buigues D., Bellon H., Gachon A., Caroff M. – « L'atoll de Mururoa (Polynésie française) III - Conclusions générales », *Bull. Soc. géol. France*, t. 163, n° 5, p. 681-685, 1992.
- Habib P. – « Aspects géotechniques de l'accident du nouveau port de Nice », *Revue Française de Géotechnique*, n° 65, p. 3-15, 1994.
- Heezen B.C., Ewing M. – « Orléansville earthquake and turbidity currents », *Bull. of the American Association of Petroleum Geologists*, vol. 39, n° 12, p. 2505-2514, 1992.
- Jansen E., Befring S., Bugge T., et al. – « Large submarine slides on the Norwegian continental margin : sediments, transport and timing », *Marine Geol.*, vol. 78, p. 77-107, 1987.
- Kulikov E.A., Rabinovich A.B., Thomson R.E., Bornhold B.D. – « The landslide tsunami of November 3, 1994, Skagway Harbor, Alaska », *J. of Geoph. Res.*, Oceans, vol. 101 (C3), p. 6609-6615, 1996.
- Moore J.G. – « Giant submarine landslide on the Hawaiian Ridge », *Geological Survey Research*, 501-D, p. D95-D98, 1964.
- Morlier P. – « Le fluage des roches », *Annales de l'ITBTP*, n° 217, 1996.
- Murty T.S. – « Submarine slide-generated water waves in Kitimat Inlet, British Columbia », *J. of Geoph. Res.*, vol. 84 (C12), p. 7777-7779, 1979.
- Saito M., Uezawa H. – « Failure of soil due to creep », 5th ICS MFE, Paris, vol. 1, p. 315-318, 1961.
- Saito M. – « Semi logarithmic representation for forecasting slope failure », *Proc. 3rd International Symp. on Landslides*, New Delhi, 1, p. 321-324, 1980.
- Voight B. – *Rockslides and avalanches*, vol. 1, Elsevier, p. 833, 1978.



# Étude de l'influence d'un polluant organique sur les caractéristiques géotechniques d'un sol argileux

F. CASSAGRANDE  
L. LANCELOT  
I. SHAHROUR

Laboratoire de Mécanique  
de Lille - URA 1441  
École Centrale de Lille,  
BP 48,  
59651 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex

## Résumé

On présente une étude expérimentale en laboratoire portant sur l'évolution du comportement de mélanges sable/argile (kaolinite) dans des proportions variables, quand le liquide interstitiel passe de l'eau à un hydrocarbure non miscible à l'eau (pétrole). L'effet du fluide interstitiel a été examiné sur plusieurs paramètres : la conductivité hydraulique, la compressibilité et la résistance mécanique mesurée lors d'essais de cisaillement direct. Les mesures de conductivité hydraulique, effectuées lors d'essais au consolidomètre, montrent que celle-ci chute fortement lors de la transition eau/pétrole, pour des échantillons d'argile pure, mais qu'elle est peu affectée par cette transition pour les mélanges sableux, ce qui pourrait s'expliquer par l'existence d'une macroporosité pour ces compositions. La compressibilité de l'argile pure mesurée à l'œdomètre est environ quatre fois plus grande pour des échantillons saturés au pétrole que pour des échantillons saturés à l'eau. Enfin des essais de cisaillement non drainés à la boîte ont permis d'établir qu'une augmentation sensible de la résistance au cisaillement à court terme des mélanges sable/argile testés intervenait quand les sols étaient saturés au pétrole, par rapport aux mêmes sols à l'eau. Une étude plus approfondie faisant appel notamment à des essais triaxiaux devrait permettre de préciser quantitativement cette tendance.

## Influence of an organic contaminant on geotechnical properties of clayey soils

## Abstract

The evolution of the behaviour of a sand/clay (kaolinite) mix, when the pore fluid is changed from water to petrol, is evaluated in laboratory tests. The following soil properties are studied: hydraulic conductivity, compressibility and shear strength. Hydraulic conductivity of pure clay, as measured with a consolidometer, drops drastically when permeating fluid is switched from water to petrol, whereas no change in hydraulic conductivity is noticed for sandy clays, for which pore fluid probably flows in macropores. Compressibility of clay saturated with petrol is four times as much that of clay saturated with water. Lastly, short term shear strength as measured in shear box tests is globally increased for all soils compositions (except pure sand) when saturating fluid is changed from water to petrol. However this trend should be more precisely quantified in triaxial tests.

## Introduction

Il y a globalement deux origines possibles à la pollution des sols : d'une part les dépôts de déchets effectués sans précautions suffisantes, d'autre part des accidents (routiers, ferroviaires...) engendrant des déversements localisés de substances polluantes. Le géotechnicien est alors confronté à deux types de problèmes. Il doit d'abord étudier la perméabilité du sol, et son évolution éventuelle avec l'apport de polluants, pour estimer le risque de migration de ces polluants dans les eaux souterraines. Mais dans certains cas il doit aussi se poser le problème de l'effet des polluants sur la résistance mécanique du massif de sol concerné, pour déterminer si la stabilité de celui-ci est menacée.

Notre étude porte sur la comparaison entre le comportement d'un sol argileux saturé en eau, et le même sol saturé en pétrole (effet du déversement accidentel d'un chargement d'hydrocarbures, par exemple). L'effet du fluide interstitiel (eau ou pétrole) a été examiné sur la perméabilité du sol à ce fluide, la compressibilité mesurée lors d'essais œdométriques et la résistance mécanique du sol, mesurée lors d'essais de cisaillement direct.

## Mesures de perméabilité

Pour un échantillon de section  $A$  soumis à un écoulement avec un débit  $Q$  sous un gradient hydraulique  $i$ , la conductivité hydraulique ou perméabilité  $k$  est définie par la loi de Darcy :

$$\frac{Q}{A} = k \cdot i$$

Le coefficient  $k$  dépend donc du fluide et du sol considéré. De plus, lors de la mesure de la perméabilité en laboratoire, on sait que, pour un même couple sol-fluide, les valeurs de  $k$  mesurées dépendent dans une

large mesure du type d'appareillage utilisé. Par exemple, si le passage du fluide induit un retrait dans l'échantillon, le perméamètre à parois rigides fournira une valeur de  $k$  beaucoup plus élevée que celles obtenues avec le perméamètre à parois flexibles ou le consolidomètre, à cause du passage préférentiel du fluide le long des parois de la cellule (Zimmie, 1981). Le consolidomètre est considéré comme étant l'appareil traduisant le mieux les conditions sur site (Mitchell et Madsen, 1987).

La perméabilité de mélanges argile/sable (kaolinite P300 et sable de Hostun RF) a donc été mesurée dans des essais au consolidomètre (Fig. 1). On a fabriqué des échantillons, saturés en eau ou en pétrole, de deux compositions : kaolinite pure et mélange kaolinite/sable dans les proportions 30/70 (en poids). Les échantillons sont préparés en constituant une boue à partir du sol sec et du fluide étudiés, malaxés dans un rapport poids de liquide/poids de sol sec de 0,8 environ. Cette boue est mise à décanter pendant 24 heures. On remarque que pour une même masse de liquide utilisée, l'eau se trouve en excès et un certain volume d'eau peut être prélevé dans le récipient de décantation, alors que le pétrole semble totalement absorbé, le mélange obtenu semblant plus consistant qu'avec l'eau. Les échantillons sont ensuite mis à consolider directement dans la cellule de mesure, et la contrainte sous laquelle ils ont été consolidés (0,1 MPa) est maintenue pendant toute l'expérience. On pratique des essais de perméabilité à charge constante, et un gradient hydraulique  $i = H/h$  de l'ordre de 100 est utilisé afin de réduire la durée de l'expérience (Fig. 1).

Les échantillons des deux compositions étudiées, saturés en eau (essais 1 et 2), sont d'abord soumis à un écoulement d'eau, et on mesure la perméabilité à l'eau une fois le régime permanent établi. Puis l'échantillon, toujours saturé en eau, est soumis à un écoulement de pétrole. On constate alors, pour l'échantillon d'argile pure, une baisse très importante du débit d'écoulement – et donc de la perméabilité. Celle-ci n'a d'ailleurs pu être mesurée, le pétrole n'ayant toujours pas traversé l'échantillon (3 cm) au bout de 4 mois. Les résultats obtenus apparaissent dans le tableau I.

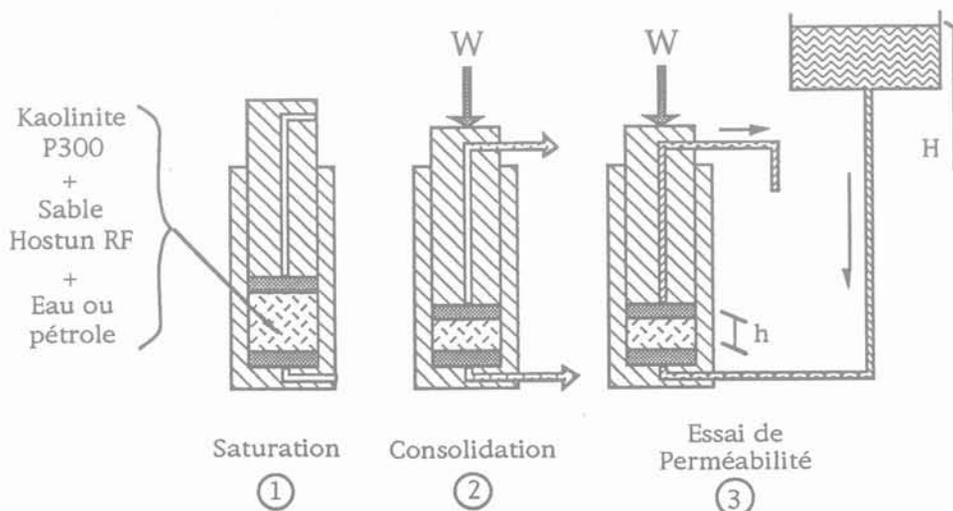


FIG. 1 Dispositif expérimental et mode opératoire pour les essais de perméabilité.

Test setup and experimental procedure for hydraulic conductivity.

**TABEAU I** Perméabilité à l'eau et au pétrole de mélanges argile/sable.  
Water and petroleum permeability of clayey soil.

Essai	Proportion Argile/Sable	Liquide de saturation	Liquide perméant	Conductivité hydraulique (m/s)
1	100/0	eau	eau	$2,6 \cdot 10^{-9}$
	100/0	eau	pétrole	non mesuré (*)
2	30/70	eau	eau	$6 \cdot 10^{-11}$
	30/70	eau	pétrole	$5,8 \cdot 10^{-11}$
3	100/0	pétrole	pétrole	$1,2 \cdot 10^{-8}$

(\*) Le pétrole ne traverse pas l'échantillon après 4 mois.

On remarque donc qu'un échantillon de kaolinite pure initialement saturé en eau est très peu perméable au pétrole, ce qui peut s'expliquer par la non-miscibilité de ces deux liquides. En effet, il a été observé que les produits organiques faiblement solubles dans l'eau s'écoulent plutôt dans les macropores du sol, quand ils existent; ils ne déplacent pratiquement pas l'eau présente dans la matrice argileuse (Mitchell et Madsen, 1987). En revanche, on a mesuré (essai 3) sur un échantillon de kaolinite pure initialement saturé en pétrole une perméabilité au pétrole plus forte que la perméabilité à l'eau d'un échantillon de kaolinite initialement saturé en eau. On a par ailleurs pu noter après l'essai une forte fissuration des échantillons saturés au pétrole. Ceci va dans le sens des observations de Anderson *et al.* (1985), qui ont mesuré dans un perméamètre à parois rigides une multiplication par un facteur allant de 100 à 1000 de la perméabilité d'une argile à l'heptane par rapport à sa perméabilité à l'eau. Les hydrocarbures induisent en effet un retrait et une fissuration de l'échantillon, générant donc une macroporosité et un accroissement de plusieurs ordres de grandeur de la perméabilité. Dans le cas d'un sol testé en laboratoire dans un consolidomètre (comme ici) ou un perméamètre à paroi flexible (voir par exemple Acar *et al.*, 1985), où la fissuration est gênée sous l'effet de la contrainte appliquée, on observe bien une diminution de la perméabilité quand le liquide perméant passe de l'eau à un hydrocarbure pur non miscible à l'eau (Mitchell et Madsen, 1987).

Par ailleurs, il faut noter que la perméabilité à l'eau diminue assez fortement quand le pourcentage en sable augmente. Ceci peut s'expliquer par le fait que, tant que tous les vides entourant les grains de sable sont occupés par l'argile, la perméabilité du mélange est conditionnée par la perméabilité de la matrice argileuse et par le volume offert à l'écoulement, qui diminue quand la teneur en sable augmente. La tendance s'inverse quand la phase argileuse devient discontinue (faible teneur en argile), l'écoulement se faisant alors dans les vides existant dans cette phase, entre les grains de sable. La perméabilité augmente bien alors quand la teneur en argile diminue. La perméabilité dépend donc de l'arrangement respectif des grains de sable, de la phase argileuse et des vides. D'ailleurs, on remarque que la perméabilité au pétrole d'un échantillon comportant une forte proportion de sable et initialement saturé en eau, est voisine de sa perméabilité à l'eau. C'est en général ce qui est observé pour un sol

présentant une macroporosité (Mitchell et Madsen, 1987). On pourrait donc supposer l'existence de vides dans la phase argileuse entre les grains de sable, au sein desquels l'écoulement des liquides, eau ou pétrole, aurait lieu. La perméabilité à l'eau plus faible pour le mélange argile/sable que pour l'argile pure s'expliquerait peut-être alors par un volume disponible à l'écoulement plus faible dans le cas du mélange. Une étude plus approfondie serait nécessaire pour clarifier l'influence des paramètres composition et mise en place du sol (mode de compactage) sur sa perméabilité.

Ainsi, en pratique, pour la kaolinite pure si la fissuration est empêchée (confinement important), la perméabilité décroît beaucoup avec le passage de l'hydrocarbure non dilué. La progression de celui-ci à travers la barrière d'argile est considérablement freinée. En revanche, Mitchell et Madsen (1987) rapportent que la perméabilité n'est pas affectée par la plupart des produits organiques dilués dans l'eau (dans la limite de leur solubilité). Enfin, en l'absence de confinement suffisant, la fissuration causée par l'arrivée de pétrole pur provoque une forte augmentation de la perméabilité et compromet donc l'efficacité de la barrière argileuse. Pour un mélange sable/argile, si la phase argileuse est continue elle dicte le comportement du mélange; sinon l'écoulement se fait dans les vides existant dans cette phase, et la perméabilité n'est pas affectée par le passage du pétrole.

### 3

## Essais œdométriques

La survenue de tassements importants et localisés (au droit d'un déversement accidentel, par exemple) peut être dommageable à la fonctionnalité ou à la stabilité d'une barrière ouvragée ou d'un talus. Or, lors de la préparation des échantillons pour les essais de perméabilité, il a été constaté que ceux saturés au pétrole tassaient beaucoup plus lors de la phase de consolidation (*cf.* Fig. 1). Pour quantifier cette observation, on a effectué des essais œdométriques sur la kaolinite P300 saturée à l'eau et au pétrole.

Comme pour les essais de perméabilité, une boue est constituée à partir de kaolinite séchée et d'eau ou de pétrole en excès. Après décantation et prélèvement du liquide surnageant, on place le sol dans un moule Proctor et on le laisse se consolider sous une charge

faible (environ 10 kPa). On prélève et on taille l'échantillon aux dimensions de la bague de l'œdomètre (diamètre 50 mm, hauteur 20 mm). Un cycle charge-décharge-recharge est effectué à 25 kPa pour atténuer les effets de la préparation de l'échantillon. L'essai œdométrique proprement dit est alors conduit par paliers de 24 heures, de 25 à 400 kPa, puis en effectuant un palier de décharge de 400 à 500 kPa, également de 24 heures. Les courbes obtenues sont représentées en figure 2. Les indices de compression  $C_c$  et de gonflement  $C_s$  pour l'argile saturée en eau et en pétrole sont donnés dans le tableau II.

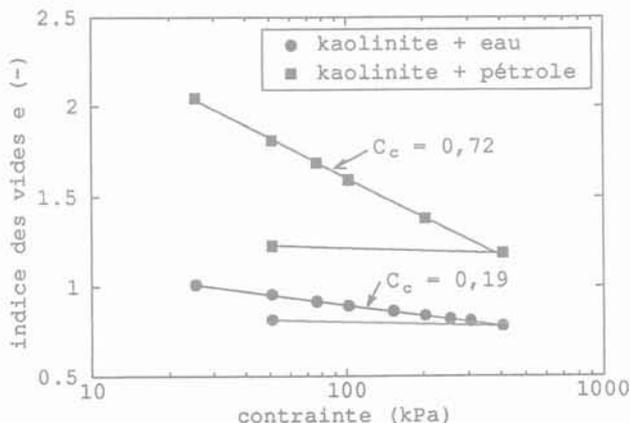


FIG. 2 Essais œdométriques sur la kaolinite saturée à l'eau et au pétrole. Oedometric tests on clay saturated with water and petrol.

TABLEAU II Indice de compression et de gonflement pour l'argile saturée en eau et en pétrole. Compression and swelling indices for water-saturated and petrol-saturated clay.

	Saturation en eau	Saturation en pétrole
$C_c$	0,19	0,72
$C_s$	0,083	0,043

On constate une forte augmentation de la compressibilité ( $C_c$  passant de 0,19 à 0,72) quand le liquide de saturation passe de l'eau au pétrole. Cependant, les résultats des essais de perméabilité avaient montré qu'un hydrocarbure non miscible à l'eau ne pouvait pas remplacer totalement l'eau de la matrice argileuse d'un sol initialement saturé en eau. Le tassement survenant sous une zone de déversement d'un hydrocarbure pur a donc toutes chances d'être beaucoup moins important que ne le laisseraient supposer les valeurs de compressibilité obtenues ci-dessus. Il serait d'ailleurs possible de suivre le tassement de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité au consolidomètre, ce qui n'a pas été fait dans notre étude.

4

## Essais de cisaillement direct

Différents mélanges argile/sable (kaolinite P300 et sable de Hostun RF) ont été testés : 100/0, 30/70, 70/30, 0/100 (en pourcentage en poids). Les échantillons sont

préparés en constituant une boue à partir du sol sec et du fluide étudiés dans un rapport poids de liquide/poids de sol sec de 0,8 environ. Cette boue, après décantation pendant 24 heures et prélèvement du liquide surnageant, est mise à consolider sous 1 bar pendant 48 heures, directement dans la boîte de cisaillement. L'échantillon après consolidation a une section de 6 cm x 6 cm et une épaisseur de 1,5 cm environ.

Les échantillons sont cisailés, à contrainte normale constante (0,1 ou 0,2 MPa) et à déplacement tangentiel imposé (0,4 mm/mm). La contrainte tangentielle et le déplacement normal sont enregistrés en fonction du déplacement tangentiel. La contrainte tangentielle atteinte en fin d'essai (7 à 8 mm de déplacement tangentiel) est considérée comme contrainte de rupture.

On a représenté sur les figures 3 à 6 les contraintes à la rupture dans le plan de Mohr pour les différents mélanges kaolinite/sable, pour une saturation à l'eau ou au pétrole.

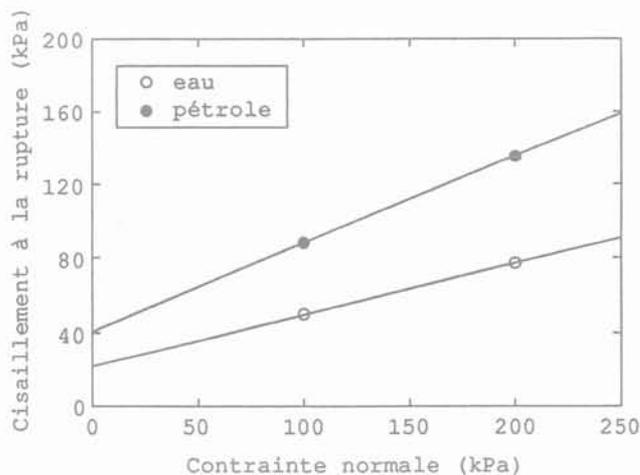


FIG. 3 Contraintes de rupture pour les échantillons d'argile pure saturés à l'eau ou au pétrole. Failure stresses for water or petrol saturated clay samples.

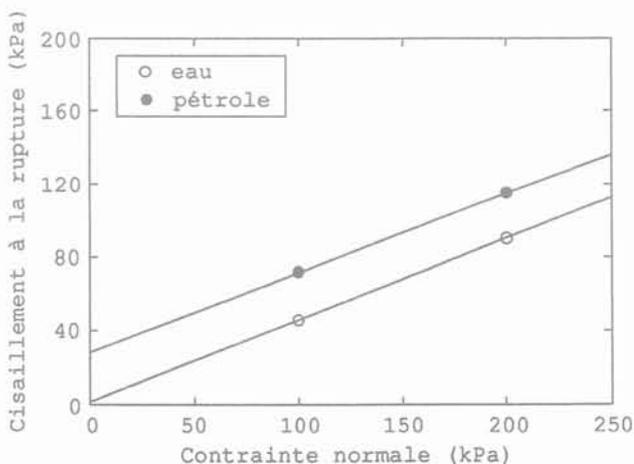
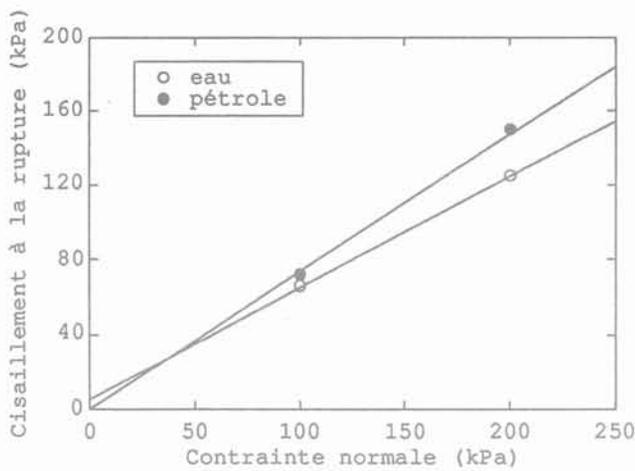
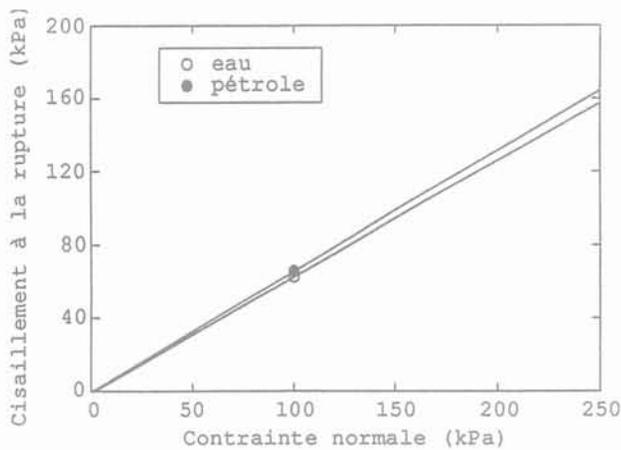


FIG. 4 Contraintes de rupture pour les échantillons argile/sable 70/30 saturés à l'eau ou au pétrole. Failure stresses for water or petrol saturated clay/sand 70/30 samples.



**FIG. 5** Contraintes de rupture pour les échantillons argile/sable 30/70 saturés à l'eau ou au pétrole.  
Failure stresses for water or petrol saturated clay/sand 30/70 samples.



**FIG. 6** Contraintes de rupture pour les échantillons de sable saturés à l'eau ou au pétrole.  
Failure stresses for water or petrol saturated sand samples.

On notera que les conditions expérimentales choisies auraient dû mener, pour les sols fortement argileux, à des résultats de type essais non consolidés non drainés, donc à un angle de frottement faible et une cohésion élevée. Une mauvaise maîtrise des conditions de drainage est peut être à l'origine des résultats observés. En effet, on peut supposer que la formation de zone de fissuration au voisinage du plan de cisaillement imposé accélère le drainage en cours d'essai. Par ailleurs, les échantillons argileux saturés en pétrole présentent après consolidation un aspect relativement « friable », des blocs se séparant assez facilement suivant des surfaces de clivage sensiblement perpendiculaires à la direction de la contrainte de consolidation, ce qui expliquerait en partie les angles de frottement globalement plus élevés observés pour les échantillons saturés en pétrole. La complexité des phénomènes mis en jeu demanderait que des essais soient effectués, où les conditions expérimentales soient mieux maîtrisées (comme à l'appareillage triaxial).

Toutefois, on constate qualitativement une hausse sensible des caractéristiques mécaniques de tous les sols argileux saturés en pétrole, par rapport aux mêmes sols

saturés en eau. Pour le sable propre, le liquide interstitiel ne semble pas avoir d'influence notable sur l'angle de frottement à la rupture. Par contre, l'influence de la nature du liquide de saturation sur les propriétés mécaniques des sols argileux étudiés montre la prépondérance des interactions d'ordre physico-chimique entre le fluide interstitiel et les particules d'argile dans ce type de sols.

En pratique, il semble qu'une venue massive de pétrole dans un massif de sol présentant une composition analogue à celles que nous avons testées ne représente pas une menace pour sa stabilité. En tout état de cause, on a vu que le fait de considérer un sol totalement saturé en pétrole constituait un cas limite jamais observable en pratique, un hydrocarbure non miscible à l'eau ne pouvant remplacer totalement l'eau de la matrice argileuse du sol. Il est probable que la résistance mécanique du sol sera peu affectée par la présence de pétrole.

## 5

## Conclusion

L'effet de la composition du sol et de la nature du liquide interstitiel a été étudié sur la perméabilité de mélanges kaolinite/sable. Le passage eau/pétrole provoque une forte diminution de la perméabilité de la kaolinite pure, mais ne change pas la perméabilité d'un mélange comportant 70 % de sable. Pour ce mélange comportant une forte proportion de sable, l'existence de discontinuités dans la phase argileuse pourrait expliquer que sa perméabilité, due à cette macroporosité, soit peu sensible à la nature du liquide interstitiel. Ces conclusions ont été tirées à partir de résultats obtenus au consolidomètre, où la fissuration de l'échantillon est gênée par la contrainte appliquée au cours de l'essai. Si la fissuration peut se développer librement, des résultats de la littérature montrent que le passage d'un hydrocarbure non dilué peut augmenter la perméabilité du sol de plusieurs ordres de grandeur.

Des essais œdométriques conduits sur la kaolinite P300 pure saturée à l'eau ou au pétrole ont montré que l'échantillon saturé au pétrole avait une compressibilité 3 à 4 fois supérieure à celle de l'échantillon saturé à l'eau. En pratique, cependant, tout l'espace poral d'un échantillon argileux initialement saturé en eau ne peut pas se remplir de pétrole à cause de la non miscibilité de ces deux liquides, et un apport de pétrole sur un massif argileux ne se traduirait pas par un tel changement de compressibilité du sol – avec les tassements qu'il engendrerait.

Les essais de cisaillement direct ont permis d'effectuer une comparaison qualitative entre des mélanges argile/sable de composition variable, saturés en eau ou en pétrole. On a ainsi pu mettre en évidence une certaine amélioration de la résistance à la rupture quand on passe d'un sol saturé en eau au même sol saturé en pétrole. Cette amélioration n'est pas observable sur un sable pur. Elle est donc imputable à l'effet du liquide interstitiel sur les interactions physico-chimiques entre particules d'argile. Là encore, le sol saturé en pétrole constitue un cas limite non observable en pratique et la résistance à la rupture des sols étudiés serait peu affectée par une venue massive d'hydrocarbure. Il serait cependant souhaitable d'effectuer une étude quantitative de l'effet du liquide interstitiel sur les propriétés mécaniques des sols en conduisant des essais triaxiaux, où les conditions de consolidation et de drainage sont beaucoup mieux contrôlées que dans l'essai de cisaillement à la boîte.

## Bibliographie

---

Acar Y.B., Hamidon A., Field S.C., Scott L.  
- The effect of organic fluids on hydraulic conductivity of compacted kaolinite, *Hydraulic Barriers in Soil and Rock*, ASTM STP 874, p. 171-187, 1985.

Anderson D.C., Brown K.W., Thomas J.C. -  
Conductivity of compacted clay soils to

water and organic liquids, *Waste Management and Research*, 3 (4), p. 339-349, 1985.

Mitchell J.K., Madsen F.T. - Chemical effects on clay hydraulic conductivity, *Geotechnical Practice for Waste Disposal*, ASCE Special Publication n° 13, R.D. Woods Ed., p. 87-116, 1987.

Zimmie T.F. - Geotechnical testing considerations in the determination of laboratory permeability for hazardous waste disposal siting, *Hazardous Solid Waste Testing*, ASTM STP 760, R.A. Conway & B.C. Malloy Eds, p. 293-304, 1981.

# Caractérisation expérimentale de la rupture en mode localisé d'un grès

A. HAIED  
D. KONDO  
J.-P. HENRY

Laboratoire de Mécanique  
de Lille, URA CNRS 1441,  
Université Lille 1,  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex

## Résumé

Cette étude expérimentale porte sur la localisation des déformations dans le grès de Fontainebleau. Après avoir rappelé le comportement mécanique du grès, nous présentons la procédure expérimentale de détection de la localisation. Cette procédure, basée sur des mesures multiples de déformations, permet par comparaisons des mesures de préciser les conditions de perte d'homogénéité des déformations dans les échantillons testés. Une première application permet de montrer que l'efficacité de la méthode est limitée dans le cas des essais triaxiaux de révolution (éprouvettes cylindriques), la détection du seuil de non homogénéité des déformations n'étant pas systématique. L'utilisation d'échantillons prismatiques avec ou sans imperfection, ce qui constitue l'originalité de cette étude, améliore de façon substantielle l'efficacité de la procédure. Les caractéristiques des bandes de localisation (seuil, orientation, épaisseur) sont alors fournies et discutées pour l'ensemble de ces essais triaxiaux sur éprouvettes prismatiques.

# Experimental characterization of localized failure mode in a sandstone

## Abstract

The paper concerns an experimental study of strain localization in Fontainebleau sandstone. After recalling the mechanical behaviour of the sandstone, we describe the experimental procedure for detecting strain localization. This is based on multiple measurements of strains and displacements, which by comparisons give indication on strain inhomogeneity. First tests are performed on cylindrical samples and it is shown that the procedure is not systematically efficient on this kind of experiments. The original feature of the present study is the use of prismatic samples which provides meaningful data concerning strain localization in brittle rocks. In order to control localization initiation, a last serie of tests is performed on prismatic samples containing a little hole. Shear bands characteristics (onset, orientation, thickness) are given for all these triaxial tests on prismatic sample.

## Introduction

Les problèmes d'instabilité de structures en milieu rocheux ont depuis longtemps été au centre des préoccupations des ingénieurs et exploitants en charge de ces structures. L'analyse des phénomènes de rupture dans les roches indique souvent une localisation de la déformation, inexplicable par les approches conventionnelles. L'application récente de la théorie de la bifurcation (Rudnicki et Rice, 1975) aux problèmes de localisation a ouvert la voie à une approche plus rationnelle de ces phénomènes de rupture. Le critère de localisation de Rice permet de prédire dans le cas des sollicitations quasi statiques les conditions de localisation de déformations (seuil, orientations des surfaces de localisation). La théorie de la bifurcation a également suscité d'importants travaux expérimentaux en géomécanique. Les premières études dans ce domaine concernaient surtout les sols (cf. p. ex. Vardoulakis et Graf, 1982; Desrues, 1984). En mécanique des roches, beaucoup de travaux ont porté auparavant sur le rôle de la microfissuration dans l'apparition de la rupture. La plupart d'entre eux indiquent notamment qu'à l'approche de la rupture les microfissures s'organisent en réseaux, formant ainsi des zones de densité de microfissuration élevée. Les études spécifiques de localisation dans les roches ou les bétons sont plus récentes et peu nombreuses (cf. p. ex. Santarelli, 1990; Ord *et al.*, 1991; Haied *et al.*, 1993; Bascoul *et al.*, 1993). L'objectif de la présente étude est de caractériser (quantitativement et qualitativement) la localisation des déformations dans le grès de Fontainebleau. Nous avons privilégié la simplicité des moyens expérimentaux en utilisant la technique des mesures multiples de déformations, en particulier sur des éprouvettes prismatiques.

## Résumé du comportement mécanique du grès en compression triaxiale de révolution

### Matériau utilisé, conditions d'essai et protocole expérimental

En raison de sa simplicité chimique et cristallographique et de son intérêt pour l'industrie pétrolière, le grès de Fontainebleau a été retenu pour cette étude. De plus dans un tel matériau, constitué essentiellement de grains de quartz (98 %), les microfissures sont relativement faciles à observer, ce qui constitue un avantage pour l'étude microscopique (ultérieure) des phénomènes de localisation. Ce grès a une porosité comprise entre 9 et 11 % et un poids spécifique de 23,7 ( $\pm 0,2$ ) kN/m<sup>3</sup>.

Les éprouvettes utilisées pour la réalisation des essais de caractérisation mécanique sont des cylindres droits à base circulaire. Ils sont carottés dans un même bloc de grès de Fontainebleau sain. Les carottes ont un diamètre de 37,5 mm, la hauteur des éprouvettes est limitée à 75 mm. Une rectifieuse est utilisée pour le trai-

tement des surfaces de chargement. Les imperfections du polissage des surfaces de chargement sont de moins de 5  $\mu\text{m}$ ; la tolérance sur le parallélisme des deux surfaces est inférieure à 10  $\mu\text{m}$ , ce qui respecte la valeur exigée et recommandée par la Société internationale de mécanique des roches (SIMR). Six jauges de déformations sont collées à mi-hauteur des éprouvettes testées. Deux d'entre elles sont destinées à mesurer les déformations longitudinales, elles sont de longueur 5 mm et sont collées le long de deux génératrices diamétralement opposées. Les quatre autres, de longueur 2 mm, disposées perpendiculairement aux génératrices permettent la mesure des déformations latérales.

Pour la réalisation des essais triaxiaux, la pression de confinement est appliquée à l'aide d'une pompe de type « Gilson » (1 MPa/mn). Le chargement axial est réalisé par asservissement en déplacement axial du vérin, avec une vitesse de déformation fixée à 5.10<sup>-6</sup>/s. Les essais ont été réalisés à la température ambiante (18-22°C).

## Comportement mécanique de base du grès

Sous compression hydrostatique, les réponses longitudinale et transversale du matériau sont identiques. Ceci indique que le grès étudié est un matériau initialement isotrope. Les résultats donnent une faible pression de fermeture ( $P_f \approx 2 \text{ MPa}$ ) et une porosité de fissure d'environ 1,6.10<sup>-4</sup>.

### Essais de compression triaxiale monotone

Les essais triaxiaux de révolution ont été réalisés pour des pressions de confinement allant jusqu'à 30 MPa. La limitation à 30 MPa est tributaire des capacités de la presse utilisée. Les réponses du matériau en compression triaxiale de révolution correspondent schématiquement à ce que l'on obtient classiquement pour le comportement fragile des roches (Bieniawski, 1967): (i) phase de fermeture des pores et microfissures préexistantes; (ii) phase de déformations élastiques linéaires; (iii) phase d'amorçage et de propagation stable de la microfissuration dont le début est marqué par le seuil de dilataance. La linéarité des courbes contraintes-déformations axiales au cours de cette phase indique la tendance des microfissures à se développer perpendiculairement à la direction de la contrainte principale mineure; (iv) phase de propagation instable de microfissures qui débute à partir du niveau de contrainte où le taux de déformation volumique change de signe et un peu avant le pic de contraintes. C'est au cours de cette phase que se produisent probablement les interactions entre réseaux de microfissures à l'origine de la localisation des déformations dans les roches fragiles.

### Observations sur les surfaces de rupture

A partir des observations des éprouvettes rompues, il a été possible de distinguer plusieurs types de ruptures. Dans l'essai uniaxial, la rupture se développe le plus souvent selon des plans parallèles à l'axe de chargement. En présence de pression de confinement

## Localisation dans les essais triaxiaux de révolution

Les quatre jauges de déformations transversales sont donc collées à mi-hauteur de l'éprouvette, perpendiculairement à quatre génératrices diamétralement opposées deux à deux. Chaque paire de jauges assure la mesure de la déformation le long d'une ligne perpendiculaire à la ligne diamétrale qui joint les points milieux des jauges. La moyenne des deux mesures dans chacune des deux directions est respectivement  $\epsilon_t^2$  et  $\epsilon_t^3$ . Ces deux directions sont *a priori* équivalentes et, pour une présentation cohérente des résultats, on notera conventionnellement  $\epsilon_t^3$  la direction où la déformation maximale (enregistrée à la rupture macroscopique) est la plus élevée.

Deux exemples de variation de  $\epsilon_t^3$  en fonction de  $\epsilon_t^2$  sont présentés pour différentes pressions de confinement sur la figure 1. Les courbes obtenues présentent une partie linéaire de pente 1. Ce résultat, escompté, indique deux points essentiels dans cette étude. Il s'agit d'une part de l'homogénéité des essais et, d'autre part, de l'isotropie transverse du matériau dans les premières phases de déformation. A partir de ces exemples de courbes, on distingue deux types de réponse. Le premier (Fig. 1b) est celui de l'essai triaxial mené à 30 MPa de confinement (c'est aussi le cas de l'essai uniaxial) où on observe, au-delà d'un seuil, une déviation par rapport à la linéarité de la courbe ( $\epsilon_t^3$ ,  $\epsilon_t^2$ ). Le second (Fig. 1a) est celui relatif à l'essai triaxial mené à 10 MPa (c'est aussi le cas à 20 MPa de confinement) pour lequel la linéarité se poursuit jusqu'au pic. Si on s'intéresse au premier type de réponse, le point précis où la perte de linéarité de la courbe  $\epsilon_t^3$ ,  $\epsilon_t^2$  a lieu (point noté « A ») sera désigné « pseudo-seuil de localisation », puisque son observation n'est pas systématique dans tous les essais sur éprouvettes cylindriques. Reporté sur les courbes contraintes - déformations, ce point A se situerait autour de 88 % de la résistance à la rupture dans le cas de l'essai de compression uniaxiale et à 90 % dans l'essai triaxial à 30 MPa de confinement.

Parce que le second type de réponse donne un écart à la linéarité insuffisamment marqué pour justifier de la non-homogénéité des déformations, on doit donc conclure que la méthodologie expérimentale n'est pas systématiquement performante dans le cas des essais axisymétriques. Cela est sans doute lié au choix hasardeux (vis-à-vis de la future bande de localisation) des positions où les déformations sont mesurées.

modérée (20 MPa) ou relativement élevée (30 MPa, la rupture se développe d'une manière classique le long d'un plan unique faisant un angle d'environ 31-32° avec la direction de la contrainte principale majeure.

## 3

## Détection expérimentale de la localisation des déformations

## 3.1

### Principe de la méthode de détection

La technique utilisée pour déterminer le seuil de localisation est inspirée des travaux de Hadley (1975). En effet, dans l'essai triaxial sur un granite et un gabbro, cet auteur a tracé l'ellipse moyenne des déformations circonférentielles. Aux valeurs élevées des contraintes, l'auteur observe que, contrairement aux cas des faibles niveaux de contraintes, les points de mesures (obtenus dans plusieurs directions radiales) s'écartent remarquablement de l'ellipse de moyenne caractérisant un champ de déformations homogène. C'est cette non-homogénéité des déformations qui sera considérée comme critère expérimental d'apparition de la localisation. Si la mise en œuvre pratique de la méthodologie consiste simplement à réaliser des mesures multiples de déformations (par capteurs ou par jauges d'extensométrie), elle requiert néanmoins un soin et une précision remarquable dans les mesures.

Santarrelli (1990) a utilisé avec succès cette technique dans l'essai triaxial de révolution en comparant les déformations radiales ( $\epsilon_{r2}$  et  $\epsilon_{r3}$ ) mesurées dans deux directions orthogonales entre elles. En pratique, la comparaison des déformations est réalisée en utilisant la courbe de variation des déformations  $\epsilon_{r3}$  en fonction de  $\epsilon_{r2}$ . Le seuil de localisation est alors supposé correspondre à la perte de linéarité de cette courbe. Soulignons que d'autres auteurs tels que Ord *et al.* (1991) ont également utilisé des procédures expérimentales basées sur des mesures multiples de déformations. Dans nos essais axisymétriques, les mesures ont été effectuées dans la section droite située à mi-hauteur de l'éprouvette. Ce choix s'appuie sur les observations des éprouvettes rompues qui indiquaient un endommagement important au centre des échantillons.

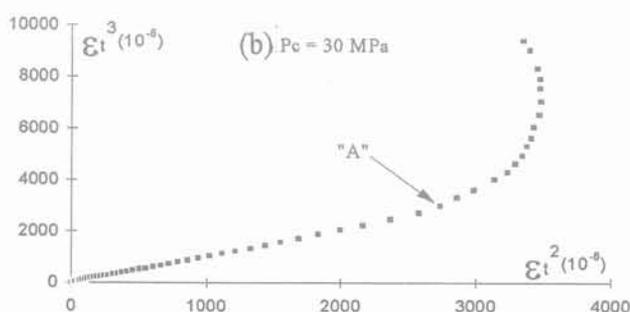
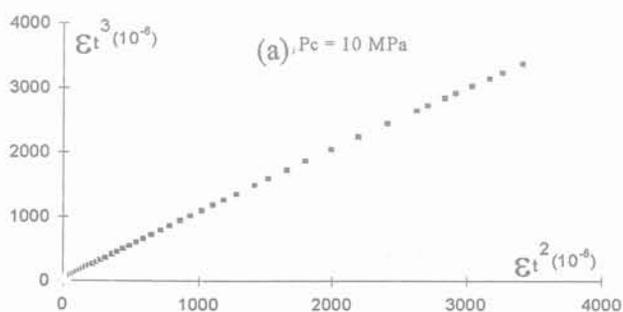


FIG. 1 Détection du seuil de localisation dans les essais triaxiaux de révolution. Courbes  $\epsilon_t^2$ ,  $\epsilon_t^3$ . Le point A sur la figure 1b indique le seuil de perte d'homogénéité des déformations. Localisation in triaxial axisymmetric tests. Curves  $\epsilon_t^2$ ,  $\epsilon_t^3$ . Point A on figure 1b indicates the onset of strain inhomogeneity.

### Quelques remarques et conclusions

Nous venons de souligner que la difficulté à situer le seuil de localisation dans l'essai triaxial de révolution provient principalement du choix hasardeux des deux directions de mesures de  $\epsilon_2$  et  $\epsilon_3$  par rapport à la future bande (qui se présente généralement selon un plan unique). La détection du seuil de localisation par mesures multiples de déformations dans les essais triaxiaux de révolution est donc conditionnée par l'orientation du plan de rupture. Une première idée d'amélioration substantielle a consisté à mener la suite des investigations expérimentales sur des éprouvettes prismatiques. De plus, cette forme d'éprouvette permet également l'utilisation d'un collier de mesure de déformations latérales globales, spécifiquement mis au point pour cette partie de l'étude et destiné à améliorer la précision des mesures.

### 3.3

## Essais sur éprouvettes prismatiques

### 3.3.1

### Définitions géométriques des échantillons prismatiques et instrumentation

Les essais présentés dans ce paragraphe sont menés sur éprouvettes prismatiques. La forme prismatique, choisie, offre un certain nombre d'avantages. Le premier est la connaissance préalable des plans dans lesquels est susceptible d'apparaître la bande de localisation. Ces plans sont bien entendu définis par la direction de chargement et l'une ou l'autre des directions latérales (mieux définies que dans le cas de la géométrie axisymétrique). L'autre intérêt, concerne la levée de l'ambiguïté sur la mesure des déformations dans chacune des trois directions de l'espace. Tous ces avantages constituent l'originalité de cette étude.

Les échantillons, prélevés dans un même bloc, sont découpés dans une matrice de marbrier les dotant de dimensions géométriques quasi identiques. La rectification des surfaces (inférieure à  $5\mu\text{m}$ ), la réalisation du parallélisme et de l'orthogonalité des faces sont similaires à celles indiquées pour les éprouvettes cylindriques. Les dimensions adoptées pour la confection des éprouvettes prismatiques tiennent compte de deux facteurs :

(i) la limitation de l'épaisseur et de la largeur des éprouvettes est dictée par les dimensions du support solide au socle de la cellule triaxiale que nous avons utilisée, le support à l'intérieur de cette cellule étant initialement destiné à servir d'embase inférieure et à la mise en place d'échantillons cylindriques de diamètre 65 mm ;

(ii) l'usage d'éprouvettes de faible épaisseur expose à des instabilités de type flambement.

Pour ces raisons, nous avons choisi une hauteur d'environ 90 mm pour une largeur d'environ 60 mm et une épaisseur de 12 mm (voir figure 2). Sur chacune des éprouvettes, sont placées huit jauges (Fig. 2) : trois jauges dans la direction 1 (longitudinale), deux dans la direction 2 (transversale) et trois dans la direction 3 (latérale). Les deux jauges situées au centre de l'éprouvette sont destinées à mesurer la déformation moyenne de l'échantillon dans les directions longitudinale et latérale. Elles doivent également permettre d'évaluer les déformations locales au centre de l'éprouvette où est supposé apparaître la bande de localisation. Les six autres jauges qui peuvent être divisées en deux groupes de trois sont destinées aux mesures des déformations dans chacun des deux blocs que la bande est sensée séparer. La comparaison des diverses déformations mesurées dans la même direction en des points différents de la surface de l'éprouvette a, en pratique, permis de s'assurer de la cohérence des mesures au cours du test.

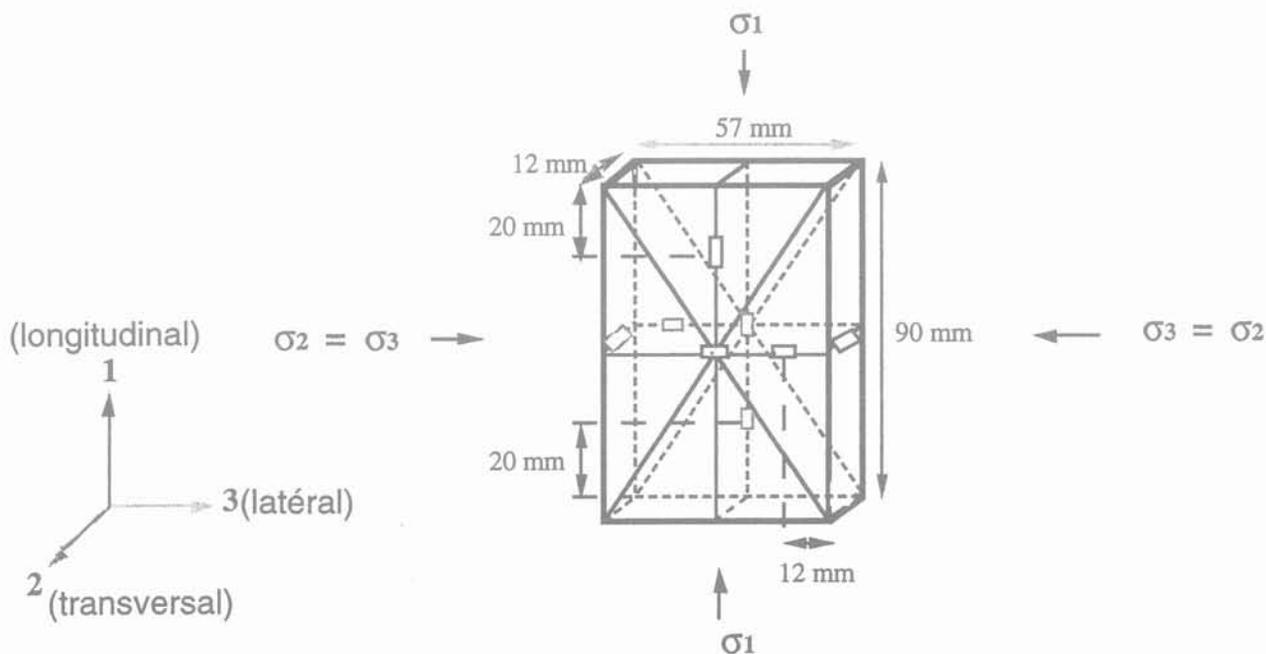


FIG. 2 Définition géométrique des éprouvettes prismatiques et disposition des jauges.  
Geometrical definition of prismatic samples and strain gages disposition.

### Réponses mécaniques et observations sur les surfaces de rupture

L'asservissement est réalisé en déplacement axial contrôlé, la vitesse de déplacement étant la même que celle utilisée dans les essais axisymétriques ( $5 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ ). Les essais triaxiaux sont réalisés aux pressions de confinement de 0, 10, 20, 30 et 40 MPa. Un exemple de variations des déformations axiales ( $\epsilon_1$ ), transversales ( $\epsilon_2$ ), latérales ( $\epsilon_3$ ) et volumiques ( $\epsilon_v$ ) en fonction du déviateur de contraintes est présenté sur la figure 3 (essai à 20 MPa de confinement). Les résultats des autres essais peuvent être trouvés dans Haied (1995). Ces courbes ont une allure classique, similaire à celle des essais axisymétriques. On notera cependant ici une différence entre les valeurs des déformations transversales  $\epsilon_2$  et celles (plus élevées) des déformations latérales  $\epsilon_3$ . On peut en partie attribuer ceci à la géométrie de l'éprouvette qui n'est pas tout à fait tridimensionnelle (l'épaisseur étant relativement faible) ou à la nature très locale des mesures de  $\epsilon_2$ .

L'examen macroscopique des lignes de rupture des éprouvettes prismatiques rompues montrent que le passage du mode de rupture axiale à la rupture en bande inclinée est obtenue dès la pression de confinement de 10 MPa. On peut retenir que dans l'essai triaxial, la rupture a lieu en bande de cisaillement inclinée d'environ  $29$  à  $32^\circ$  par rapport à l'axe de chargement, cette orientation augmentant progressivement avec la pression de confinement. On note une diminution appréciable des largeurs de bande en fonction de la pression de confinement; ces largeurs de bande varient d'un peu plus de 2 mm dans l'essai de compression triaxiale mené à 10 MPa de confinement à moins de 1 mm dans l'essai à 40 MPa de confinement.

### Déformations non homogènes et seuil de localisation

Des exemples de courbes  $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_3$  sont donnés sur la figure 4. Elles montrent toutes une déviation par rapport à la linéarité. Contrairement aux pseudo-seuils obtenus dans les essais triaxiaux de révolution, le point de non-linéarité noté A, que l'on détermine ici sans ambiguïté, peut être considéré comme le seuil de localisation. La pente de la partie linéaire des courbes est supérieure à 1 : elle se maintient à environ 1,7 dans l'essai uniaxial et dans les essais triaxiaux menés à 10 et 20 MPa de confinement et diminue à 1,3 puis 1,2 dans respectivement les essais réalisés à 30 et 40 MPa de confinement. La déviation par rapport à la linéarité provient d'une augmentation soudaine des déformations  $\epsilon_3$  (fissuration dans la bande probablement axiale et dans le plan de l'éprouvette) qui se poursuit jusqu'à la rupture. Cette augmentation est supposée marquer le seuil des déformations non homogènes et l'amorçage d'une zone de déformation localisée au sein du matériau. Soulignons également, comme Santarelli (1990), que la plus grande partie de la dilatance se développe après le seuil de localisation.

Dans l'essai uniaxial, le seuil de localisation A se situe à 96 MPa, soit à 88 % de la résistance à la rupture. Cette valeur est en parfaite concordance avec le pseudo-seuil de localisation déterminé dans l'essai axisymétrique. Dans les essais triaxiaux le seuil est enregistré entre 82 et 76 % du pic (voir figure 3 pour l'essai à 20 MPa de confinement). Le point B (seuil de propagation instable de microfissures défini par Bieniawski (1967)), où la pente de la courbe de déformations volumiques change de signe, précède systématiquement le seuil de localisation. Si on s'intéresse aux valeurs des

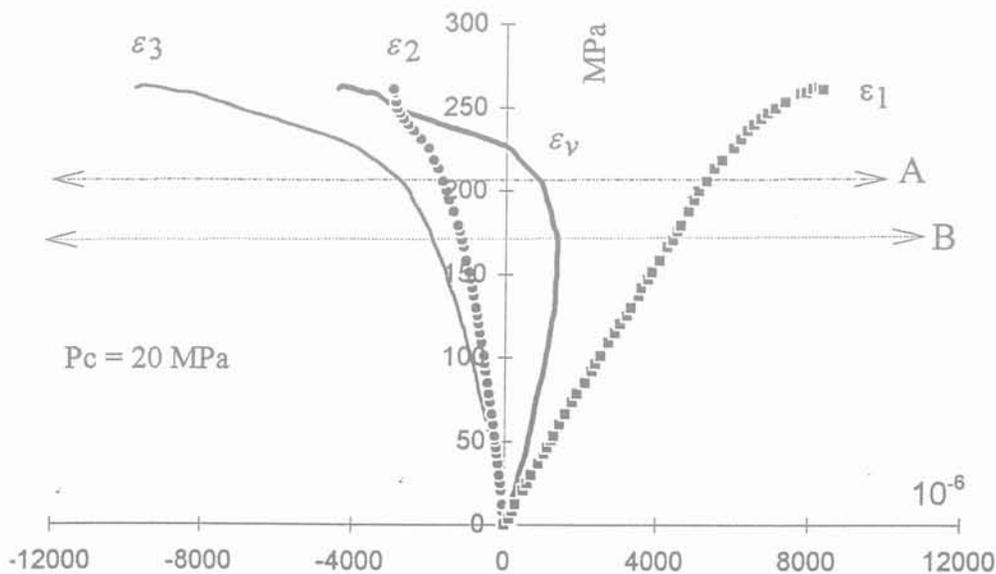


FIG. 3 Exemple de réponse en compression triaxiale sur éprouvette prismatique. Example of stress-strain curve for triaxial test on prismatic samples.

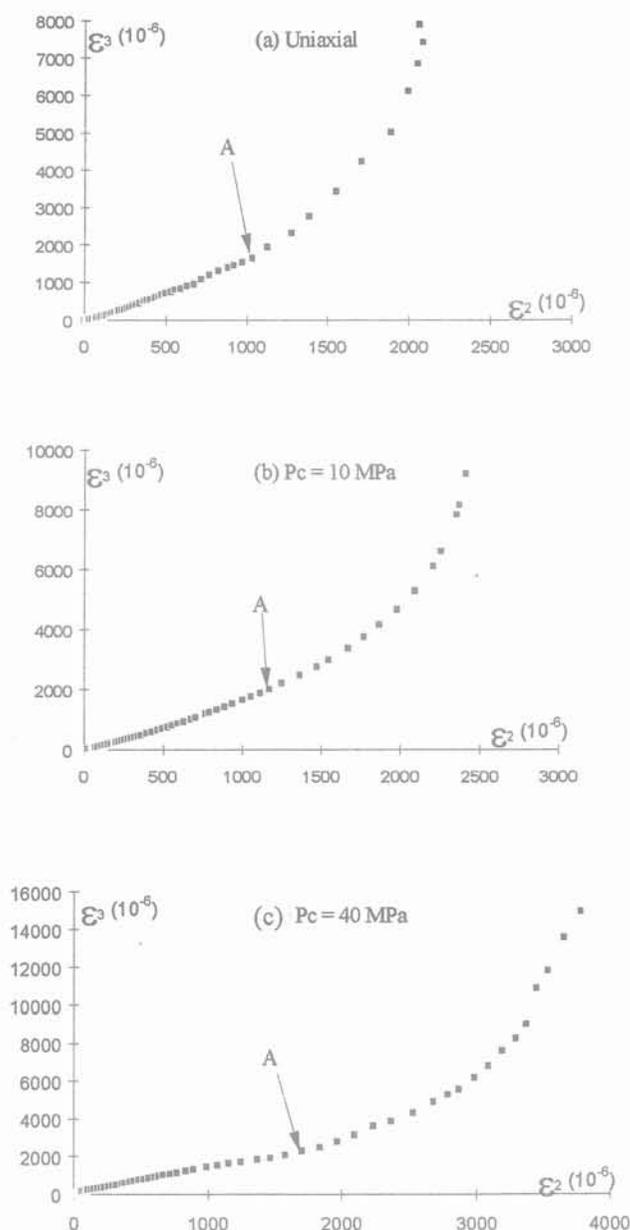


FIG. 4 Courbes  $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_3$  dans les essais triaxiaux sur éprouvette prismatique. « A » indique le seuil de perte d'homogénéité des déformations dans les essais. Curves  $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_3$  in prismatic samples. Point A indicates the onset of strain inhomogeneity.

que nous nous sommes fixés dans cette étude. De plus, lorsqu'on décharge les éprouvettes prismatiques précédentes après les avoir sollicitées légèrement au-dessus du seuil de localisation, aucune trace visible (à l'œil nu) de rupture ou d'endommagement local n'est repérable sur la surface de l'éprouvette. Ceci est probablement dû au fait que la zone de localisation se développe en premier lieu en cœur plutôt qu'en peau des éprouvettes (Haied, 1995) ou à la taille très faible des microfissures. La démarche retenue pour contrôler la zone d'amorçage des bandes a consisté à utiliser des éprouvettes prismatiques percées au centre d'un trou cylindrique de faible diamètre (3 mm), d'axe perpendiculaire à l'axe de chargement et traversant l'éprouvette sur toute son épaisseur (Fig. 5). Cette idée n'est pas complètement nouvelle; en effet, on trouve trace d'essais du même type sur des métaux ou sur des roches dans l'ouvrage de Nadai (1950). Vardoulakis et Graff (1982) ont également utilisé soit une encoche (entaille) sur les côtés soit une inclusion cylindrique permettant de mieux contrôler l'apparition des bandes de cisaillement dans un sable.

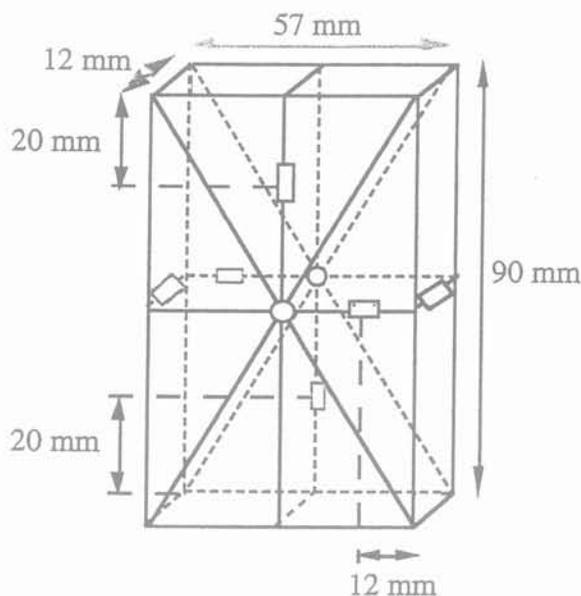


FIG. 5 Éprouvette prismatique percée d'un trou circulaire de diamètre 3 mm. Geometry of prismatic samples containing hole-strain gages disposition.

déformations enregistrées aux seuils de localisation dans les trois directions, on constate que ces seuils apparaissent pour des niveaux de déformations souvent comparables; nous reviendrons sur ce point à propos des essais sur éprouvettes percées que nous abordons maintenant.

#### 4

## Contrôle et suivi des bandes de localisation

La nécessité de contrôler l'amorçage des bandes de cisaillement et également de suivre leur évolution durant la phase post localisation est un des objectifs

#### 4.1

## Comportement mécanique et seuil de localisation pour les plaques percées

Un exemple de réponses mécaniques obtenues sur les éprouvettes percées est présenté sur la figure 6. Les résultats obtenus dans les essais sur éprouvettes non percées sont également reproduits sur ces mêmes figures. On constate que le trou n'affecte que très peu la réponse macroscopique du matériau (courbe contraintes, déformations). En effet seule une légère diminution est enregistrée pour le module élastique (inférieure à 7%) et pour la résistance à la rupture (moins de 4%). Des résultats similaires obtenus pour d'autres pressions de confinement ont été présentés par Haied (1995).

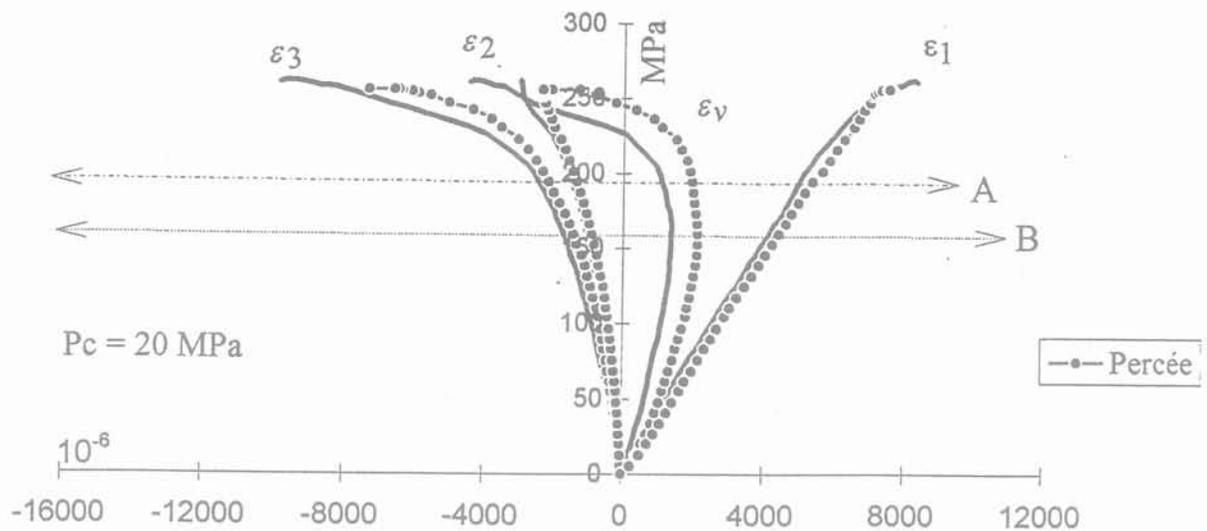


FIG. 6 Exemple de résultats en compression triaxiale sur éprouvette prismatique percée. Comparaison avec les résultats sur éprouvette prismatique non percée.  
Example of stress-strain curve for triaxial test on prismatic samples with hole. Comparison with results on sample without hole.

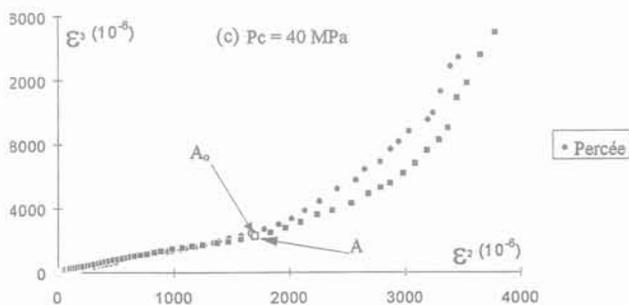
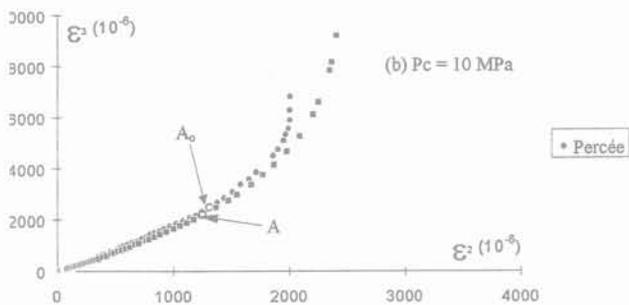
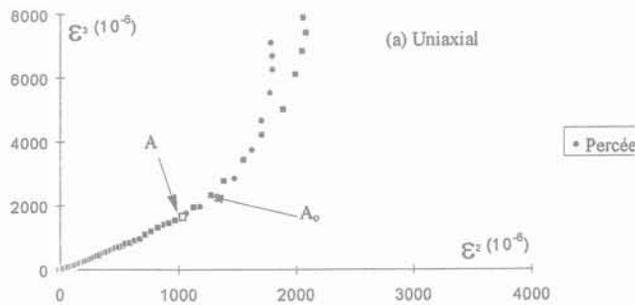


FIG. 7 Courbes  $\epsilon_2, \epsilon_3$  dans les essais triaxiaux sur éprouvette prismatique percée. Comparaison avec les résultats des essais sur éprouvettes non percées.  
Curves  $\epsilon_2, \epsilon_3$  in prismatic samples containing hole. Point A indicates the onset of strain inhomogeneity. Comparisons with previous results on unpierced samples.

Des exemples de courbes  $\epsilon_2, \epsilon_3$  pour les échantillons percés et non percés sont représentés par pression de confinement sur les figures 7. Le seuil de localisation, obtenu pour les éprouvettes percées est noté  $A_0$ . La comparaison entre les points A (seuil dans les éprouvettes non percées) et  $A_0$  indique la proximité de ces seuils (voir figure 7). Dans l'essai uniaxial, il correspond à 86 % de la résistance à la rupture. Il se situe respectivement à 82, 76 (voir figure 6 pour ce cas), 75 et 73 % de la résistance à la rupture dans les essais triaxiaux à 10, 20, 30 et 40 MPa de pression de confinement.

#### 4.2

### Amorçage et caractéristiques des bandes de localisation

L'analyse des lignes de rupture observées dans les essais sur éprouvettes percées montre le rôle important joué par l'imperfection et la pression de confinement dans l'amorçage des bandes de localisation. Toutes les éprouvettes rompues indiquent que ces bandes se sont propagées à partir de deux points diamétralement opposés de la frontière du trou circulaire. Ces deux points d'amorçage se situent aux extrémités du diamètre parallèle à l'axe de chargement dans le cas de l'essai de compression uniaxiale (Fig. 8a) et sont localisés aux extrémités du diamètre perpendiculaire à l'axe de chargement dans le cas des essais triaxiaux. La figure 8b montre, par exemple, l'état de la bande à 95 % du pic de contraintes dans l'essai triaxial à 20 MPa de confinement. L'examen des lignes de rupture montre également que le trou joue un rôle important tant au niveau de l'inclinaison que de l'épaisseur moyenne des bandes. On note en particulier, une diminution appréciable de la valeur de l'angle qui oriente la bande par rapport à la direction de la contrainte principale majeure. Bien que la tendance à augmenter avec le confinement soit toujours observée, cet angle varie de 24 à 28° dans les éprouvettes percées. S'agissant des largeurs de bandes, elles subissent une augmentation. Elles sont de l'ordre de 3 à 4 mm à faible pression de confinement ( $P_c = 10$  MPa) et font moins d'un millimètre (comme dans le cas des éprouvettes non percées) pour  $P_c = 30$  ou 40 MPa.

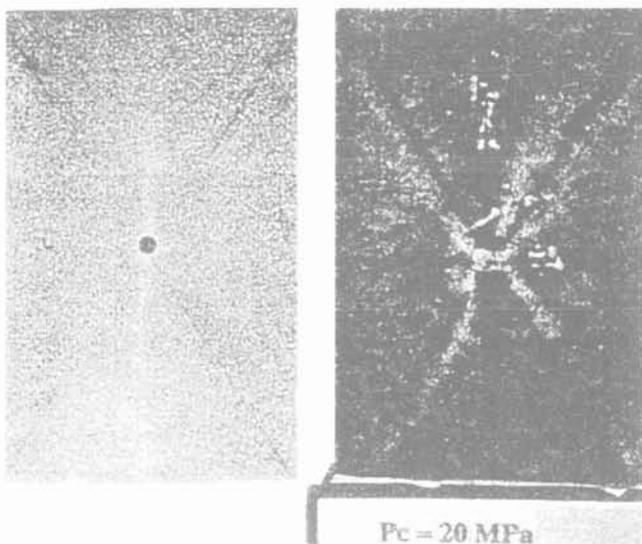


FIG. 8 Exemples d'amorçage de bande de localisation dans les éprouvettes percées. a) cas uniaxial; b) cas triaxial à  $P_c = 20$  MPa. Examples of shear band in pierced samples. a) uniaxial case; b) triaxial case.

5

## Seuils expérimentaux de localisation : effets de la pression de confinement

### • En terme de contraintes

La figure 9 rassemble les résultats concernant l'évolution des déviateurs de contrainte au pic et au seuil de localisation A en fonction de la pression de confinement ( $P_c = \sigma_3$ ). On note que dans l'intervalle de pression de confinement étudié (0,40 MPa), la résistance à la rupture et le seuil de localisation varient de manière quasi linéaire avec  $P_c$ . La pente plus faible dans la relation donnant la contrainte déviatorique au seuil A illustre qualitativement la tendance du pic à être retardé par rapport au seuil de localisation lorsque la pression de confinement augmente. Les deux relations linéaires permettent également de prévoir que, pour une pression de confinement très élevée, l'instant où la localisation se produirait tendra vers 70 % (limite du rapport entre les deux approximations, pour  $\sigma_3$  très élevé) de la résistance à la rupture.

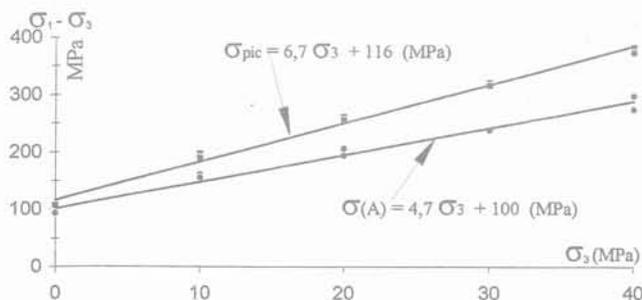


FIG. 9 Variation du déviateur de contraintes au seuil de localisation en fonction de la pression de confinement  $\sigma_3 = P_c$ . Deviatoric stress at the onset of localization as function of confining pressure.

### • En terme de déformations

Comme nous l'avons déjà souligné au § 3.3, le niveau de déformation (pour chacune des trois directions) enregistré au seuil de localisation semble peu dépendant de la pression de confinement (Fig. 10). Ceci n'est pas le cas pour les déformations à la rupture macroscopique. Les valeurs moyennes ( $\pm 5 \cdot 10^{-3}$ ) des déformations au seuil sont données dans le tableau I. Pour juger des dispersions, l'écart type et la moyenne des écarts sont fournis à titre indicatif. Le résultat obtenu (quasi-constance des déformations au seuil de localisation) indique l'intérêt de critères basés sur la déformation (d'extension) critique comme celui proposé par Stacey (1981) pour décrire la rupture fragile des roches.

TABLEAU I Valeurs moyennes et écarts des déformations au seuil de localisation. Average values of strains at localization.

Déformations ( $10^{-3}$ )	$\langle \epsilon \rangle$	Écart-type	Écart moyen
Axiale $\epsilon_1$	5,5	0,3	0,2
Transversale $\epsilon_2$	1,5	0,2	0,2
Latérale $\epsilon_3$	2,2	0,3	0,2

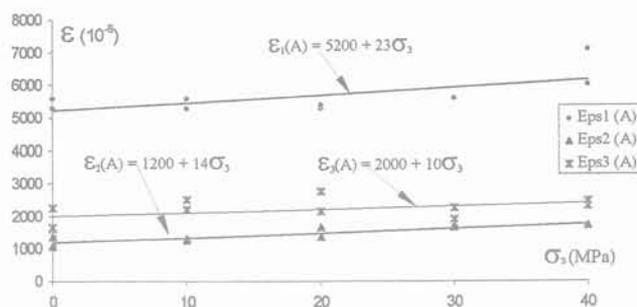


FIG. 10 Variation des déformations au seuil de localisation en fonction de la pression de confinement  $\sigma_3 = P_c$ . Strains level at the onset of localization as function of confining pressure.

6

## Conclusion

Outre la preuve de l'efficacité de la méthodologie expérimentale (mesures multiples de déformations) mise en œuvre, les études réalisées ont permis de caractériser les bandes de localisation des déformations dans le grès de Fontainebleau. Malgré sa simplicité, cette méthodologie s'est révélée particulièrement intéressante dans les essais de compression triaxiale réalisés sur des éprouvettes prismatiques. Dans le cas des essais sur éprouvettes prismatiques non percées on note que, lorsque la pression de confinement augmente, le pic a tendance à être retardé par rapport au seuil de localisation. Lorsque le confinement augmente, on note également une légère augmentation de l'inclinaison des bandes de cisaillement par rapport à la contrainte principale majeure. Les largeurs de bande varient de 1 à 2 mm; elles sont difficiles à évaluer de

manière objective, les bandes étant souvent délimitées par une zone blanchâtre à contour variable.

Afin de mieux maîtriser les conditions d'amorçage de localisation, des essais ont été ensuite réalisés sur des éprouvettes prismatiques contenant une ouverture cylindrique de faible diamètre. Il n'a pas été enregistré de modification notable dans les réponses macroscopiques du matériau et dans les seuils de localisation. En revanche les orientations moyennes des bandes ont nettement diminué (25-28°). Enfin, sur la base de l'ensemble des essais sur éprouvettes prismatiques (percées ou

non), on obtient des variations linéaires des résistances et des seuils de localisation en fonction de la pression de confinement, ainsi qu'une quasi-constance des niveaux de déformations au seuil de localisation.

Les travaux expérimentaux en cours concernent deux aspects : (i) corrélations de nos constatations à l'aide d'observations au MEB. Une première partie de ce travail déjà entamé a été présentée par Haied (1995); (ii) recoupement des données quantitatives à l'aide d'une autre technique de détection de la localisation (p. ex. émission acoustique ou speckle laser).

## Bibliographie

- Bascoul A., Benaija E.H., Bertaud Y., Fond C., Massat M., Torrenti J.-M. – Analysis of localization in concrete and rocks through stereophotogrammetry, speckle laser and replica. *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n° 6, p. 1340-1350, 1993.
- Bieniawski Z.T. – Mechanism of brittle fracture of rock. Part I. Theory of the fracture process. Part II. Experimental study. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 4, p. 395-430, 1967.
- Desrues J. – La localisation de la déformation dans les milieux granulaires. Thèse de doctorat d'État, Université de Grenoble, 1984.
- Hadley K. – Azimutal variation of dilatancy. *J. Geophys. Res.*, vol. 80, p. 4845-4850, 1975.
- Haied A., Kondo D., Henry J.-P. – Experimental detection of shear bands in a sandstone. *Assessment and prevention of failure phenomena in rock engineering*, p. 149-154, 1993.
- Haied A. – Étude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé d'un grès. Thèse de doctorat, Université de Lille I, 1995.
- Nadai A. – *Theory of flow and fracture of solids*. McGraw-Hill, p. 275-296, 1950.
- Ord A., Vardoulakis I.G., Kajewski R. – Shear band in Godsford sandstone. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 28, p. 397-409, 1991.
- Rudnicki J.W., Rice J.R. – Conditions of localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials. *J. Mech. Phys. Solids*, 23, p. 371-394, 1975.
- Santarelli F.J. – Étude expérimentale de la bifurcation dans les roches. *Revue Française de géotechnique*, vol. 50, p. 61-70, 1990.
- Stacey T.R. – A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 18, p. 469-474, 1981.
- Vardoulakis I., Graf B. – Imperfection sensitivity of the biaxial test on dry sand. *Proc. IUTAM Conf. Deformation and failure of granular materials*, Delft, Rotterdam, Balkema, p. 485-491, 1982.



N. BELANTEUR  
S. TACHERIFET  
M. PAKZAD

Laboratoire de Génie Civil,  
Université d'Orléans  
rue Léonard-de-Vinci  
45072 Orléans

# Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées

## Résumé

Des essais sur des échantillons d'argiles remaniées ont permis d'analyser l'influence des fortes pressions de consolidation, des cycles thermiques et des cycles de « sorption-désorption » sur le comportement thermo-hydro-mécanique des argiles fortement compactées. Le comportement mécanique a été étudié à travers la réalisation d'essais œdométriques cycliques sur des argiles gonflantes et non gonflantes, ainsi que d'essais de compression triaxiale axisymétrique non drainés sur des échantillons aux états de contraintes normalement consolidé et surconsolidé (OCR = 5 ; 10). Pour l'étude du comportement thermo-mécanique, nous avons réalisé des essais isothermes sur des chemins œdométriques et triaxiaux non drainés d'une part, et d'autre part des cycles thermiques sous chargement mécanique constant à l'état normalement consolidé et à l'état surconsolidé sur des chemins œdométriques. Les principaux phénomènes liés au comportement hydro-mécanique des argiles fortement compactées ont été mis en évidence grâce à des cycles de « sorption-désorption » sous une contrainte constante également sur des chemins œdométriques.

## Study of mechanical, thermo-mecanical and hydro-mechanical behaviour of swelling and unswelling highly compacted clays

## Abstract

Tests on specimens of reconstituted clays have examined the influence of highly consolidation pressure, temperature, and « sorption-desorption » cycles on hydro-thermo-mechanical behaviour of highly compacted clays. For the study of mechanical behaviour, the program involved cyclic oedometric tests on swelling and unswelling clays, undrained compression axisymmetric triaxial tests on normally consolidated and over consolidated specimens (OCR = 5,10). For thermo-mechanical behaviour, we have performed isothermal tests on oedometric and triaxial paths, and thermal cycle under constant effective stress, in normally and over consolidated states on eodometric path. The principals phenomena tied to hydro-mechanical behaviour were examined by « sorption-desorption » cycle under constant stress on eodometric path.

## NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

$C'$	:	cohésion drainée.
$e$	:	indice des vides.
$hr$	:	humidité relative.
$IP$	:	indice de plasticité.
$M$	:	paramètre d'état critique.
$P'$	:	pression moyenne effective.
$q$	:	déviateur de contraintes.
$S = U_a - U_w$	:	succion.
$T$	:	température.
$w_L$	:	limite de liquidité.
$w_p$	:	limite de plasticité.
$\Delta u$	:	surpression interstitielle.
$\epsilon_j$	:	déformation axiale.
$\varphi'$	:	angle de frottement interne drainé.
$\gamma_s$	:	densité des grains solides.
OCR	:	degré de surconsolidation.

### 1

## Introduction

Jusqu'à présent en mécanique des sols, les études relatives au comportement des argiles sous fortes contraintes ont été rares. Ce domaine a surtout concerné les roches et les matériaux pulvérulents. Pour les argiles, la recherche a été centrée sur le domaine des pressions courantes pour la majorité des ouvrages de génie civil qui, en général, ne dépassent pas 1 MPa. L'option de stockage des déchets radioactifs dans des ouvrages creusés dans des formations argileuses profondes a nécessité la réalisation d'essais, afin de connaître le comportement de ces matériaux dans les conditions de leur utilisation, caractérisées, entre autres, par de fortes pressions de compactage, le contact avec une source de chaleur et un changement d'état hydrique.

Parmi les travaux expérimentaux réalisés pour décrire le comportement des argiles fortement compactées, il convient de citer les essais triaxiaux drainés de Rousset (1988) sur une argile plastique (Boom) et une argile raide (Couy), les essais œdométriques cycliques et triaxiaux monotones et cycliques de Baldi *et al.* (1990) sur l'argile de Boom, les essais œdométriques et triaxiaux de Börgesson *et al.* (1993) sur une bentonite MX80, ainsi que les essais triaxiaux non drainés, et drainés à pression moyenne constante et à différentes températures, de Lingnau *et al.* (1993) sur des échantillons remaniés, fabriqués à partir d'un mélange de sable et de bentonite.

Les résultats présentés sont une contribution en amont du problème décrit précédemment. A travers cette étude essentiellement expérimentale, nous avons voulu faire un inventaire des principaux phénomènes liés au comportement mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles remaniées et fortement consolidées. Les différents essais réalisés, ont permis d'analyser l'effet des fortes pressions de consolidation, du degré de surconsolidation, des cycles de tempéra-

ture et de « sorption-désorption » sous une contrainte mécanique fixe. Nous présentons dans cet article les résultats d'essais œdométriques cycliques réalisés sur des argiles gonflantes et non gonflantes, d'essais triaxiaux non drainés aux états de contraintes normalement consolidés et surconsolidés à différentes températures. Les résultats d'essais œdométriques isothermes, avec cycles thermiques et de « sorption-désorption » sous une contrainte mécanique constante sont également présentés.

### 2

## Comportement mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes remaniées, saturées et fortement consolidées

### 2.1

### Comportement sur chemin œdométrique

L'étude expérimentale a été réalisée au moyen d'un œdomètre à haute pression (Fig. 1). Elle a été menée sur

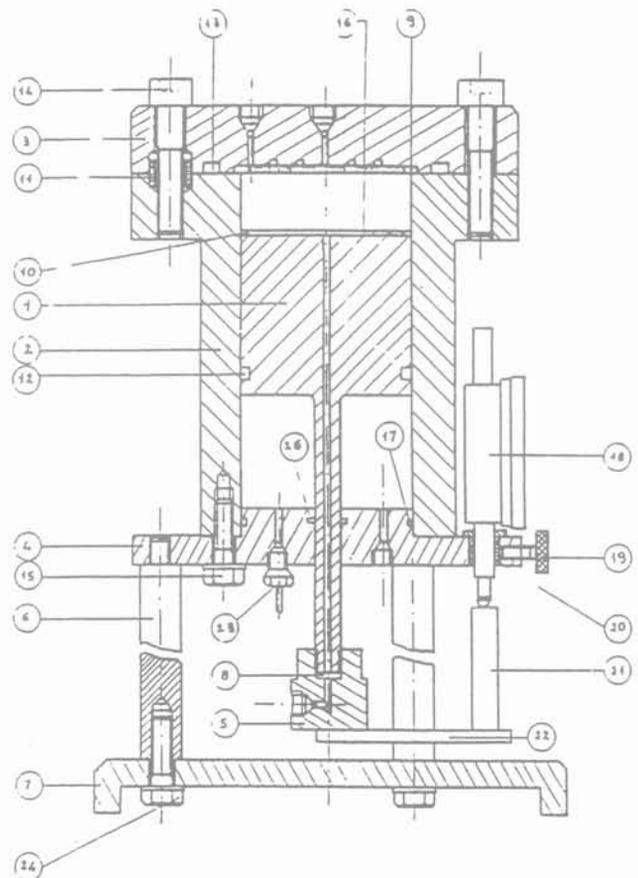


FIG. 1 Coupe schématique de la cellule œdométrique à haute pression. Schematic representation of high pressure oedometric cell.

TABLEAU I

**Caractéristiques physiques et minéralogiques de l'argile du Bassin parisien, de la kaolinite, de la smectite et de l'argile de Boom.**

Physical and mineralogical characteristics of Bassin parisien clay, kaolinite, smectite and boom clay.

Caractéristiques physiques	Argile du Bassin parisien	Kaolinite	Smectite	Argile de Boom
Densité des grains $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,68	2,5	2,75	2,67
Surface spécifique (BET (m <sup>2</sup> /g))	33,5	10,3	426	53-177
Capacité d'échange de base (mécq)	46	—	64	20-40
Limite de liquidité $w_L$ (%)	52,5	40	112	59-76
Limite de plasticité $w_p$ (%)	22,5	20	50	22-26
Indice de plasticité $IP = w_L - w_p$	30	20	62	37-50
Type d'argile	non gonflante	non gonflante	gonflante	gonflante
Composition minéralogique				
Kaolinite	—	86 % ± 3	4 % ± 2	30 %
Géothite	—	—	6 % ± 1	—
Calcite	—	—	2 % ± 1	—
Quartz	—	6 % ± 1	6 % ± 1	28 %
Illite	—	—	—	20 %
Smectite	—	—	80 % ± 1	22 %
Moscovite	—	—	—	—
Feldspath et mica	—	8 % ± 1	—	—

quatre matériaux argileux différents de part leur nature, à savoir : kaolinite, smectite, argile du Bassin parisien et argile de Boom. Les caractéristiques physiques et minéralogiques de ces argiles sont données dans le tableau I. Les échantillons sont initialement à l'état de boue d'argile. Les essais ont consisté à effectuer des cycles de « décharge-recharge » afin d'analyser le gonflement de chaque matériau. Les échantillons sont consolidés à une pression de 5 MPa, déchargés à une pression relativement faible (0,15-0,45 MPa), ensuite rechargés à une pression de 10 MPa et enfin déchargés complètement. Une contre-pression d'eau de 1 MPa a été appliquée à l'échantillon durant l'essai afin d'éviter sa désaturation. Les résultats de ces essais sont présentés sur les figures 2a, 1b, 1c et 1d. Ils montrent les phénomènes suivants :

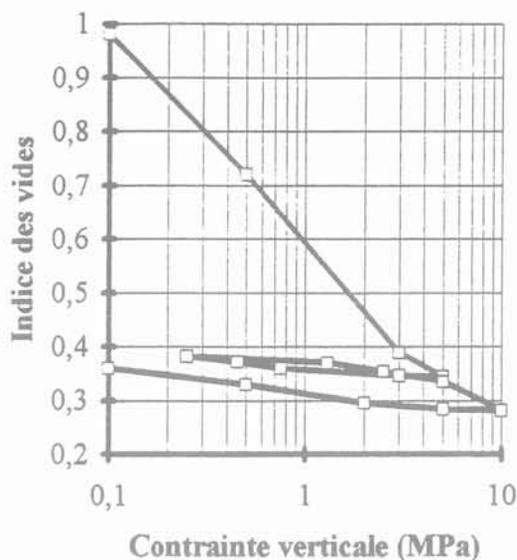
- les pentes normalement consolidées sont parallèles pour les différents matériaux, et le comportement est élastoplastique ;
- les pentes de décharge sont plus fortes pour l'argile de Boom et la smectite ;
- les boucles d'hystérésis après une décharge à 5 MPa sont plus aplaties pour la kaolinite et l'argile du Bassin parisien. Elles sont plus larges pour la smectite et l'argile de Boom.

Par conséquent, les argiles de type kaolinite et Bassin parisien peuvent être classées comme des argiles non gonflantes. En revanche, la smectite et l'argile de Boom sont classées comme des argiles gonflantes. Nous avons constaté que la différence la plus significative entre le comportement des différentes argiles est observée en décharge. La smectite possède un gonflement beaucoup plus important que celui de la kaolinite. En effet, la diminution de la contrainte mécanique en décharge va provoquer le gonflement du matériau sous l'effet des forces non équilibrées de répulsion. Ce gonflement augmente avec la pression de consolidation.

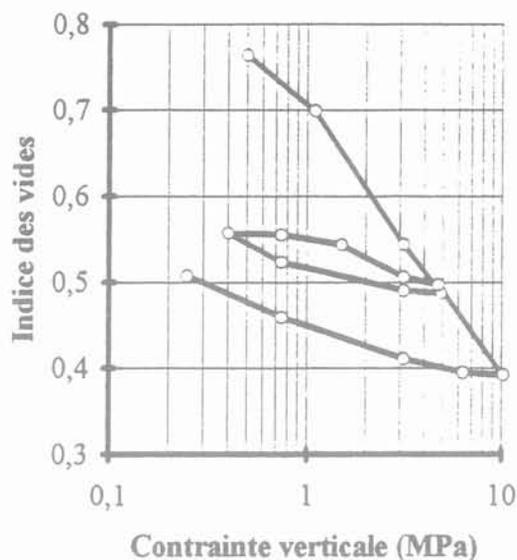
**2.2**
**Comportement mécanique sur chemin triaxial non drainé**

Le but des essais réalisés est principalement l'étude du comportement mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées, dans le cas d'une argile gonflante (smectite) et d'une argile non gonflante (kaolinite). Les essais réalisés sont de type « compression triaxiale axisymétrique non drainée et monotone ». La vitesse de cisaillement choisie est de  $6,67 \cdot 10^{-5}$  mm/s. L'échantillon d'argile à cisailier passe par plusieurs étapes, deux étapes de consolidation isotrope et une étape de cisaillement. La première phase de consolidation isotrope est effectuée à basse pression (0,5 MPa), dans une cellule triaxiale classique modifiée à cet effet. Elle se confond avec l'étape de fabrication des échantillons pour les essais. Sa durée dépend de la nature du matériau en consolidation (Fig. 3).

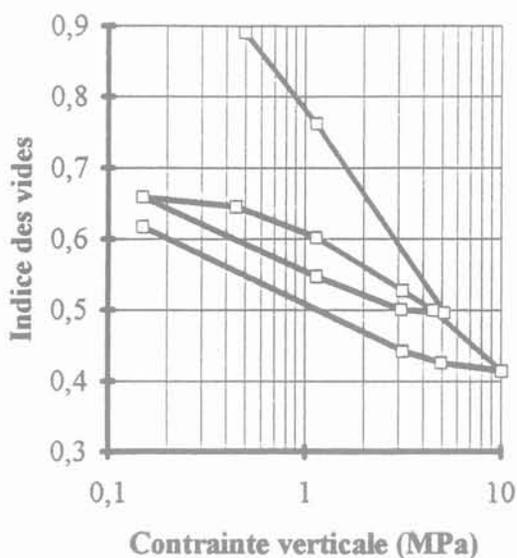
A la fin de l'étape précédente, à l'aide d'un tour manuel, est taillé l'échantillon qui servira à l'essai triaxial dans la cellule haute pression, ses dimensions sont choisies de manière à obtenir un élanement de 1 (diamètre = 65 mm, hauteur = 65 mm). Après la mise en place de l'échantillon dans la cellule (Fig. 4), la deuxième étape de la consolidation peut commencer. La pression de confinement à laquelle doit se dérouler le cisaillement est atteinte après un certain nombre de paliers de chargement. La fin de cette étape correspond à une variation des déformations volumiques de l'échantillon inférieure à 0,1 %, entre deux mesures prises à vingt-quatre heures d'intervalle. La figure 5, présente la consolidation isotrope d'un échantillon de kaolinite dans la cellule haute pression, en vue d'un essai à un degré de surconsolidation de 10. A la fin de la consolidation, et après la mise en contact du piston d'écrasement avec l'embase drainante supérieure, les



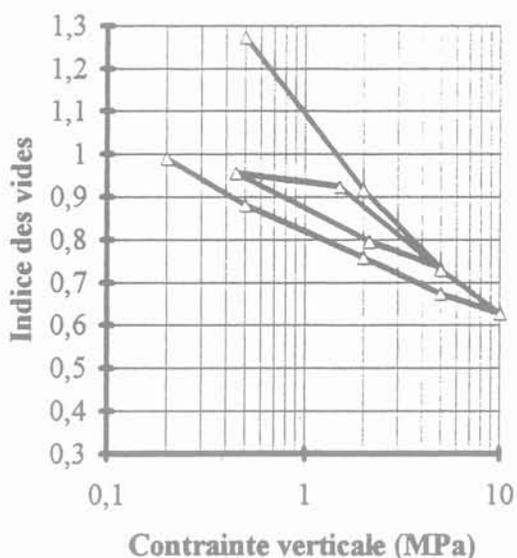
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 2. Essais oedométriques cycliques sur des argiles remaniées saturées « comparaison du comportement entre argiles gonflantes et non gonflantes » : (a) argile du Bassin parisien (b) kaolinite (c) argile de Boom (d) argile smectite.  
Cyclic odometer tests on remoulded saturated clays « comparison of behaviour between swelling and unswelling clays » : (a) Bassin parisien clay (b) kaolinite (c) Boom clay (d) smectite.

conduits de drainage sont fermés et le cisaillement peut commencer. Cette phase se poursuit jusqu'à la rupture de l'échantillon. L'enregistrement des résultats « bruts » de l'essai se fait grâce à un système d'acquisition, en vue d'un traitement ultérieur.

### 2.3

## Résultats obtenus et interprétation

Nous avons réalisé trois essais triaxiaux de compression axisymétrique non drainés normale-

ment consolidés, à des pressions de confinement de 5 et 10 MPa sur la kaolinite et la smectite. Trois essais du même type ont été également réalisés à l'état surconsolidé ( $OCR = 5 ; 10$ ). Les courbes présentées pour chaque essai et argile illustrent notamment :

- la variation du déviateur de contraintes ( $q$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ );
- la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ );
- la variation du déviateur de contraintes ( $q$ ) en fonction de la pression moyenne effective ( $p'$ ).

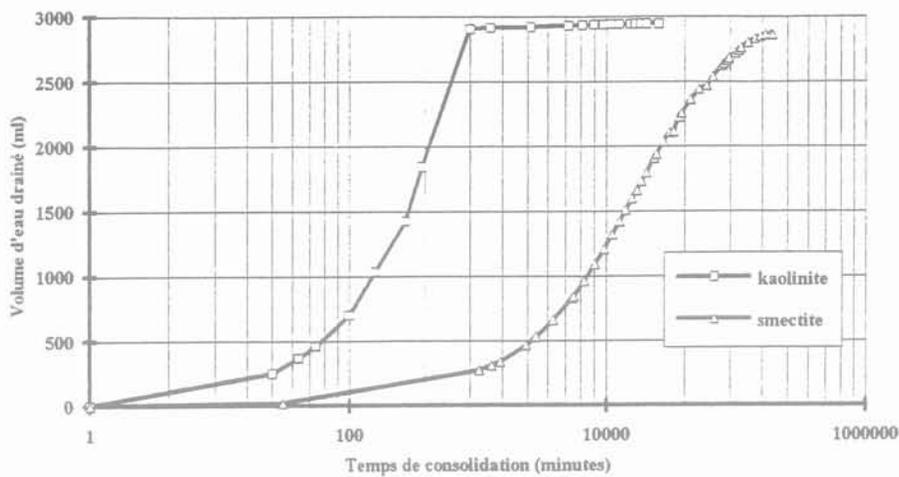


FIG. 3 Consolidation isotrope à basse pression de boues argileuses (0,5 MPa).  
Isotropic consolidation of mud clays under low pressure (0,5 MPa).

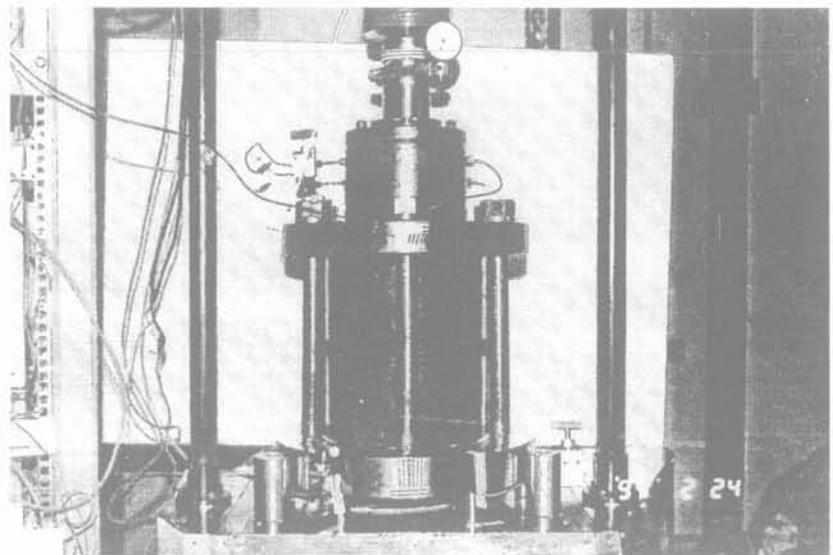


FIG. 4 Cellule triaxiale à haute pression.  
High pressure triaxial cell.

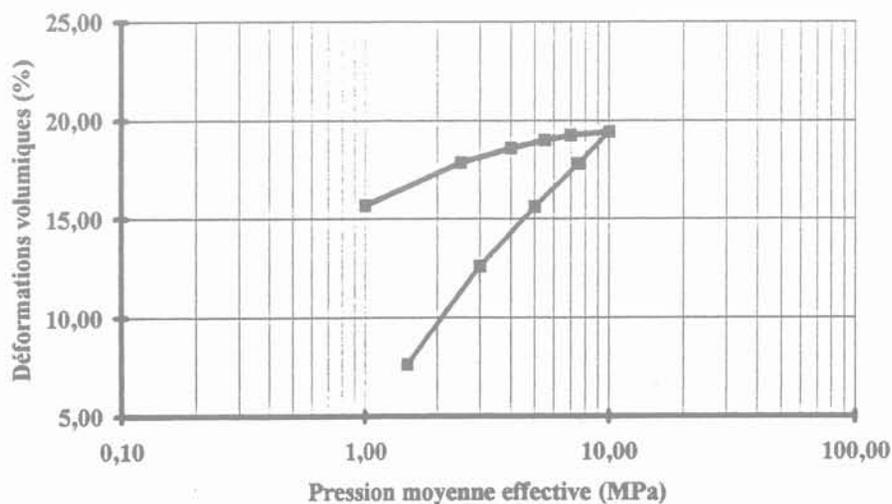


FIG. 5 Consolidation isotrope d'un échantillon de kaolinite.  
Isotropic consolidation of kaolinite sample.

### Cas des essais triaxiaux sur la kaolinite normalement consolidée

Les résultats des deux essais réalisés aux pressions de confinement de 5 et 10 MPa, présentés sur la figure 6, permettent de faire les observations suivantes :

- les courbes représentant la variation du déviateur de contraintes, en fonction de la déformation axiale, montrent un léger pic correspondant à la valeur maximale du déviateur. Celui-ci survient pour des valeurs de déformations axiales à peu près identiques, dans le cas des essais considérés. La valeur du déviateur va chuter légèrement pour commencer à se stabiliser et à tendre

vers un palier à partir d'une valeur de déformation axiale correspondant à 12 % ;

- les courbes représentant la variation de la pression interstitielle, en fonction de la déformation axiale, montrent que la pression interstitielle continue à évoluer légèrement contrairement au pic observé dans le plan  $(q, \epsilon_1)$  ;
- dans le plan  $(q, p')$ , le chemin des contraintes effectives, après le pic correspondant au déviateur maximum, se déplace sur la droite de plasticité parfaite, caractérisée par la pente  $M = q/p'$ .

Les caractéristiques drainées du matériau sont les suivantes :

- cohésion drainée ( $C'$ ) : 0,12 MPa ;
- angle de frottement interne drainé ( $\phi'$ ) : 14,8 degrés.

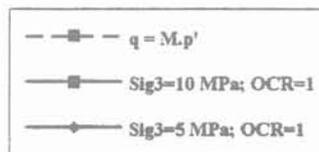
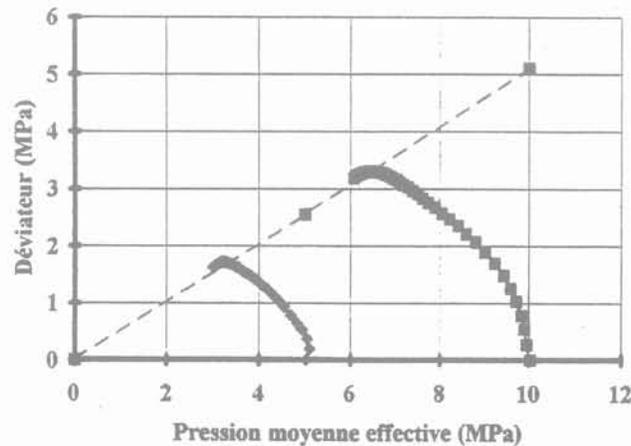
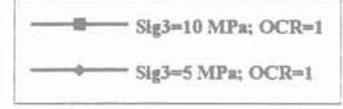
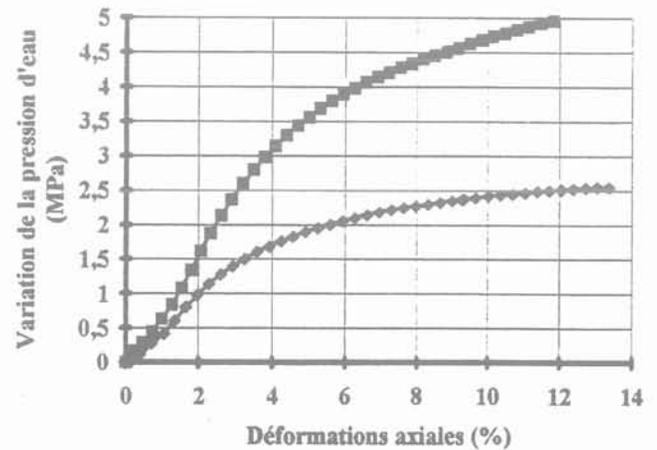
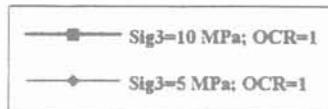
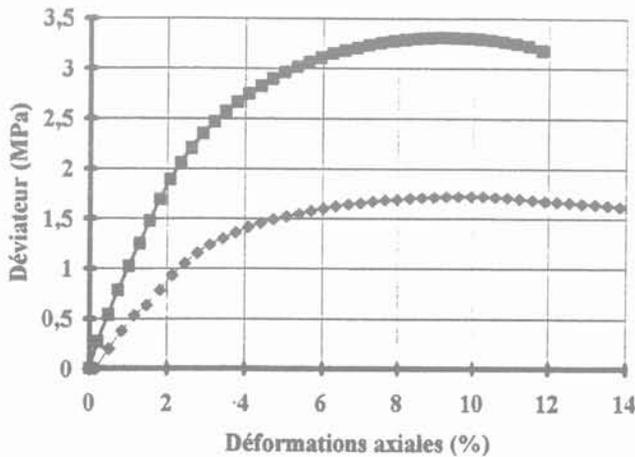


FIG. 6 Essais triaxiaux non drainés sur la kaolinite à l'état normalement consolidé.  
Undrained triaxial tests on kaolinite normally consolidated.

### Cas de la smectite et comparaison avec la kaolinite

La figure 7 illustre les résultats des essais effectués à une pression de confinement de 5 MPa sur la kaolinite et la smectite. Les constatations suivantes ont été faites :

- l'échantillon de kaolinite à la fin de l'essai présentait de légers plans de cisaillement, ce qui n'était pas le cas de celui de smectite ;
- dans le plan  $(q, \epsilon)$ , pour la kaolinite on note un léger pic qui correspond à la valeur maximale du déviateur de contraintes, le palier de plasticité parfaite est atteint

après une légère chute du déviateur et le début de sa stabilisation à partir de 12 % de déformations axiales. Dans le cas de la smectite par contre, on note l'absence de pic. Le palier de plasticité parfaite se confond avec la résistance maximale du matériau ;

- la kaolinite présente un déviateur à la rupture beaucoup plus important que celui de la smectite. On passe de 1,73 MPa pour la kaolinite à 0,77 MPa pour la smectite. La rupture survient plus tôt dans le cas de la kaolinite, à environ 9,26 % de déformations axiales, alors que pour la smectite, elle se produit pour une valeur de 11,80 %.

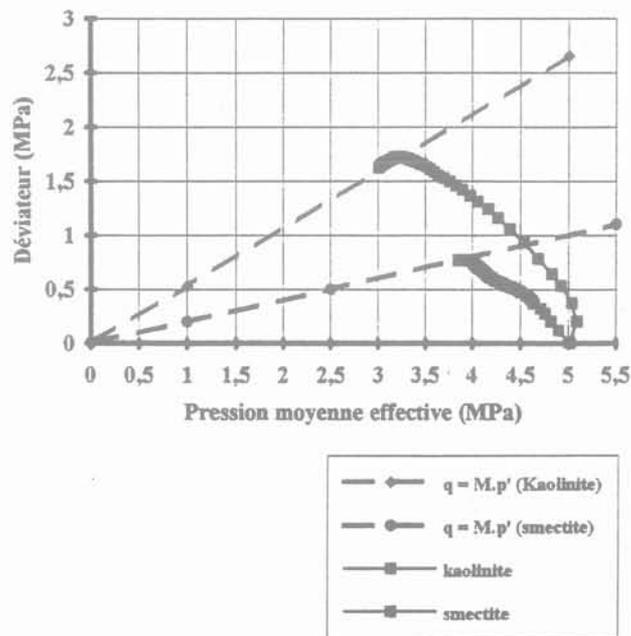
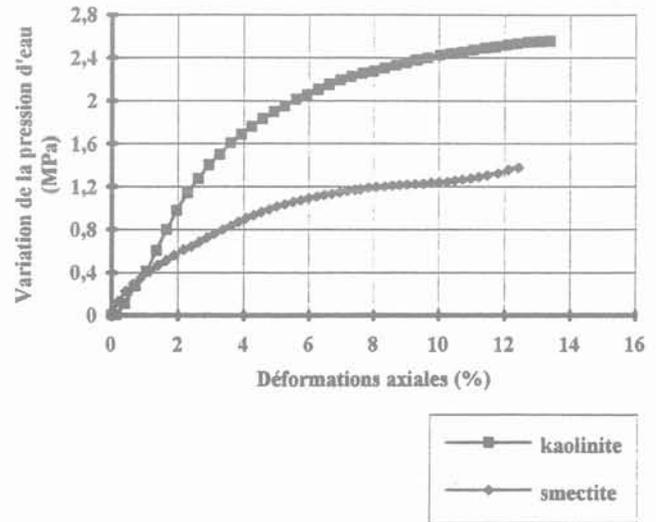
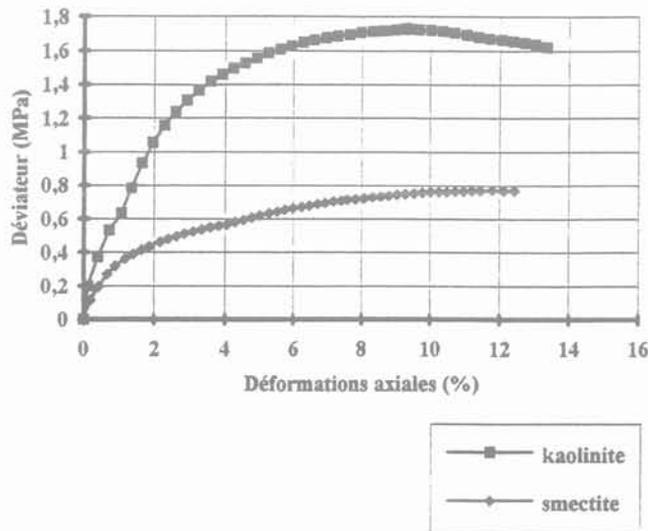


FIG. 7

Essais triaxiaux non drainés sur des argiles normalement consolidées - cas de la kaolinite et de la smectite.

Undrained triaxial tests on normally consolidated clays - cases of kaolinite and smectite.

### Cas des essais triaxiaux sur la kaolinite surconsolidée

Pour l'étude du comportement mécanique de la kaolinite à l'état surconsolidé, nous avons réalisé deux essais à des degrés de surconsolidation de 5 et 10. Dans le cas de l'essai à  $OCR = 5$ , l'échantillon a été chargé de manière isotrope jusqu'à 5 MPa, puis déchargé à 1 MPa. Pour l'essai à un  $OCR$  de 10, l'échantillon fut chargé à 10 MPa et également déchargé à 1 MPa. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 8. De l'analyse de ces résultats nous avons relevé ce qui suit :

- pour l'essai avec un  $OCR$  de 5, nous observons qu'après le maximum, le déviateur chute de manière progressive pour se stabiliser, avec l'apparition d'un palier de plasticité parfaite. Dans le cas de l'essai avec un degré de surconsolidation de 10, le déviateur chute de manière brutale. Le radoucissement (perte de résistance après le seuil de rupture) est donc d'autant moins

marqué que l' $OCR$  diminue. La rupture du matériau survient d'autant plus rapidement que celui-ci a un degré de surconsolidation élevé. Pour l'échantillon ayant un degré de surconsolidation égal à 10, la rupture survient à une valeur de la déformation axiale égale à 3,06 %, alors que pour l'échantillon ayant un degré de surconsolidation égal à 5, celle-ci survient à une déformation axiale de 6,27 %. La résistance du matériau diminue avec l'augmentation du degré de surconsolidation. En effet, dans le cas de la kaolinite testée à une pression de confinement égale à 1 MPa, nous avons obtenu respectivement pour des valeurs du degré de surconsolidation égales à 5 et 10, un déviateur de contraintes à la rupture de 0,718 MPa dans le premier cas et 0,30 MPa pour le deuxième cas ;

- concernant, la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) avec la déformation axiale ( $\epsilon_x$ ), nous remarquons pour les deux essais que, l'extremum de la surpression interstitielle est atteint avant l'extremum du déviateur. Autrement dit l'échantillon commence à se dilater avant la rupture, ce qui indique l'apparition de déformations irréversibles avant que le déviateur ne soit maximal. En outre, nous observons une stabilisation de la pression d'eau après la rupture du matériau, dans l'essai réalisé à un  $OCR$  de 5. Dans le cas de l'essai à  $OCR$  égal 10, on note qu'après la rupture, la pression d'eau dans l'échantillon devient négative. Après la rupture le matériau est dilatant, cette dilatance est d'autant plus importante que le degré de surconsolidation augmente ;

- dans le plan ( $q, p'$ ), la plasticité parfaite est atteinte dans le cas de l'essai avec un  $OCR = 5$ . En revanche dans le cas de l'essai à  $OCR = 10$ , le matériau arrive à la rupture sans atteindre la droite de plasticité parfaite.

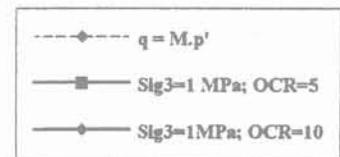
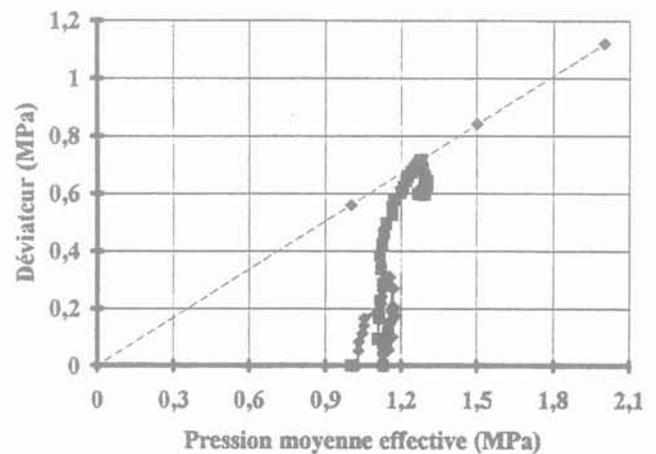
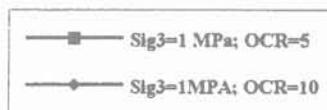
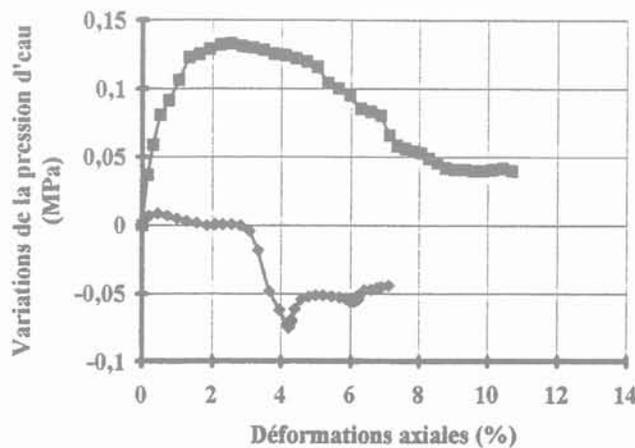
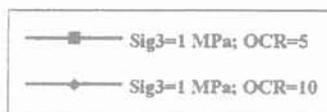
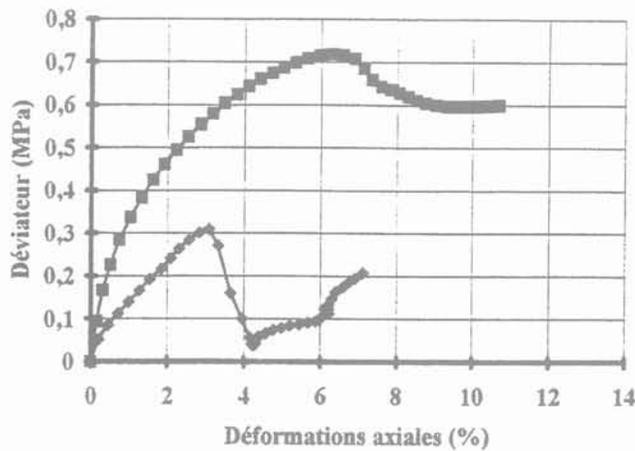


FIG. 8 Essais triaxiaux non drainés sur la kaolinite à l'état surconsolidé. Undrained triaxial tests on kaolinite over consolidated.

### Cas de la smectite surconsolidée et comparaison avec la kaolinite

La comparaison du comportement mécanique de la kaolinite et de la smectite, à l'état surconsolidé, sur la base des deux essais réalisés dans les mêmes conditions et dont les résultats sont présentés dans les mêmes plans sur la figure 9, nous conduit à faire les constatations qui suivent :

– le déviateur à la rupture dans le cas de la kaolinite est plus important que celui de la smectite. Il est de 0,72 MPa pour le premier matériau nommé et de 0,40 pour le second ;

– la smectite atteint la rupture à une valeur de déformation axiale supérieure, à celle correspondant à la rupture de la kaolinite (respectivement 7 et 6,27 %) ;

– après la rupture, la résistance de la kaolinite chute assez brutalement, alors que celle de la smectite diminue de manière progressive.

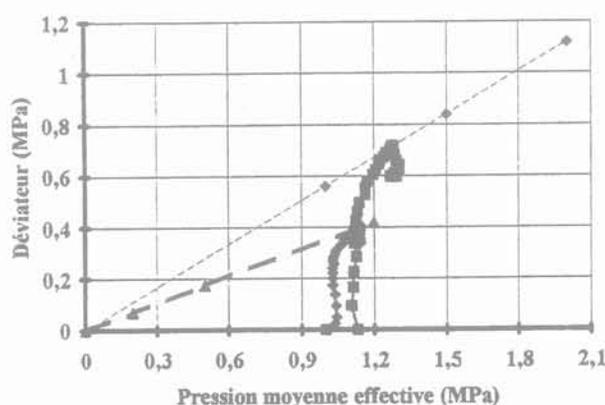
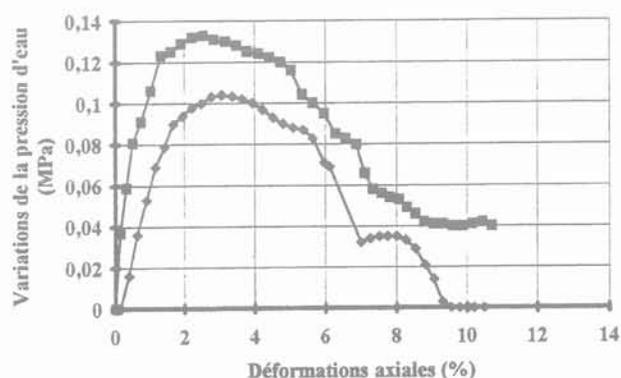
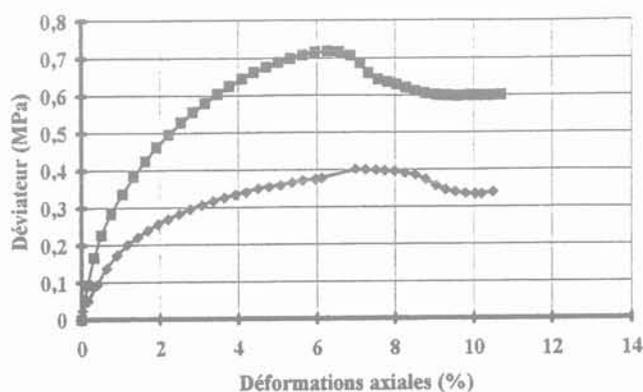


FIG. 9 Essais triaxiaux non drainés sur argiles surconsolidées – cas de la kaolinite et de la smectite. Undrained triaxial tests on over consolidated clays – cases of kaolinite and smectite.

## Comportement thermo-mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées

A travers l'étude expérimentale du comportement thermo-mécanique de quatre argiles de natures différentes, dont les principales caractéristiques physiques et minéralogiques sont résumées dans le tableau I, nous avons tenté de faire un inventaire des phénomènes résultant de l'application d'un gradient de température. La plupart des essais ayant concerné l'étude thermo-mécanique ont été réalisés sur des chemins œdométriques. Le seul essai triaxial en température a été réalisé en utilisant un échantillon fabriqué selon la méthode décrite dans le paragraphe 2.2.

Les argiles naturelles ayant servi pour notre étude expérimentale se présentent sous forme de petits fragments de blocs rocheux dans des galeries du laboratoire souterrain de Mol (Belgique) pour l'argile de Boom. Pour l'argile du Bassin parisien, nous avons travaillé sur des morceaux d'échantillons déjà utilisés pour des essais mécaniques, et fabriqués à partir de carottes de sondage. Les argiles kaolinite et smectite se présentent sous forme de poudre. Plusieurs échantillons des argiles naturelles (Boom et Bassin parisien) sont mis dans de l'eau distillée à température ambiante. La saturation complète est obtenue après deux semaines de macération dans l'eau. La boue d'argile ainsi obtenue nous servira pour réaliser les essais œdométriques. L'obtention de boues argileuses, à partir des poudres de kaolinite et de smectite, se fait en versant progressivement, tout en malaxant dans un récipient rempli d'eau distillée, de la poudre d'argile. Afin de minimiser

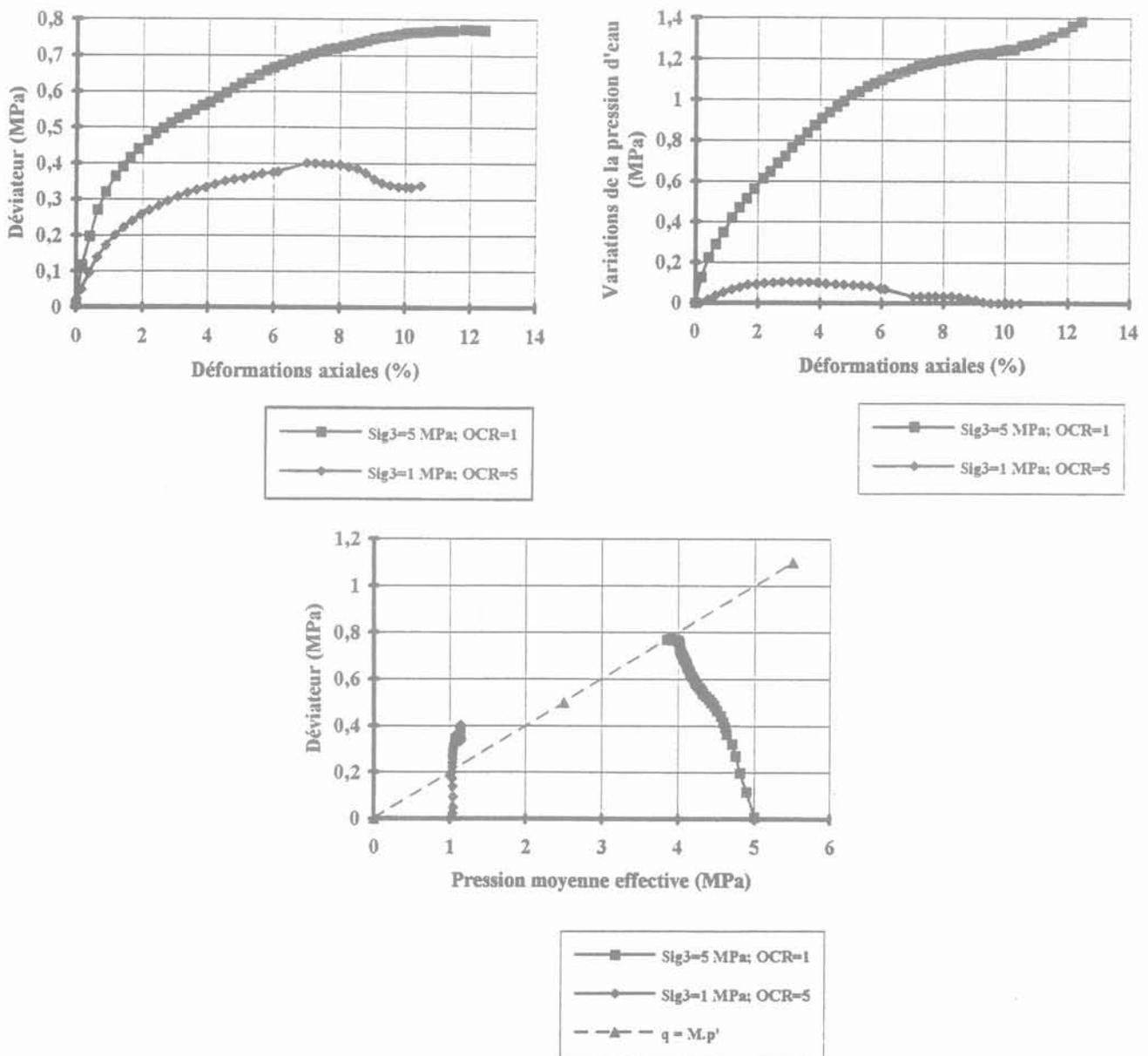


FIG. 10 Essais triaxiaux non drainés sur la smectite. Undrained triaxial tests on smectite.

la présence de bulles d'air dans les boues argileuses, celles-ci sont malaxées au moyen d'un appareil centrifugeur pendant quelques heures (2 à 3 heures).

### 3.1

## Réalisation d'un essai œdométrique en température

Les essais œdométriques en température sont réalisés en utilisant le « dispositif œdométrique » (Fig. 1). Après avoir saturé la pierre poreuse disposée sur le piston, la boue d'argile est mise en place dans le corps de la cellule. Celle-ci est refermée par son embase supérieure. La cellule est introduite à l'intérieur de l'étuve autorégulée. Elle est raccordée au circuit de saturation et de chargement hydraulique. Le comparateur de mesure du tassement de l'échantillon est mis en place. Selon le type d'essai à réaliser, le chauffage du matériau intervient avant l'application de toute charge mécanique, ou après.

### 3.2

## Différents types d'essais réalisés

L'effet de la température sur le comportement mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées, peut être analysé, d'une part dans le cas où celle-ci est constante, et son effet est alors associé à celui de la charge mécanique, d'autre part dans le cas d'une charge mécanique maintenue constante alors que la température varie et, dans ce cas, seul l'effet de la dite température est étudié. Les deux aspects de l'influence de la température, correspondent respectivement, aux essais isothermes et aux essais avec cycle(s) de température.

### 3.3

## Résultats des essais et interprétations

#### 3.3.1

### Cas des essais isothermes

Les essais isothermes ont concerné l'argile du Bassin parisien, la kaolinite et la smectite. Dans le cas de l'argile du Bassin parisien, après la mise en place de l'échantillon dans l'œdomètre, le matériau a été préalablement porté à la température de déroulement de l'essai, pendant vingt-quatre heures, avant l'application de toute charge mécanique. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 11. Dans le cas des essais œdométriques isothermes, réalisés respectivement sur la kaolinite et la smectite, les matériaux sont préconsolidés à 1,5 MPa. Le chauffage du matériau s'effectuant à partir du palier de chargement correspondant à 0,5 MPa (Fig. 12, 13). Le seul essai triaxial isotherme a été réalisé sur la kaolinite. Cet essai dans sa mise en œuvre est analogue à un essai à température ambiante, sauf que dans ce cas à la fin de la consolidation isotrope et avant son cisaillement, le chauffage du matériau est effectué. Les résultats de l'essai sont présentés sur la figure 14.

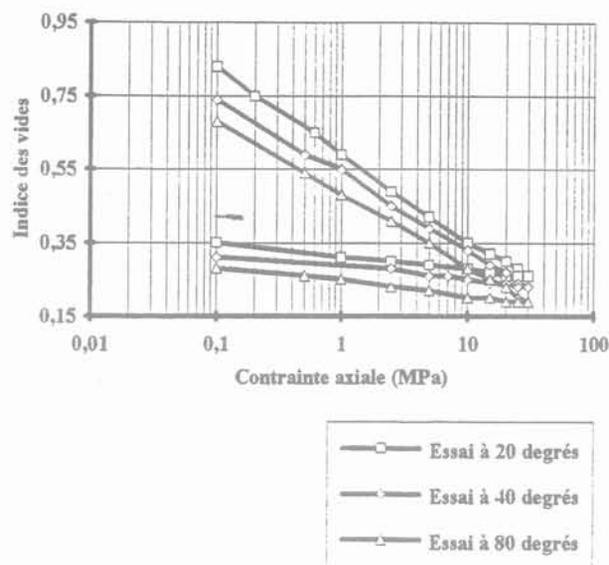


FIG. 11 Essais œdométriques isothermes sur l'argile du Bassin parisien.  
Isothermal oedometric tests on Bassin parisien clay.

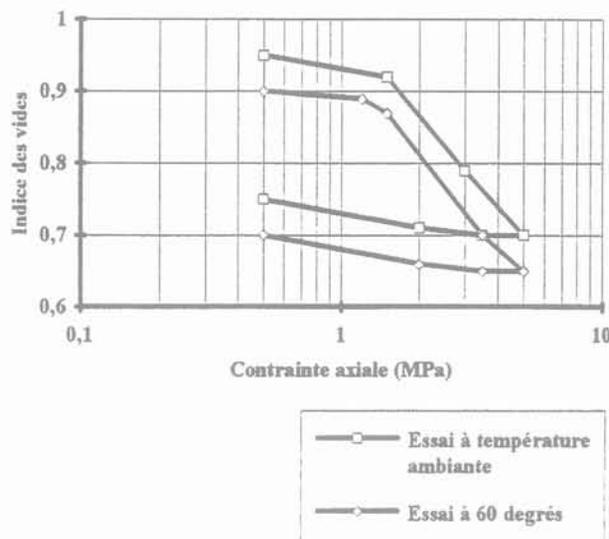


FIG. 12 Essais œdométriques isothermes sur une kaolinite préconsolidée à 1,5 MPa.  
Isothermal oedometric tests on kaolinite preconsolidated at 1.5 MPa.

Des essais œdométriques isothermes réalisés sur l'argile du Bassin parisien, nous avons tiré les enseignements suivants :

- en charge et en décharge, les courbes tracées dans le plan (e, log p) sont linéaires et quasiment parallèles pour les trois essais. Ainsi, la compressibilité de l'argile remaniée à une pression donnée ne semble pas être affectée par la température ;
- les variations de l'indice des vides à 0,2 MPa, premier incrément de charge, sont dues à la température imposée pour la réalisation de l'essai. La différence entre les indices des vides, à tous les niveaux de pression de chargement et de déchargement mécanique, est le résultat du chauffage initial du matériau. La variation

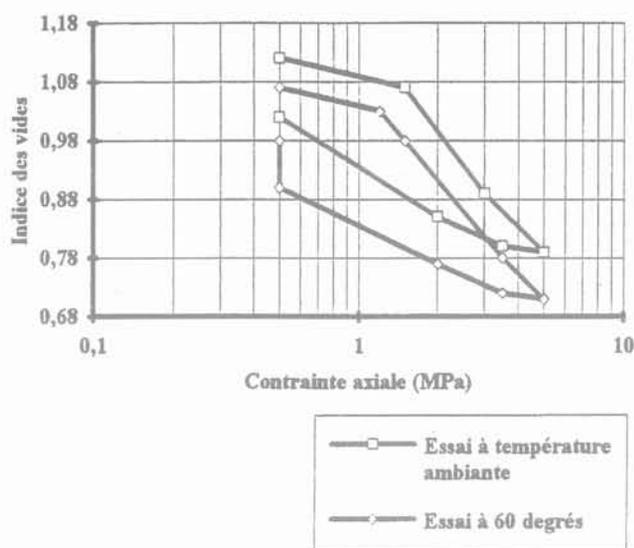


FIG. 13 Essais œdométriques isothermes sur une smectite préconsolidée à 1,5 MPa.  
Isothermal oedometric tests on smectite preconsolidated at 1,5 MPa.

de l'indice des vides, en fonction de la température, est la conséquence de la densification du squelette solide avec l'augmentation de la température, pour supporter la contrainte effective ;

– pour une pression de consolidation donnée, l'indice des vides diminue avec l'augmentation de la température.

A partir des essais œdométriques isothermes réalisés sur la kaolinite et la smectite, en plus des observations déjà faites suite à l'analyse des essais œdométriques sur l'argile du Bassin parisien à différentes températures (20, 40 et 80 degrés), nous notons que le changement de pente observé dans le plan  $(e, \log p)$ , en raison de la pression de préconsolidation des matériaux égale à 1,5 MPa, se produit pour une valeur de pression légèrement inférieure à la dite pression de préconsolidation (1,5 MPa), pour des essais réalisés à une température de 60 °C. Le chauffage initial du matériau a réduit son domaine élastique (du fait de la diminution de la pression de préconsolidation). Ce résultat est conforme à ce que Campanella et Mitchell (1968) ont trouvé suite à trois essais isothermes (25, 39 et 51 °C) de consolidation isotrope, sur une illite remaniée et saturée.

Les résultats de l'essai triaxial isotrope non drainé sur une kaolinite remaniée, saturée et normalement consolidée à 5 MPa, réalisé à une température de 40 °C et à la température ambiante sont présentés sur la figure 14 :

– dans le plan  $(q, \epsilon_v)$ , la courbe correspondant à l'essai réalisé à une température de 40 °C montre une plus

grande déformabilité du matériau, comparativement à l'essai à température ambiante. La rupture pour les essais à 40 °C et à température ambiante se produit pour environ la même valeur de déformation axiale, mais pour un déviateur de contraintes plus faible dans le cas de l'essai à 40 °C. La phase post-rupture se caractérise, pour l'essai à température ambiante, par une légère chute du déviateur et sa stabilisation à partir de 12 % de déformation axiale. En revanche, dans le cas de l'essai à 40 °C, on note une chute significative du déviateur, comparable à celle observée dans le cas des sols surconsolidés. Un début de stabilisation du déviateur est perceptible, à partir d'environ 12 % de déformation axiale. Le pic observé pour l'essai à 40 °C peut nous permettre de dire que la rupture s'est faite avec l'apparition de plans de cisaillement plus marqués que dans le cas de l'essai à température ambiante ;

– dans les plans  $(\Delta u, \epsilon_v)$  et  $(q, p')$ , le comportement mécanique global du matériau chauffé à 40 °C se trouve relativement confirmé. En effet, à part l'augmentation de la pression interstitielle malgré la rupture du matériau (phénomène observé lors des essais à température ambiante), les observations faites, suite à l'analyse de la variation du déviateur de contraintes en fonction des déformations axiales, sont confirmées dans les plans  $(\Delta u, \epsilon_v)$  et  $(q, p')$ .

A la suite donc de l'analyse des résultats de l'essai triaxial réalisé à une température de 40 °C, et leur comparaison à ceux obtenus pour un essai à température ambiante, quelques conclusions ont été tirées sur l'influence de la température sur le comportement mécanique des argiles remaniées, saturées et normalement consolidées. Les conclusions présentées ici concernent les argiles non gonflantes, parmi lesquelles est classée la kaolinite testée. La température a donc pour effet :

- d'augmenter la ductibilité du matériau ;
- de diminuer la résistance du matériau ;
- de provoquer une surconsolidation du matériau, qui s'illustre notamment par un pic caractérisant une chute brutale de la résistance du matériau après sa rupture ;
- de diminuer les caractéristiques mécaniques (kaolinite), deux de ses principaux paramètres mécaniques, obtenus à partir de deux essais triaxiaux réalisés à des températures différentes (à température ambiante et à 40 °C), sont présentés dans le tableau ci-après.

### 3.3.2.

#### Cas des essais avec cycle(s) thermique(s)

Les essais avec cycle(s) thermique(s) n'ont été réalisés que sur des chemins œdométriques. Ils permettent d'examiner pour une pression de chargement fixe, la variation des déformations volumiques d'un sol aussi bien à l'état normalement consolidé qu'à l'état surconsolidé. Les résultats des différents essais avec cycle(s) thermique(s) sont présentés, sur les figures 15, 16, 17, 18, 19 et 20.

Température de l'essai	Paramètre d'état critique à la rupture (M)	Angle de frottement interne drainé à la rupture ( $\varphi'$ )
A température ambiante	0,53	14,00
A 40 °C	0,36	9,77

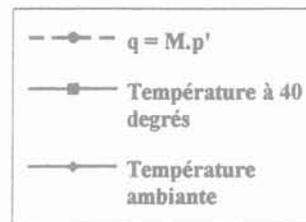
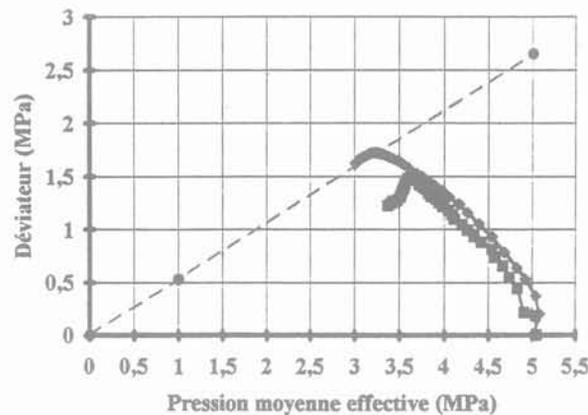
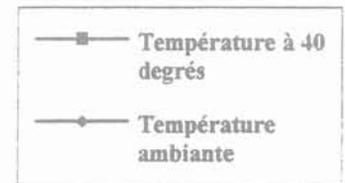
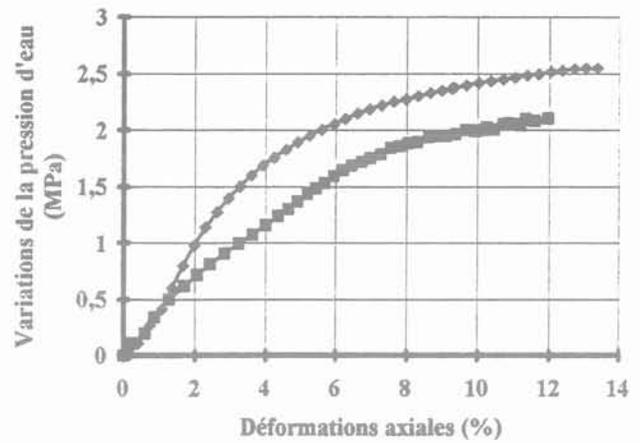
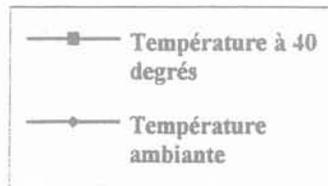
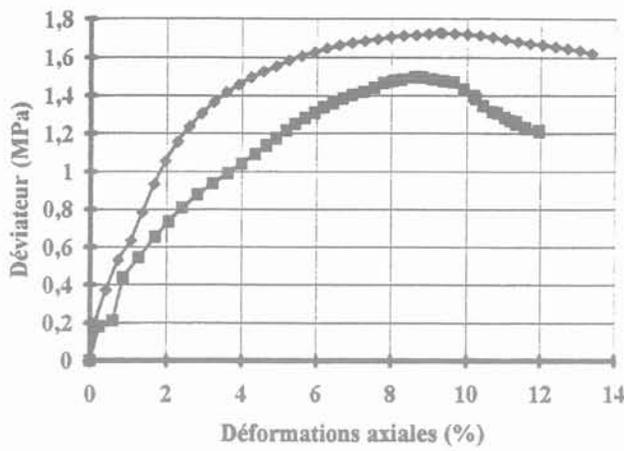


FIG.14 Essais triaxiaux isothermes non drainés sur une kaolinite normalement consolidée.  
Isothermal triaxial undrained tests on kaolinite normally consolidated.

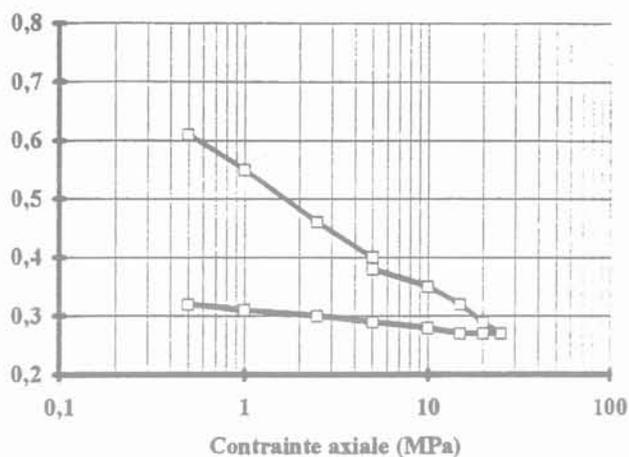
#### a) Cycles thermiques en normalement consolidé

Nous avons réalisé trois cycles thermiques, dans trois essais différents, sur respectivement les argiles smectite, de Boom et du Bassin parisien. L'analyse globale des résultats, montre dans le plan  $(e, \log p)$ , pour tous les essais, après le cycle thermique, une surconsolidation du matériau, qui se traduit par l'apparition d'un coude de préconsolidation (Fig. 15, 16 et 17). De plus, nous constatons que l'effet global du cycle de température, 20-80-20, est un tassement irréversible dans les trois essais considérés. En effet, dans le cas d'un matériau normalement consolidé, ce dernier, pour supporter le niveau de contrainte imposé qu'il subit pour la première fois suite à l'effet du cycle de température,

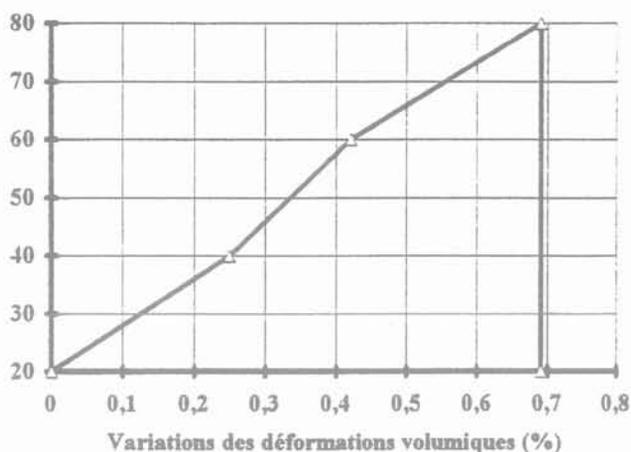
doit réorganiser sa structure solide en la densifiant, d'où le tassement observé.

#### b) Cycle(s) thermique(s) à l'état surconsolidé

Nous avons réalisé trois cycles thermiques à l'état surconsolidé sur deux argiles différentes que sont la smectite et l'argile du Bassin parisien. Pour les trois essais considérés, le cycle de température, avec un chauffage de 20 à 80 puis un refroidissement à 20 degrés, produit un gonflement irréversible du matériau (Fig. 18, 19 et 20). Pour expliquer ce phénomène nous nous sommes basés sur les résultats d'une étude menée par C.H. Pons et D. Tchoubar (1993) sur les effets d'un cycle de température de 7 jours à 200°C

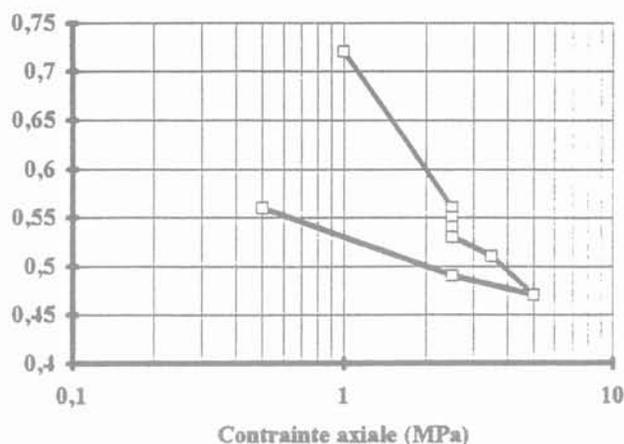


—□— "Essai oedométrique avec cycles thermiques à OCR = 1 et 5 sur une argile du bassin parisien"

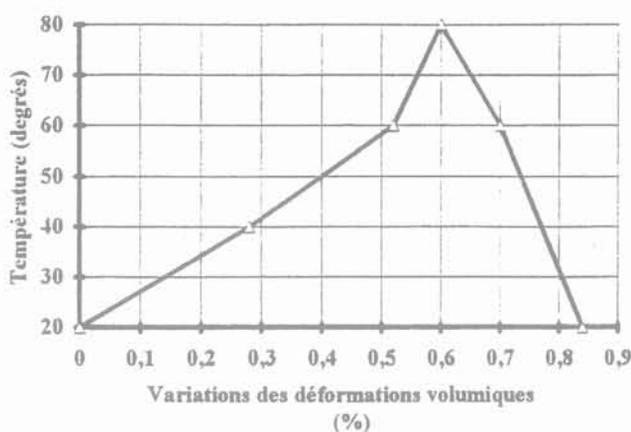


—△— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur une argile du bassin parisien

FIG. 15 Essai oedométrique avec cycle(s) de température – cas de l'argile du Bassin parisien remaniée, saturée. Oedometric test with cycle of temperature – case of Bassin parisien clay remoulded and saturated.



—□— Essai oedométrique avec cycle thermique à OCR = 1 sur l'argile de Boom

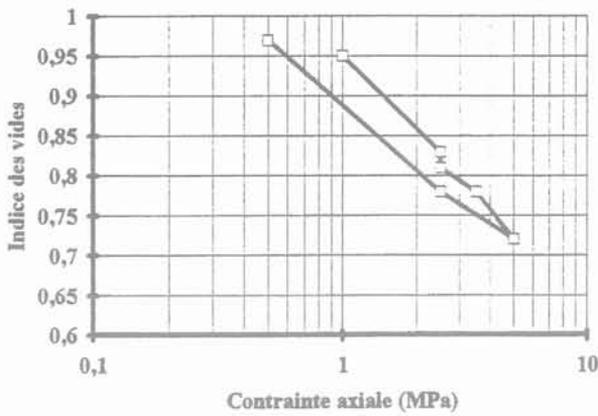


—△— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur l'argile de Boom

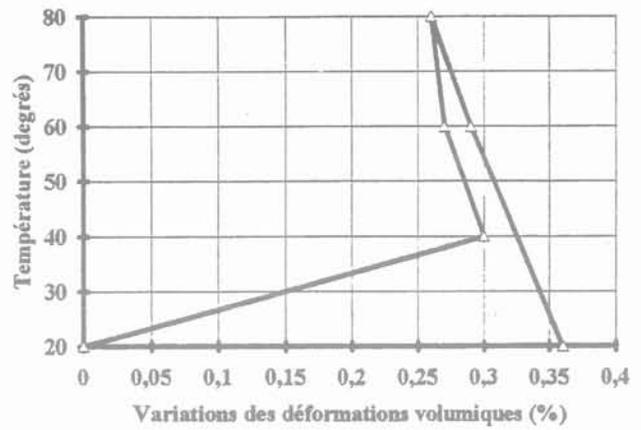
FIG. 16 Essai oedométrique avec cycle(s) de température – cas de l'argile de Boom remaniée, saturée. Oedometric test with cycle of temperature – case of Boom clay remoulded and saturated.

dans un réacteur étanche sur la structure interne d'une boue de montmorillonite, en utilisant la technique des rayons X aux petits angles, qui permettent l'étude de distances de corrélation jusqu'à 500 Å. Ces résultats, montrent que la distance moyenne interfoliaire ne varie pas, mais que le nombre de feuillet par particule diminue de façon significative, ce qui correspond à une division irréversible des particules de sol. En effet, cette division irréversible des particules, qui résulte de l'effet

du cycle de chauffage et de refroidissement du matériau, n'induit pas un réarrangement de la structure du sol afin de supporter la contrainte imposée dans le cas d'un matériau surconsolidé, car celui-ci a subi par le passé une contrainte supérieure à celle qui lui est imposée actuellement, d'où le gonflement observé, qui correspond à l'effet de la température seule. L'amplitude de ce gonflement est d'autant plus importante que le degré de surconsolidation est élevé.

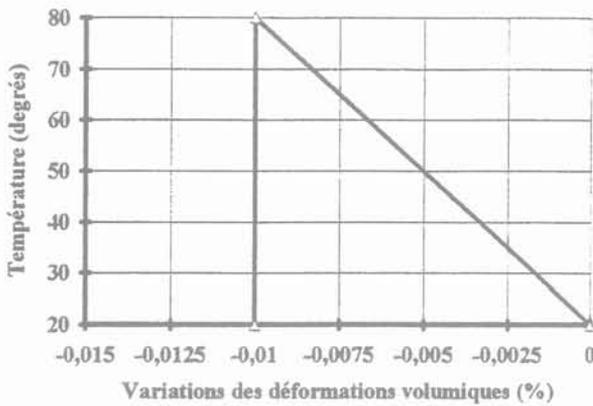


—□— Essai oedométrique avec cycle thermique à OCR = 1 sur une smectite

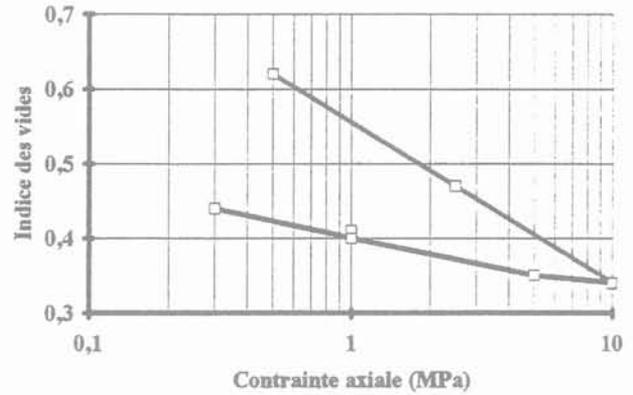


—□— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 1 sur une smectite

FIG. 17 Essai œdométrique avec cycle(s) de température - cas de la smectite remaniée, saturée. Oedometric test with cycle of temperature - case of smectite clay remoulded and saturated.



—□— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 5 sur une argile du bassin parisien



—□— Essai oedométrique avec cycle thermique à OCR = 10 sur une argile du bassin parisien

FIG. 18 Cycle thermique à un degré de surconsolidation (OCR) de 5 - cas de l'argile du Bassin parisien remaniée et saturée. Thermal cycle at OCR = 5 - case of Bassin parisien clay remoulded and saturated.

4

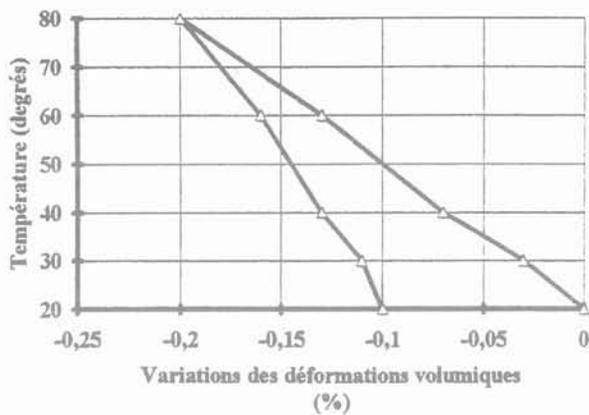
## Étude du comportement hydro-mécanique des argiles partiellement saturées sur chemins œdométriques

4.1

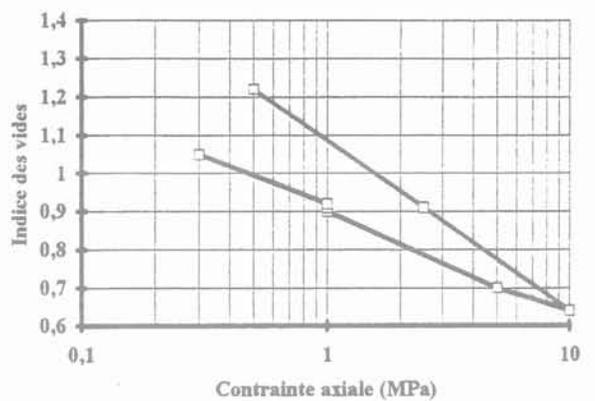
### Essais de sorption-désorption sous fortes contraintes sur la smectite et la kaolinite

Pour déterminer le rôle de la préconsolidation initiale de l'argile fortement compactée sur un chemin de

« désorption-sorption », nous avons réalisé des essais sur une argile gonflante (smectite) et une argile non gonflante (kaolinite). L'appareillage utilisé est un œdomètre haute pression, pour lequel a été adapté un couvercle et un récipient contenant des solutions salines (Fig. 21). L'état hydrique, imposé à l'échantillon par la solution saline, nécessite la diffusion de la vapeur d'eau dans l'air. Il en résulte que le temps d'équilibre avec un tel dispositif est très long. Il n'a donc été retenu dans cette étude qu'une humidité relative de 11 %. Les échantillons sont initialement saturés et fortement compactés à 5,2 et 0,5 MPa; ensuite, ils sont soumis à une humidité relative à 11 % correspondant à une succion de 300 MPa et, enfin, ils sont resaturés. Pendant le cycle hydrique, la contrainte mécanique extérieure est gardée constante.

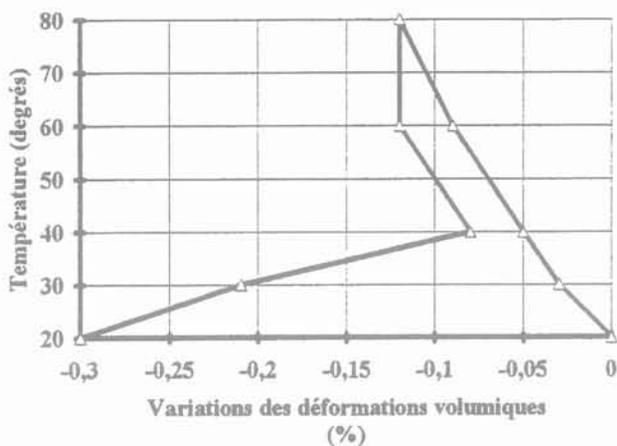


—△— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 10 sur une argile du bassin parisien



—□— Essai oedométrique avec cycle thermique à OCR = 10 sur une smectite

FIG. 19 Essai œdométrique avec cycle(s) de température – cas de l'argile du Bassin parisien remaniée, saturée. Thermal cycle at OCR = 10 – case of Bassin parisien clay remoulded and saturated.



—△— Cycle thermique (20-80-20) à OCR = 10 sur une smectite

FIG. 20 Essai œdométrique avec cycle(s) de température – cas de la smectite remaniée, saturée. Thermal cycle at OCR = 10 – case of smectite clay remoulded and saturated.

- le domaine quasi saturé est assez large dans le cas de la smectite et, par conséquent, la pression de désaturation est très grande ;
- pendant la sorption, l'indice des vides augmente, et on observe un gonflement très important pour la smectite qui, en toute rigueur, devrait apparaître proche de la désaturation (dans le domaine quasi saturé).

#### 4.2

### Étude du phénomène d'effondrement (tassement plastique)

Le phénomène d'effondrement (collapse) est la diminution de volume, suite à l'humidification d'un sol dans certaines conditions de contraintes. Ce phénomène peut affecter des ouvrages tels que les remblais, les barrages en terre et les ouvrages souterrains lors de la saturation. Les essais d'effondrement réalisés par Broc *et al.* (1987) sur une smectite fortement compactée et partiellement saturée montrent que la saturation du matériau, effectuée sous une contrainte à un état normalement consolidé, induit les phénomènes suivants :

- tant que la pression de consolidation est inférieure à la pression de compactage, l'argile non saturée se comporte élastiquement ;
- un tassement irréversible se produit par un changement d'état hydrique sous une contrainte mécanique constante. L'amplitude de ce tassement irréversible augmente avec la pression de consolidation jusqu'au coude (consolidation hydrique), pour ensuite diminuer et s'annuler à la pression de gonflement (pas de variation du volume au cours du changement d'état hydrique) ;
- le matériau non saturé tasse et tend vers la courbe de consolidation du matériau saturé : la saturation provoque l'effacement de la mémoire du matériau.

Les figures 22 et 23 présentent les résultats des essais réalisés. On constate les phénomènes suivants :

- l'existence de déformations irréversibles après un cycle de « désorption-sorption » pour les deux matériaux ;
- pendant la désorption, l'indice des vides diminue beaucoup plus dans le cas de la smectite que dans le cas de la kaolinite, en raison du caractère plus absorbant de la smectite par rapport à la kaolinite ;

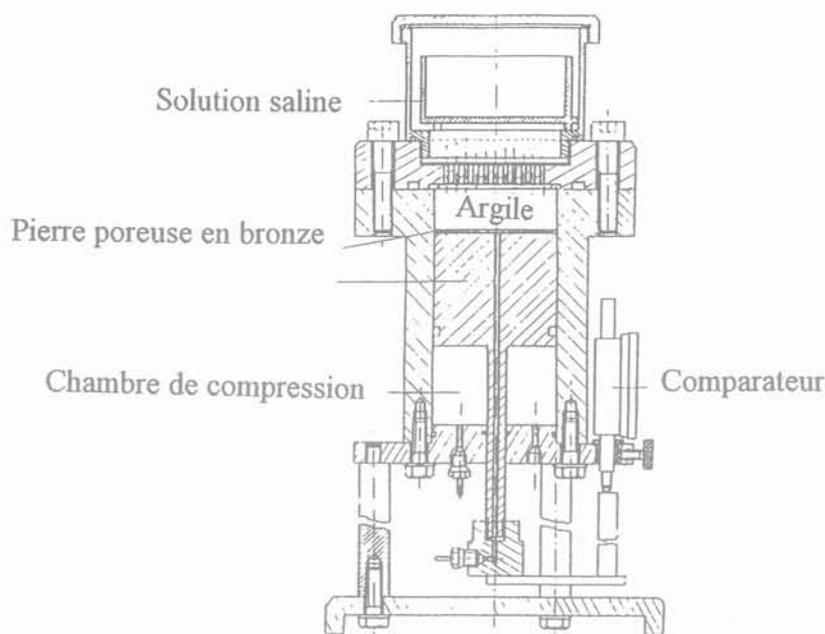


FIG. 21 Coupe schématique de la cellule œdométrique à haute pression à succion contrôlée.  
Schematic representation of high pressure oedometric cell controlled suction.

#### 4.3

### Essai de tassement et gonflement plastique (chemin de « sorption-désorption »)

La figure 24 présente le comportement hydro-mécanique d'une smectite sur un chemin œdométrique avec deux cycles hydriques de « sorption-désorption ». L'essai a été réalisé sur un échantillon d'argile sous forme de poudre. Celle-ci a été stabilisée hydriquement dans la dessiccation à une humidité relative de 76 %. L'échantillon a été compacté par paliers successifs jusqu'à 5 MPa à succion constante. Ensuite, il est saturé et désaturé (à une humidité relative de « sorption-désorption »). Après le cycle hydrique, l'échantillon a été consolidé jusqu'à 20 MPa, et déchargé à 0,5 MPa à succion constante ( $h_r = 11\%$ ). Ensuite, il est saturé et désaturé sous une contrainte mécanique constante de 0,5 MPa (deuxième cycle hydrique), et enfin, l'échantillon a été déchargé complètement sous une humidité constante ( $h_r = 11\%$ ).

Au cours du premier cycle hydrique à l'état normalement consolidé, on observe un tassement correspondant à l'effondrement du sol, suivi d'un deuxième tassement dû à la désorption. Le deuxième cycle hydrique à l'état surconsolidé, montre un gonflement plastique de l'argile. Par ailleurs, on constate une surconsolidation de l'argile après le premier cycle hydrique.

#### 5

### Conclusion

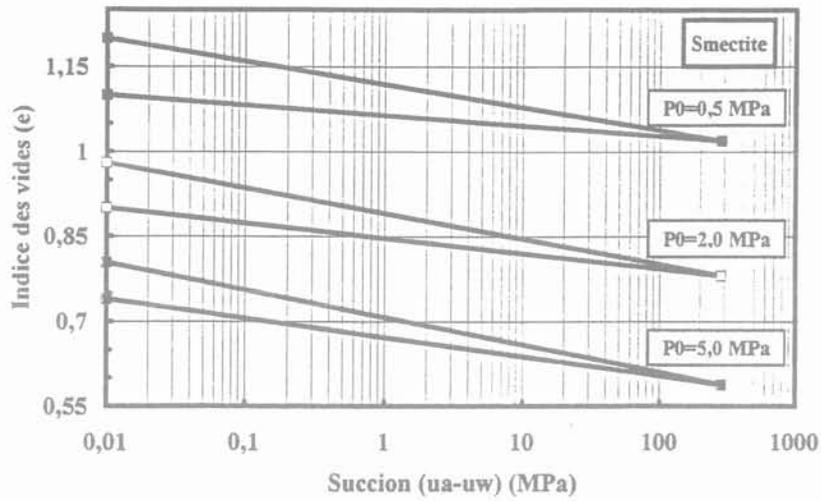
L'étude de la compressibilité œdométrique menée sur quatre types d'argiles saturées et remaniées montre que :

- quel que soit le type d'argile gonflante ou non, le comportement en décharge est élastoplastique ;
- en décharge le comportement est élastique linéaire pour les argiles non gonflantes (argile du Bassin parisien et kaolinite). En revanche, les argiles gonflantes (Boom et smectite), présentent un comportement élastoplastique ;
- la pente de décharge augmente avec la pression de consolidation, et la boucle d'hystérésis est d'autant plus large que l'argile est gonflante.

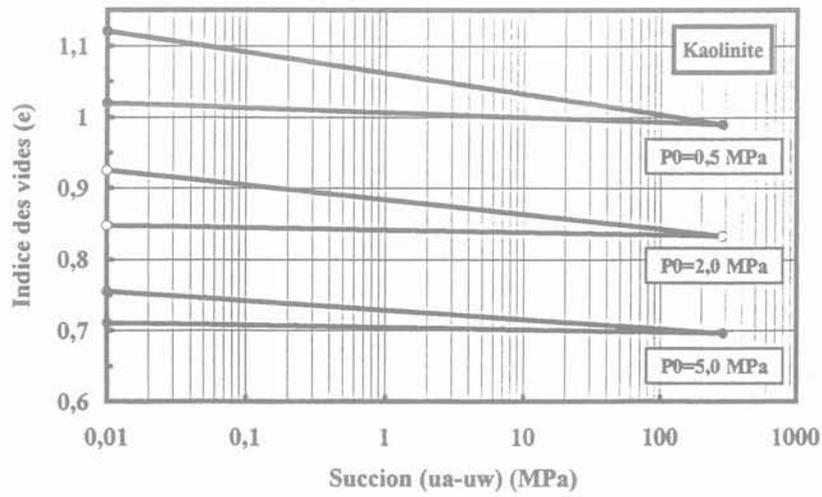
L'analyse des résultats des essais triaxiaux, non drainés, réalisés sur la kaolinite et la smectite remaniées et saturées à différentes pressions de confinements et à différents degrés de surconsolidation, nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- la surconsolidation d'un matériau a d'autant moins d'influence sur le comportement mécanique que l'argile est plus plastique et gonflante. En effet, contrairement à la kaolinite qui est une argile peu plastique et non gonflante, qui présente une chute brutale du déviateur après la rupture, la smectite présente un pic beaucoup plus atténué et presque confondu avec le palier de plasticité parfaite. Par conséquent, le comportement de la smectite à l'état surconsolidé peut être assimilé à celui d'une argile normalement consolidée. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Rousset (1988) (essais réalisés sur une argile plastique (Boom) et sur une argile raide (Coug));
- à l'état normalement consolidé, la faible plasticité de l'argile favorise l'apparition de plans de cisaillement à l'exemple de la kaolinite. La résistance mécanique du matériau augmente avec la pression de confinement ;
- les fortes pressions de consolidation semblent ne pas remettre en cause le concept d'état critique.

L'étude expérimentale sur le comportement thermo-mécanique que nous avons menée sur quatre argiles saturées et remaniées, nous a permis de mettre en évidence certains des principaux phénomènes liés à l'influence de la température sur le comportement

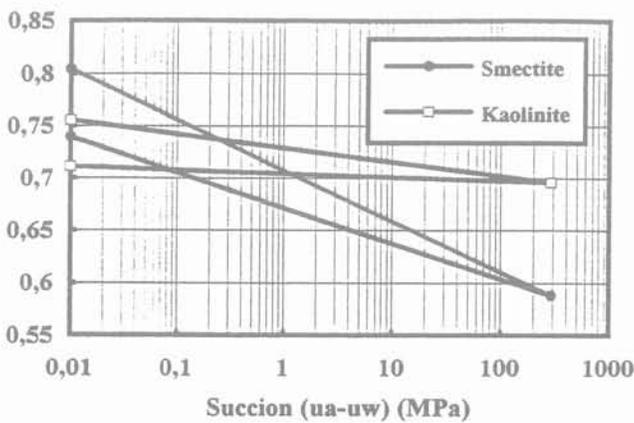


(a)

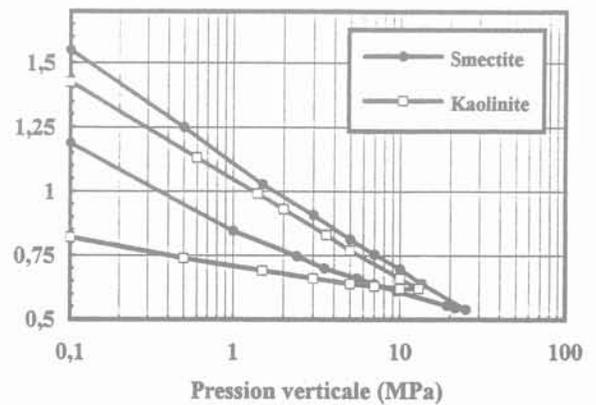


(b)

FIG. 22 Variation de l'indice des vides avec la succion pendant le cycle hydrique de « désorption-sorption » à différentes pressions de consolidation sur : (a) smectite, (b) kaolinite.  
Void ratio variation with suction during hydric cycle of « desorption-sorption » at several consolidation pressure on (a) smectite (b) kaolinite.



(a)



(b)

FIG. 23 Comparaison entre : (a) chemin hydrique de « désorption-sorption » (sous une pression de consolidation de 5 MPa), et (b) chemin mécanique (œdométrique), sur une smectite et une kaolinite.  
Comparison between : (a) hydric path of « desorption-sorption » under consolidation pressure of 5 MPa, (b) mechanical path (oedometric) on smectite and kaolinite.

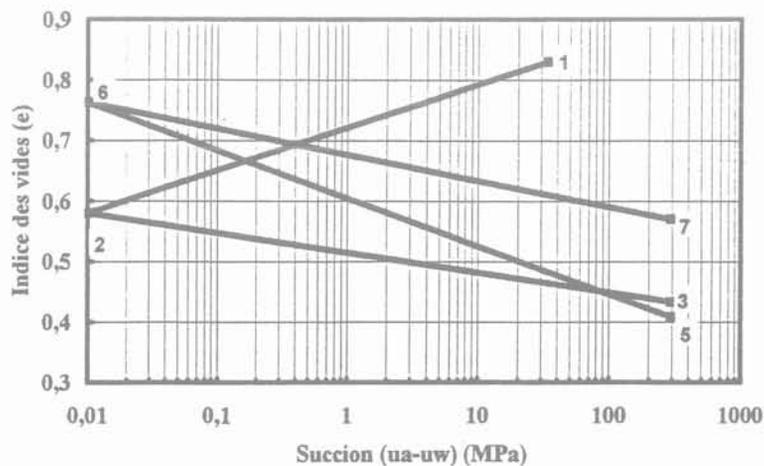
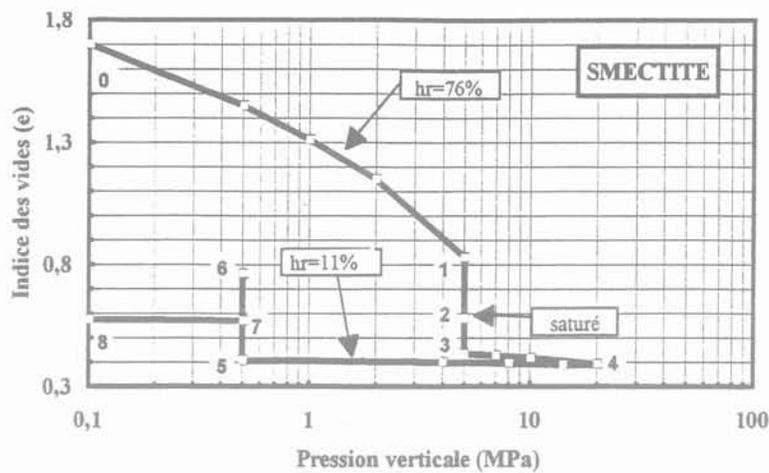


FIG. 24 Variation de l'indice des vides avec la contrainte verticale et la succion pendant un essai œdométrique avec deux cycles hydriques de « sorption-désorption » sur une smectite à l'état initial de poudre.  
Variation of void ratio with vertical stress and suction during oedometric test with hydric cycle « sorption-desorption » on smectite in initial state of powder.

mécanique des argiles. Nous pouvons les résumer dans ce qui suit :

- le chauffage d'un matériau argileux préconsolidé provoque une diminution de son domaine élastique ;
- la température induit une légère surconsolidation du matériau ;
- la résistance mécanique des argiles diminue avec l'augmentation de la température ;
- la ductilité des argiles augmente avec l'élévation de la température ;
- à l'état normalement consolidé, un cycle thermique induit un écouvissage positif du matériau. Celui-ci est d'autant plus important que l'argile est de nature gonflante (smectite) ;
- à l'état surconsolidé, un cycle thermique induit un écouvissage négatif du matériau. Son ampleur est d'autant plus importante que l'argile est gonflante.

L'étude de la compressibilité œdométrique des argiles remaniées, partiellement saturées montre que :

- la saturation du matériau pour des états de contraintes normalement consolidés produit un tassement irréversible. En effet, la structure se réorganise en se densifiant, pour pouvoir supporter la contrainte mécanique qui lui est imposée. Sa désaturation produit un tassement réversible ;
- la sorption du matériau argileux à l'état surconsolidé engendre un gonflement plastique. Sa désorption conduit à un tassement réversible. L'amplitude du gonflement est d'autant plus importante que le degré de surconsolidation est élevé. Par ailleurs, on note que les déformations volumiques produites pendant la désorption et la sorption de l'argile sont plus importantes dans le cas d'une argile gonflante (smectite) que dans le cas d'une argile non gonflante (kaolinite).

- Baldi G., Hueckel T., Pellegrini R. – Thermal volume changes of the mineral-water system in low porosity clay soils, *Can. Geot. Journal*, 25, p.807-825, 1988.
- Baldi G., Hueckel T., Peano A., Pellegrini R. – Development in modelling of the thermo-hydro-geomechanical behaviour of Boom Clay and clay based buffer materials, Final report for CEC (FI1W/0150 A), ISMES, Bergamo, Italy, 1990.
- Belanteur N. – Contribution à l'étude des comportements mécanique et thermomécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées, Thèse de doctorat, Univ. d'Orléans, 1995.
- Börgesson L., Karnland O., Johannesson L.E. – Modelling of the physical behaviour of clay barriers close to water saturation, International workshop on Thermo-Mechanics of clay and clay barriers, Bergamo, Italy, 1993.
- Broc D., Plas F., Robinet J.-C. – Mechanical properties of swelling clays, *Material Research Society*, 127, p. 669-676, 1987.
- Campanella R.G., Mitchell J.K. – Influence of temperature variations on soil behaviour, *ASCE Journ. of the Soil Mech. and Found. Div.*, 94 (SM3), p.709-734, 1968.
- Demars K.R., Charles R.D. – Soil volume changes induced by temperature cycling, *Can. Geot. Journal*, 19, p. 188-194, 1982.
- Lahlou R. – Étude du comportement d'une argile gonflante et développement d'une cellule triaxiale autonome. Application au stockage des déchets radioactifs, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 1990.
- Lingnau B.E., Yarechewski D., Graham J., Tanaka N., Gray M.N. – Stress-strain properties of sand bentonite buffer at elevated temperatures, International workshop on Thermo-Mechanics of clay and clay barriers, Bergamo, Italy, 1993.
- Pakzad M. – Modélisation du comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes à faible porosité, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 1995.
- Robinet J.-C., Al-Mukhtar M., Belanteur N., Rahbaoui A. – Comportement thermo-mécanique des argiles fortement compactées, Colloque International « René Houpert » (Structure et mécanique des géomatériaux), Nancy, 1992.
- Rousset G. – Comportement mécanique des argiles profondes, application au stockage de déchets radioactifs, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, 1988.
- Tacherifet S. – Modélisation du comportement mécanique des argiles profondes gonflantes, application aux ouvrages de stockages, Thèse de doctorat, Université d'Orléans, 1995.

S. ANDREI  
S. MANEA  
A. CIOCALTEU

Université Technique  
de Génie Civil, Bucarest,  
Roumanie

# La systématisation, le stockage et la réutilisation des informations géotechniques. Principe d'organisation d'une banque de données géotechniques

## Résumé

L'article présente une méthode pour la systématisation et le stockage des données géotechniques en tenant compte des principaux facteurs qui conditionnent le comportement du sol, c'est-à-dire sa nature et son état d'humidité et de serrage.

La nature du sol est caractérisée par « l'empreinte » à partir des caractéristiques d'identification (courbe granulométrique et plasticité pour l'empreinte « A »).

La similitude des empreintes est la première condition pour un comportement analogue. La seconde condition est d'avoir la même teneur en eau ( $w$ ) et le même volume spécifique ( $V = 100/p_d$ ), tous deux figurant sur un diagramme d'état ( $w, V$ ).

L'article présente l'application de la méthode pour prévoir le comportement du sol soumis aux actions mécaniques et hydrauliques.

## Abstract

Paper presents a method for systematisation and stockage of geotechnical information taking into account the main factors determining soil behaviour that is its nature on one hand, moisture and density on other hand.

The nature of soil is characterised by means of « prints » constructed from identification indexes (grain size distribution curve and soil plasticity for « A » print). Similarity of prints is the first condition for an analogous behaviour. The second condition is to have the same water content ( $w$ ) and the same specific volume of soil ( $V = 100/p_d$ ), which are represented on a state diagram ( $w, V$ ).

Paper presents the application of the method to forecast soil behaviour submitted to mechanical and hydraulic actions.

## Introduction

L'implantation d'un nombre d'ouvrages toujours croissant sur les sites encore disponibles, où les conditions géotechniques sont de plus en plus défavorables, a eu comme résultat l'augmentation du volume de prospections et d'essais géotechniques. En même temps, les exigences accrues envers les qualités du terrain de fondation ou des ouvrages en terre ont stimulé le perfectionnement des méthodes d'investigation, toujours plus complexes, autant du point de vue des équipements que de l'interprétation des résultats. Il faut aussi ajouter que les nombreuses informations géotechniques concernant les types de sols qui ont déjà été étudiés ne sont pas entièrement valorisées pendant les investigations des terrains contenant des sols analogues.

A cet égard il faut signaler que les systèmes de représentation et d'interprétation des résultats, qui ont été développés surtout dans les pays à climat humide, ne sont pas adaptés à l'étude des sols non saturés.

Toutes ces considérations montrent la nécessité et l'actualité d'une méthode d'étude et d'interprétation des informations géotechniques qui permet le classement, le stockage et la réutilisation des paramètres employés dans la conception, adaptée aussi bien aux sols saturés que surtout aux sols non saturés.

Une telle méthode a été élaborée et développée à la Chaire de Géotechnique et Fondations de l'Université Technique de Génie civil de Bucarest, par les auteurs.

Pour l'élaboration de la méthode, les facteurs suivants déterminant le comportement des sols ont été pris en considération :

- la nature du matériau constitutif, caractérisé à l'aide des figures géométriques simples nommées « empreintes » : empreinte « A » basée sur la granulorité et la plasticité des sols et quelquefois les empreintes « M » et « CH » reflétant la composition minéralogique et chimique ;

- l'état d'humidité et de serrage, représenté par un diagramme d'état avec la teneur en eau ( $w$  %) en abscisse et le volume ( $V$  cm<sup>3</sup>/100 g) en ordonnée.

## Caractérisation du matériau constitutif du sol

A l'heure actuelle, pour le matériau constitutif du sol, on fait généralement appel à la composition granulométrique du sol ou à sa plasticité. Malheureusement, à présent on regarde séparément la granulométrie et la plasticité du sol.

L'utilisation de l'empreinte A, construite à partir de la granulométrie et de la plasticité, présente l'avantage de réunir en une seule image expressive ces informations (Fig. 1).

Ainsi, le premier quadrant est consacré au diagramme de plasticité de Casagrande sur lequel est représenté le point  $P_1$ , correspondant à la limite de liquidité ( $w_L$ ) et l'indice de plasticité ( $I_p$ ). Dans le troisième quadrant on représente la courbe granulométrique ; pour les sols granulaires (non plastiques) on retient seulement la portion  $P_{10}$  à  $P_{90}$ , comprise entre les

pourcentages ( $x_d$ ) 10 et 90 % ; pour les sols à granulation fine on retient la portion  $P_{90}$  à  $P_{2\mu}$ , ce dernier point correspondant au pourcentage à  $2 \mu\text{m}$  ( $x_{2\mu}$ ).

Dans le deuxième quadrant on marque le point  $P_2$  ( $x_{2\mu}, I_p$ ) ; la pente de la droite  $P_2O$  représente l'indice d'activité, d'après Skempton ( $I_A = I_p/x_{2\mu}$ ). Dans le même quadrant on a représenté aussi les domaines d'activité en tenant compte des dégâts subis par les constructions réalisées sur les argiles expansives (Van der Merve, 1964). Le point  $P_4$  du quatrième quadrant a comme abscisse la limite de liquidité ( $w_L$ ) et la même ordonnée que celle du troisième quadrant ( $d_{10}$  ou  $d_{2\mu}$  en fonction du type de sol).

Réunissant les points P des quadrants voisins on obtient une figure simple dont la forme et les dimensions fournissent les informations nécessaires à l'identification et la classification des sols.

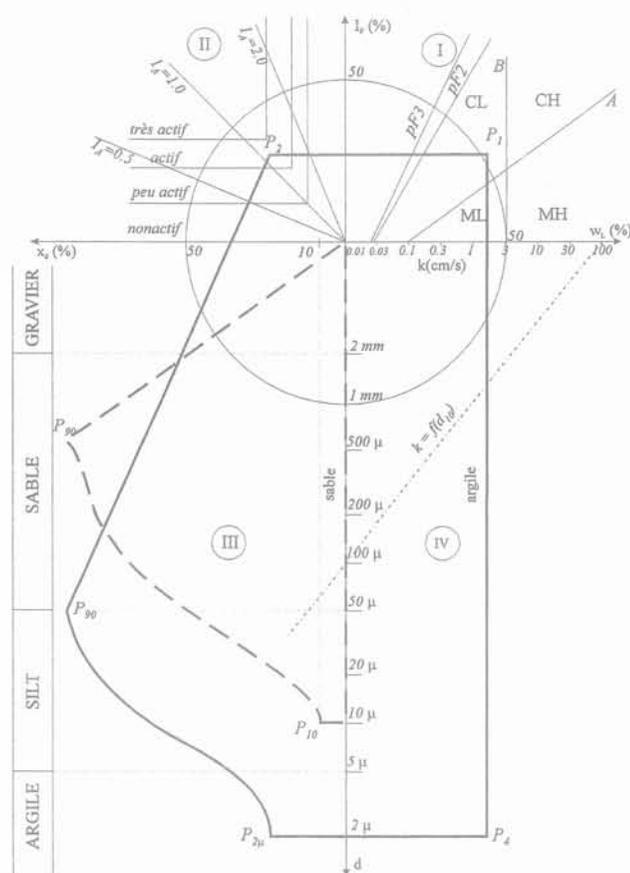


FIG. 1 Les empreintes « A » d'un sable et d'une argile.  
« A » Prints of a sand and a clay.

Lorsqu'on dispose des données concernant la composition minéralogique ou chimique, on peut construire les empreintes « M » et « Ch » (Fig. 2), dont la forme et les dimensions constituent une image bien plus suggestive qu'une série de chiffres dans un tableau. L'analyse des données de la littérature nous a permis d'aboutir à la conclusion que l'empreinte « M » doit contenir des informations concernant les pourcentages de huit minéraux : quartz, feldspath, kaolinite, montmorillonite, vermiculite (chlorite), mica, halloisite (illite) et oxydes (Fig. 2a). Quant à la composition chimique, on a considéré opportun de représenter sur les huit échelles les taux de sulfates et chlorures, carbo-

nates,  $R_2O_3$  et  $SiO_2$ , de matières organiques, la valeur pH et la capacité d'échange d'ions. On remarque que, dans le premier quadrant, on peut tracer les droites d'égal rapport  $SiO_2/R_2O_3$ , qui séparent les sols latéritiques de ceux qui ne le sont pas (Fig. 2b).

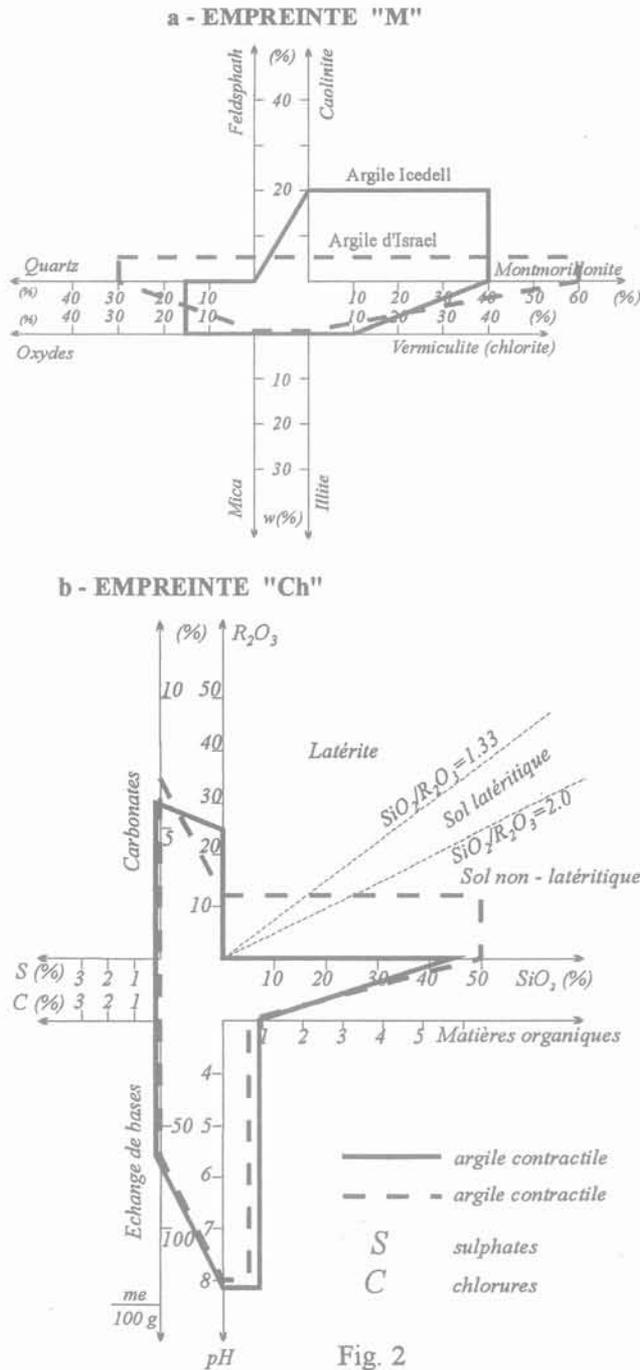


FIG. 2 Les empreintes minéralogiques (« M ») et chimique (« Ch »).  
Mineralogical (« M ») and chemical (« Ch ») prints.

En utilisant les empreintes, on ne fait pas appel aux critères arbitraires de classification, mais en même temps on est capable de répondre à quelle catégorie, prévue par différents systèmes de classification, appartient le sol considéré. Pour cela on peut représenter sur le diagramme de l'empreinte les domaines correspondant à différentes classes de chaque système de classification.

Par exemple, sur la figure 3 sont représentés les domaines correspondant à la classification prévue par la « Réalisation des remblais et des couches de forme » (1992). Dans ce cas, on a ajouté dans le quatrième quadrant une échelle logarithmique pour les valeurs au bleu de méthylène (VB) et sur la limite droite ( $P_1P_4$ ) de l'empreinte un petit cercle correspondant à la valeur VB du sol considéré. D'après cette classification, le loess de Fetesti (Roumanie), appartient à la classe  $A_1$ , presque à la limite ( $VB = 2,5$ ) vers la classe  $A_2$ . On a représenté aussi les domaines correspondant à d'autres systèmes de classification (roumain, américains ASTM-2487, AASHO, FFA). Par exemple, sur la figure 4 sont représentés les domaines correspondant à la classification utilisée par Federal Aviation Agency (FAA). Dans ce cas, le deuxième quadrant est utilisé pour établir la dénomination du sol en fonction de son contenu en sable et en silt; aussi dans le premier quadrant sont représentées les deux droites, établies par Cronney en 1977, qui expriment les corrélations entre l'indice de plasticité ( $I_p$ ) et les teneurs en eau correspondant aux indices sorptionnels  $pF_2$  ( $w_{pF_2}$ ) et  $pF_3$  ( $w_{pF_3}$ ). D'après cette classification, pour le même loess de Fetesti, le point  $P_1$  de l'empreinte est situé dans le domaine  $E_5$  et le contenu en fraction fine ( $< 53 \mu$ ) est de 98 %, donc on a affaire à un silt.

De cette matière on a la possibilité d'établir, en superposant l'empreinte sur les diagrammes avec les domaines, à quelle classe de chaque classification correspond le sol considéré.

Pour faciliter cette opération on a élaboré un petit programme pour l'ordinateur.

En dehors de l'avantage d'être indépendante d'un certain système de classification, la représentation par l'empreinte permet d'obtenir rapidement des informations sur le comportement des sols du point de vue de l'activité (deuxième quadrant), de la sensibilité au gel ou la possibilité d'appliquer les différents procédés de traitement (Fig. 5a), ainsi que la capacité de drainage, en partant de la composition granulométrique (troisième quadrant) (Fig. 5b).

En général on a constaté que la forme et la surface de l'empreinte sont très sensibles à la modification de la nature du sol.

### 3

## État non saturé. Mode de représentation simultanée de l'état de serrage et de l'état d'humidité

Généralement on définit un sol comme saturé si les pores de la matrice constituant le squelette solide sont remplis par la phase liquide (l'eau).

Dans ce cas, il existe une correspondance biunivoque entre l'état d'humidité et l'état de serrage, qui s'exprime par la relation :

$$w_{sat} (\%) = [n \rho_w / (1 - n) \rho_s] 100 = e (\rho_w / \rho_s) 100 = \rho_w (V - 100 / \rho_s) \quad (1)$$

où :

$w_{sat}$  est la teneur en eau pondérale ;

$n$ , la porosité ;

$e$ , l'indice des vides ;

$\rho_w$  et  $\rho_s$ , les densités de l'eau et du squelette ;

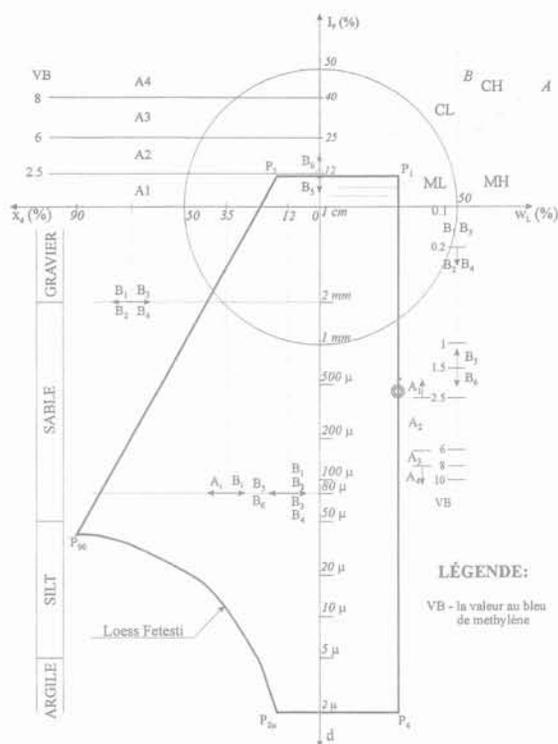


FIG. 3 Les domaines correspondant à la classification française. Domains corresponding to the French classification.

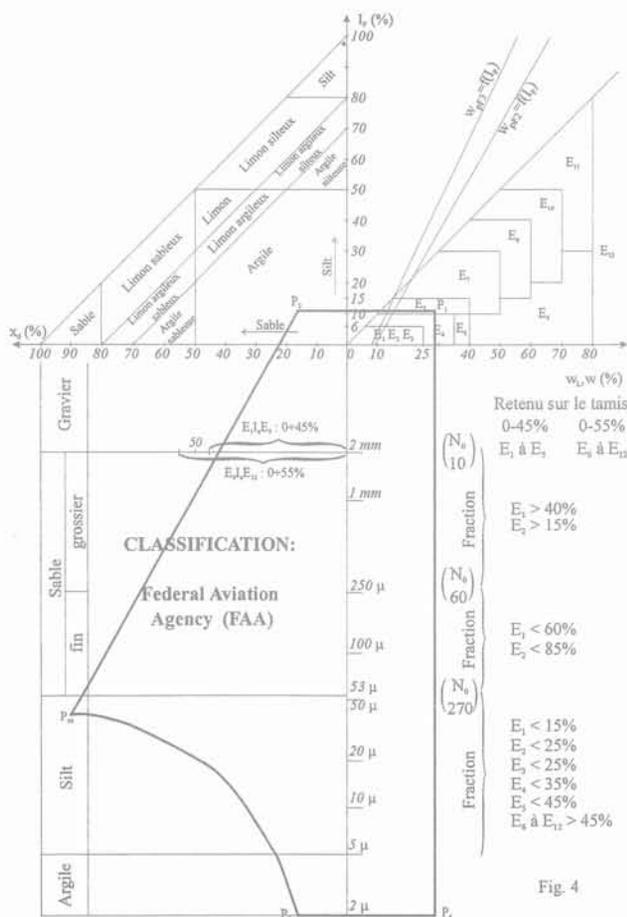


FIG. 4 Les domaines correspondant à la classification américaine FFA. Domains corresponding to the American classification FFA.

V, le volume correspondant à une masse de 100 g de la phase solide.

Puisque les forces d'interaction entre l'eau et le squelette minéral sont compensées, la pression interstitielle dans les sols saturés est généralement égale ou supérieure à la pression atmosphérique.

Les sols sont non saturés s'il y a de l'air dans leurs pores : ce sont alors des systèmes triphasiques.

Dans ce cas, la correspondance biunivoque mentionnée ne subsiste plus, c'est-à-dire qu'à une même porosité peuvent correspondre une infinité de teneurs en eau en fonction du degré de remplissage des pores par l'eau (degré de saturation  $S_r$ ) ou qu'à une même teneur en eau le sol peut avoir des porosités différentes.

Comme les propriétés des sols non saturés sont déterminées par des relations réciproques entre les phases constituantes, on doit disposer pour leur étude, d'un système de représentation permettant de suivre en même temps l'influence de l'état de serrage et de l'état d'humidité.

Ainsi, Proctor a proposé un diagramme où la teneur en eau ( $w$ , %) est en abscisse et la densité sèche ( $\rho_d$ ) en ordonnée (Fig. 6). Un inconvénient de la représentation Proctor est constitué par la non-linéarité des courbes d'égal saturation  $S_r$ , teneur en eau volumique  $\theta$ , masse volumique humide  $\rho$  et l'indice de vides  $e$ .

Norton, puis Terracina (1958) ont proposé un abaque, ayant  $w$  en abscisse et le volume spécifique  $V$  ( $\text{cm}^3/100 \text{ g}$ ) correspondant à 100 g du phase solide en ordonnée (Fig. 7) et qui, à notre avis, est plus convenable. Dans ce cas, entre la masse volumique sèche  $\rho_d$  et  $V$  on a la relation :

$$\rho_d = 100V^{-1} \quad (2)$$

On peut marquer en ordonnée des valeurs  $\rho_d$  et tracer des droites horizontales correspondant à des chiffres ronds. Sur l'abaque on a représenté aussi les droites inclinées d'égal masse volumique humide  $\rho$ , correspondant à la relation :

$$\rho = \rho_d(1 + 0,01w) = (100V^{-1})(1 + 0,01w) \quad (3)$$

D'après cette relation on peut déduire que sur l'axe des ordonnées ( $w = 0$ )  $\rho$  et  $\rho_d$  ont la même valeur. D'après l'expression de la porosité :

$$n = 1 - \rho_d \rho_s^{-1} = 1 - V_s V^{-1} \quad (4)$$

et de l'indice des vides :

$$e = \rho_s \rho_d^{-1} - 1 = V V_s^{-1} - 1 \quad (5)$$

on en déduit que, pour une certaine masse volumique des grains ( $\rho_s$ ), il existe des relations biunivoques entre  $V$  et les valeurs  $n$  et  $e$ .

Dans le cas des sols à pores remplis d'eau ( $S_r = 1$ ), les teneurs en eau à saturation correspondant à une droite inclinée à 45° par rapport aux axes et qui rencontre l'axe des ordonnées ( $w = 0$ ) au point  $V_s = 100 \rho_s^{-1}$ ; la position de ce point est donc déterminée par la masse volumique des grains.

En tenant compte de la définition du degré de saturation ( $S_r = w/w_{\text{sat}}$ ), on obtient les teneurs en eau correspondant à un certain degré de saturation :

$$w = S_r w_{\text{sat}} = S_r \rho_w (V - 100 \rho_s^{-1}), \text{ ou } V = w(S_r \rho_w)^{-1} + 100 \rho_s^{-1} = w(S_r \rho_w)^{-1} + V_s \quad (6)$$

et, pour l'état de saturation ( $S_r = 1$ ), considérant pour l'eau  $\rho_w = 1$ , on obtient :

$$V = V_s + w_{\text{sat}} \quad (7)$$

Admettant l'hypothèse que  $\rho_s$  est constante, on obtient pour les valeurs rondes de  $S_r$  un faisceau de droites concourantes passant par le même point

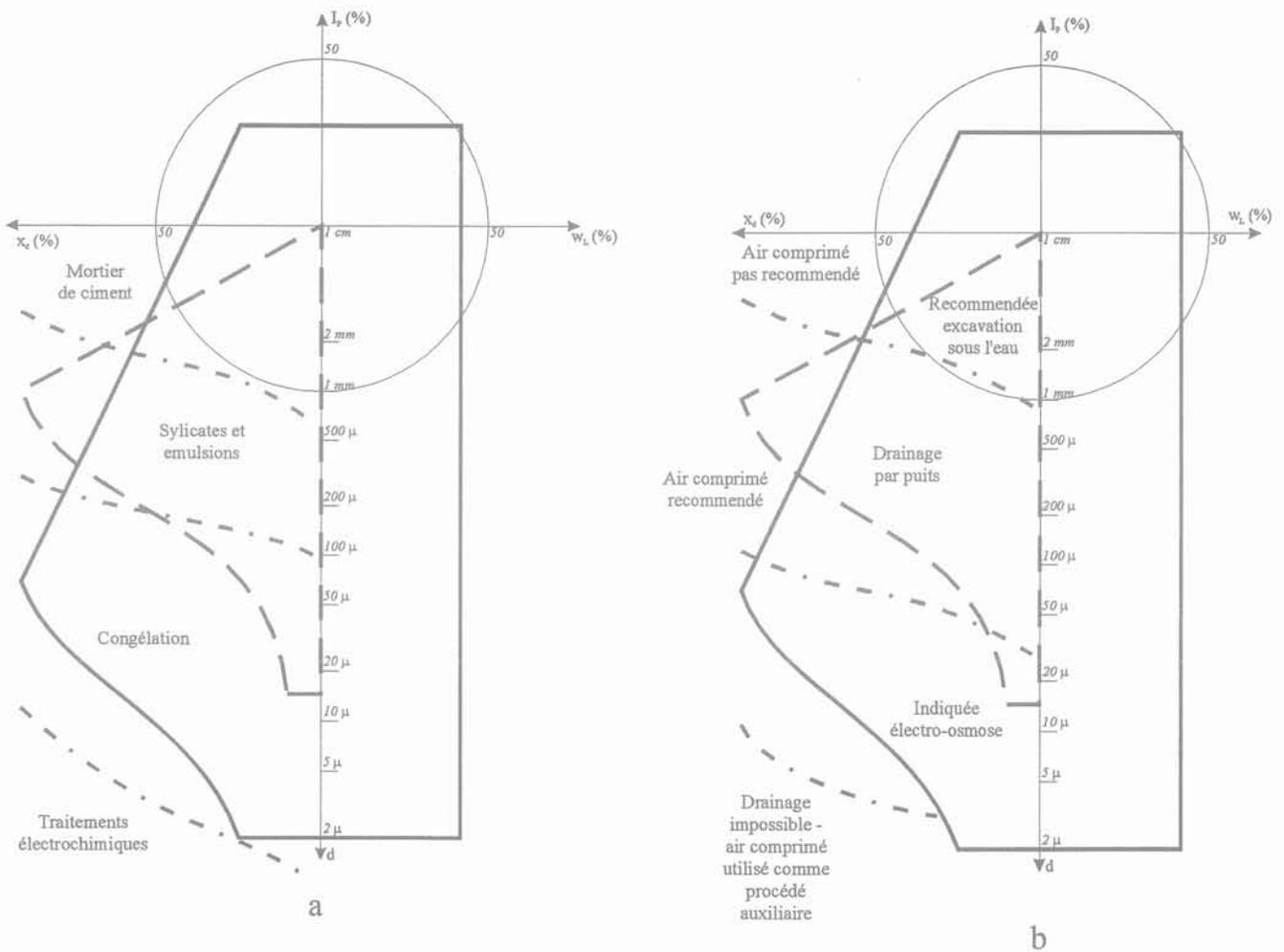


FIG. 5 Les domaines correspondant aux différents procédés de traitement du sol. Domains corresponding to different soil treatment processes.

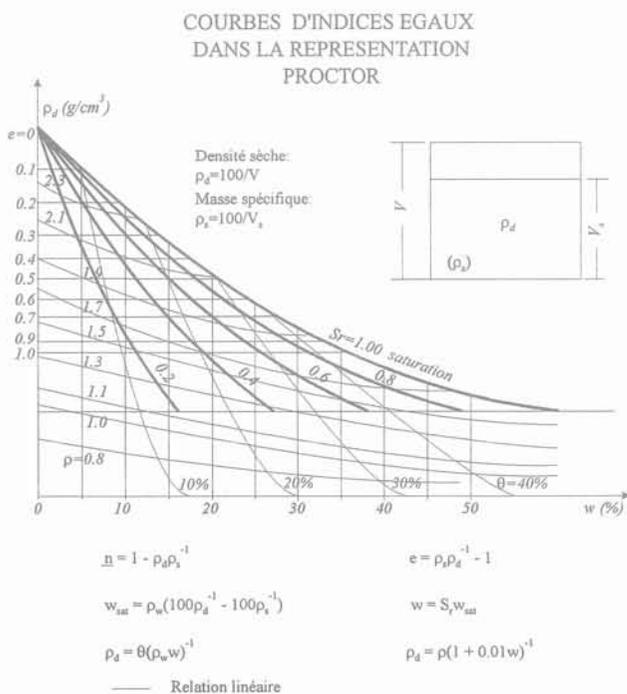


FIG. 6 Le diagramme d'état de Proctor. Proctor's state diagram.

( $V_s = 100/\rho_s$ ) sur l'axe des ordonnées, qui se confond avec le point d'intersection de la droite de saturation avec cet axe. Sur l'abaque (Fig. 7), on a représenté les droites d'égales valeurs  $S_r$  (0,1; 0,2; 0,3; jusqu'à 0,9),  $\theta$  et  $p$ .

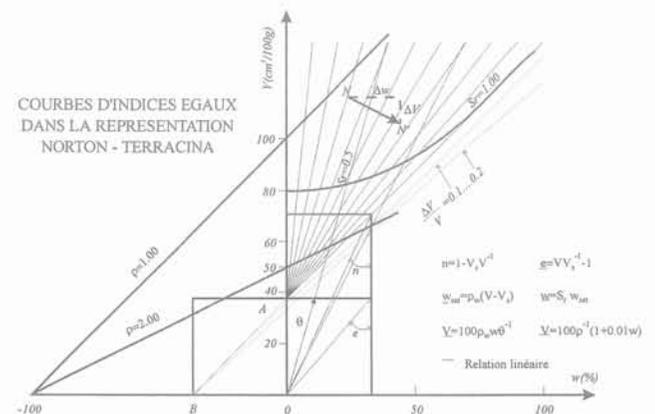


FIG. 7 Le diagramme d'état de Norton-Terracina. Norton-Terracina state diagram.

Parmi les abaques proposés par différents auteurs, celle de Norton-Terracina présente certains avantages dus principalement à la linéarisation des courbes d'égales valeurs  $w_{sat}$ ,  $S_r$ ,  $\rho$  (Fig. 8). En conséquence, l'abaque permet de suivre facilement les modifications de l'état d'humidité ou de serrage du sol sous l'action des différents facteurs naturels ou artificiels. Sur le même abaque on a représenté aussi, par une ligne courbe interrompue les états probables, correspondant à l'optimum de compactage, établis par Hilf (1981) d'après 1300 essais.

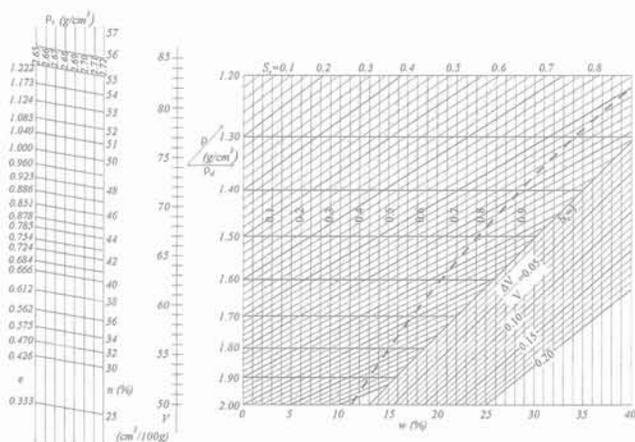


FIG. 8 L'abaque pour le contrôle des résultats des essais.  
Abacus for the control of test results.

En Roumanie, nous avons utilisé cet abaque depuis de nombreuses années et en plus des propriétés établies par Terracina on y a mis en évidence d'autres possibilités. Ainsi, on peut représenter sur cet abaque (Fig. 7) la courbe de retrait ( $w$ ,  $V$ ) d'un sol cohérent: tant que le sol reste pratiquement saturé, la courbe de retrait est une ligne droite parallèle à la droite de saturation inclinée à 45° par rapport aux axes de coordonnées; au moment où l'air pénètre dans les pores, la droite devient une courbe à concavité tournée vers le haut qui s'éloigne de la droite de saturation et tend vers une droite parallèle à l'axe des abscisses pour les teneurs en eau réduites. L'abaque donne aussi la possibilité de suivre les variations de volume ( $\Delta V/V$ ). Ainsi, on peut, par exemple, suivre facilement les modifications de l'état de serrage pendant l'essai œdométrique. Par exemple, entre l'état initial (N) et l'état final (N') correspond une modification de volume  $\Delta V$  (Fig. 7).

4

## Exemples d'application du système proposé

En général, à l'aide du système proposé on peut représenter tous les indices principaux caractérisant les propriétés physiques et mécaniques d'un sol, en remarquant les modifications des valeurs de ces indices en fonction des modifications de l'état (teneur en eau ou serrage).

Par exemple, le diagramme présenté sur la figure 9 permet de déceler l'influence de l'état de serrage et de la teneur en eau sur le module œdométrique  $M$  d'un certain sol.

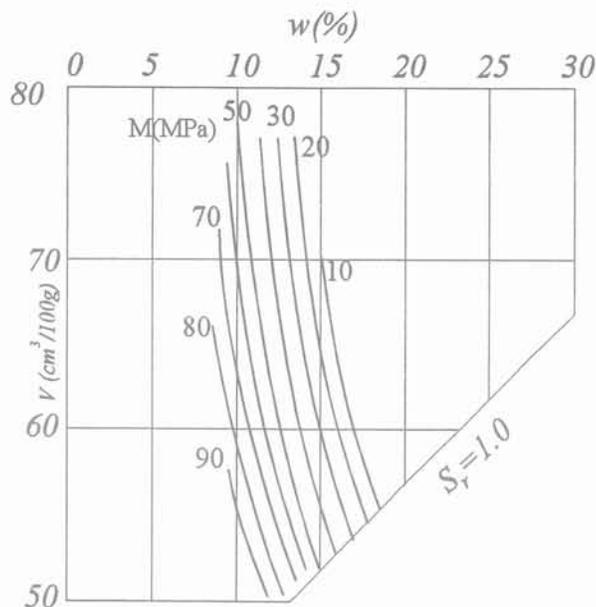


FIG. 9 L'influence de l'état du sol sur le module œdométrique  $M$ .  
Influence of soil state on oedometrical modulus  $M$ .

En représentant les résultats obtenus pendant le cisaillement des sols on obtient des diagrammes (comme ceux de la figure 10), sur lesquels on a marqué les courbes correspondant à l'état critique au cisaillement pour différentes pressions  $p$ . A l'aide de ces courbes on peut prédire le changement du volume  $\pm \Delta V$  (dilatante ou contractante) associé au cisaillement. Dans les diagrammes de la figure 11 on peut suivre l'influence de l'état sur les paramètres de la résistance au cisaillement:  $c$ ,  $\phi$ .

Le diagramme d'état est aussi très pratique lorsqu'on veut étudier le comportement des sols dits « régionaux », qui font preuve d'une réaction particulière en présence de l'eau, comme les sols effondrables (loess et sols loessiques) ou bien les argiles contractiles et expansives.

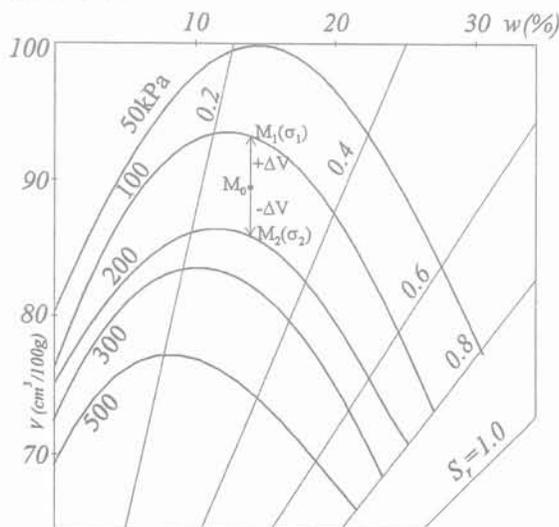
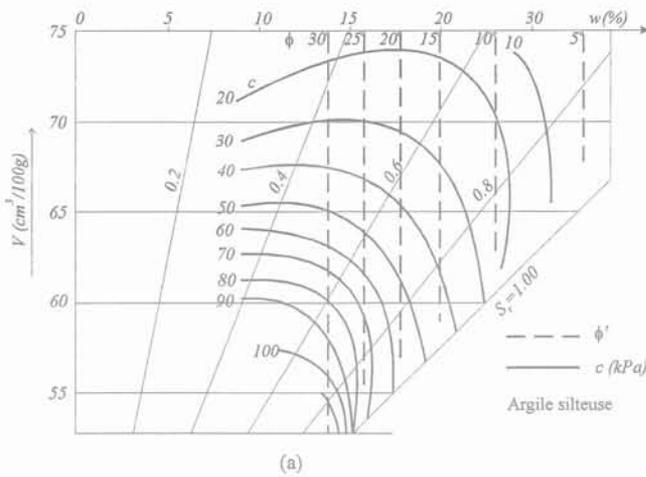
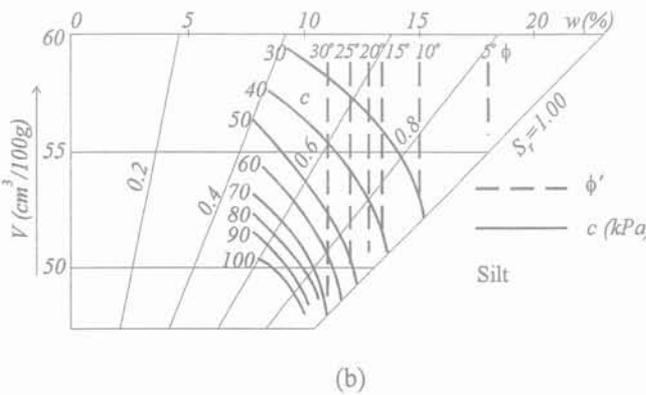


FIG. 10 Diagramme avec les courbes d'équilibre d'état pour différentes pressions normales pendant le cisaillement.  
Diagram with equilibrium state during direct shear for different normal pressures.

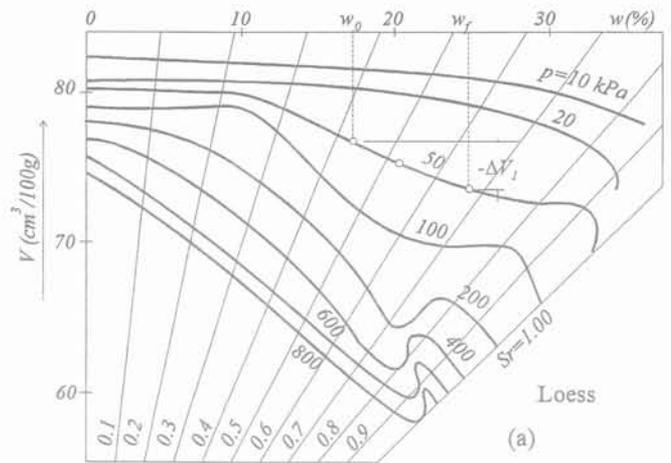


(a)

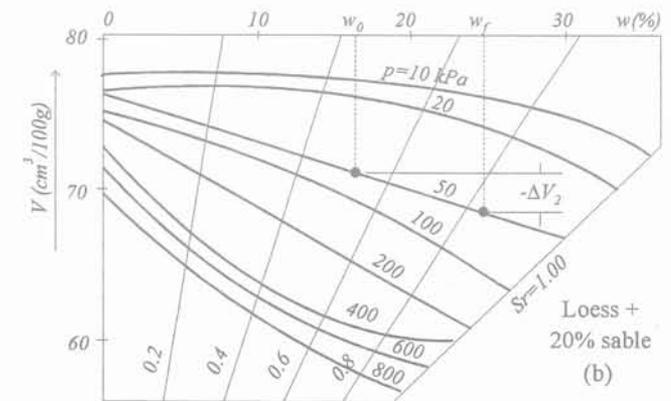


(b)

**FIG. 11** Diagramme avec les courbes d'égal paramètre de cisaillement  $c$  et  $\phi$ .  
Diagram with equal shear parameters curves,  $c$  and  $\phi$ .



(a)



(b)

**FIG. 13** Diagrammes avec des courbes d'égal résistance structurale pour un loess (a) et un mélange avec 20 % de sable (b).  
Diagrams with equal structural resistance curves for a loess and a mixture with 20 % sand.

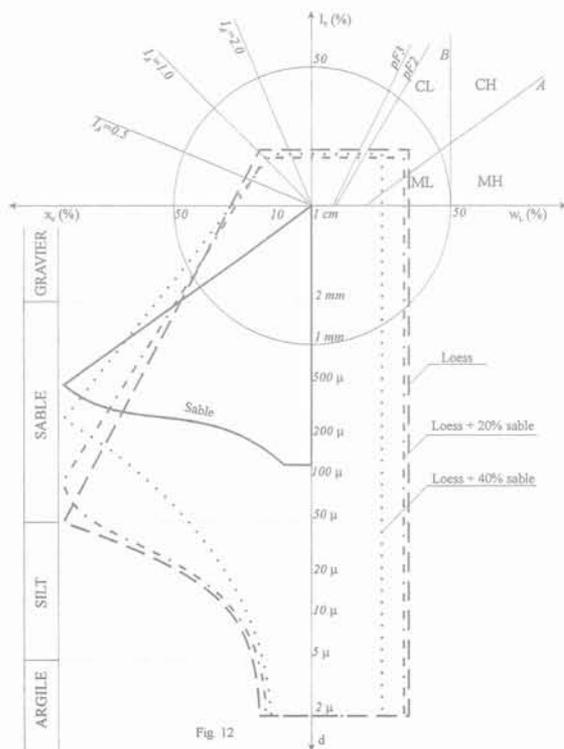


Fig 12

**FIG. 12** Empreintes pour les mélanges de sable et de loess.  
Prints for sand and loess mixtures.

Par exemple, en ce qui concerne le loess, dont l'empreinte est représentée sur la figure 12, les résultats des essais œdométriques en partant des différents états d'humidité donnent la possibilité de tracer sur le diagramme d'état des courbes d'égal résistance structurale à l'aide desquelles on peut pronostiquer les variations de volume  $\Delta V$  engendrées par le changement de la teneur en eau, en particulier par l'inondation du sol (Fig. 13a). La méthode présentée a permis aussi d'étudier l'influence des additifs (comme le sable ou le ciment) sur les caractéristiques de compressibilité (Fig. 13b). On remarque que l'augmentation du pourcentage de sable réduit la sensibilité du loess, ce qui se reflète d'un côté dans l'empreinte (Fig. 12) et de l'autre dans le diagramme d'état (Fig. 13).

De même, le diagramme de la figure 14 représente les trajectoires d'état correspondant à des essais œdométriques sur les argiles expansives qui, d'une manière analogue à celle utilisée pour les sols effondrables, donnent la possibilité de prévoir les variations de volume  $\Delta V$  en fonction des changements de teneur en eau ( $\Delta w$ ) ou de pression ( $\Delta p$ ).

Le système décrit plus haut a été utilisé aussi pour l'interprétation des données obtenues par le Road Research Laboratory en compactant une gamme assez large de sols dont les empreintes sont représentées sur la figure 15. La représentation des courbes de compactage permet d'observer l'effet des différents engins sur des sols variés, comme: un tout venant, un sable, un limon, une argile et une argile très active (Fig. 16, 17, 18).

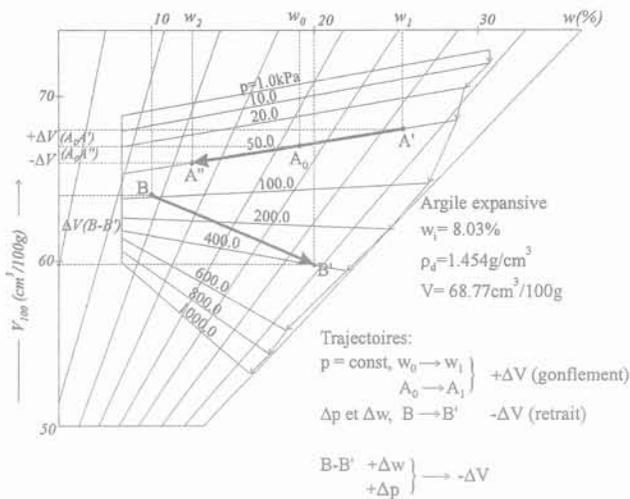


FIG. 14 Diagramme avec les trajectoires d'état d'une argile expansive.  
Diagram with state paths of an expansive clay.

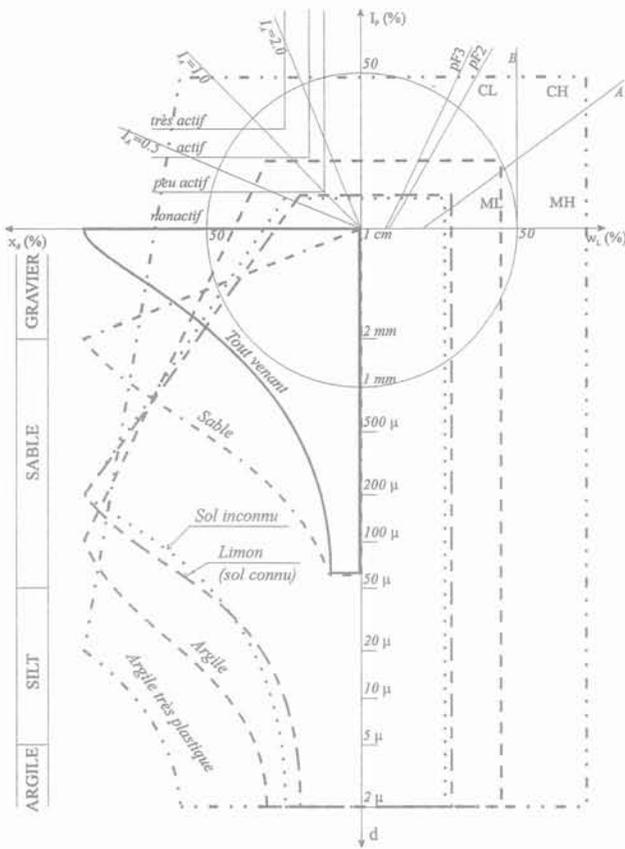


FIG. 15 Empreintes des sols utilisés pour des essais de compactage par le RRL.  
Prints of soils used in compaction trials by RRL.

Une méthodologie similaire a été utilisée pour l'interprétation des résultats des essais concernant l'indice portant californien (CBR) entreprise par Davis (1949) pour six sols dont les empreintes sont représentées sur la figure 19. A titre d'exemple, les courbes d'égales valeurs CBR pour une argile très active sont représentées sur la figure 20.

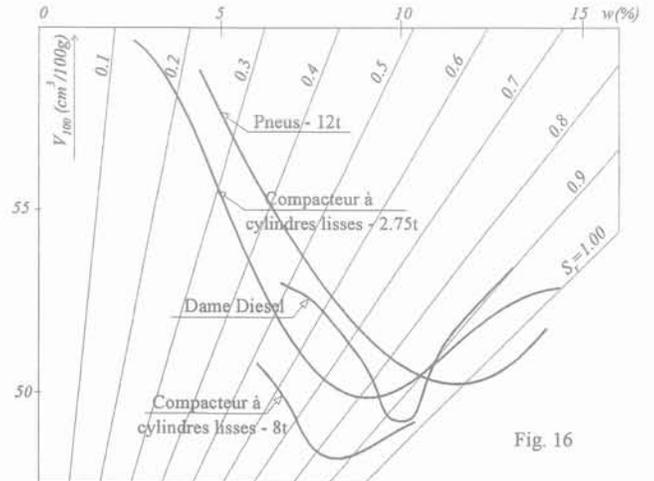
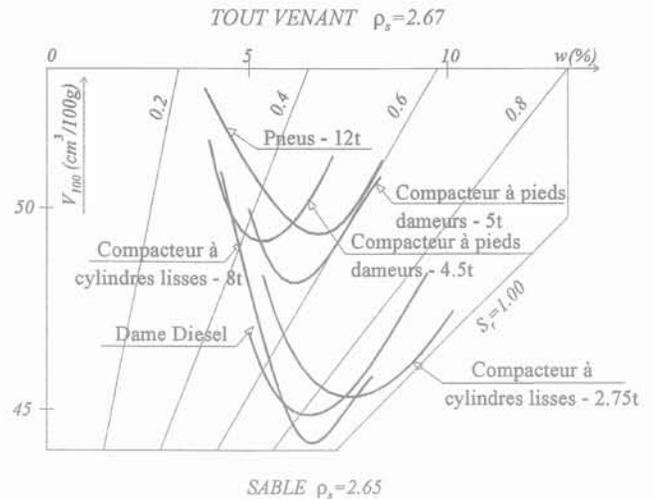


FIG. 16 Diagrammes avec les courbes de compactage d'un tout-venant (a) et d'un sable (b).  
Diagrams with compaction curves of a gravel-sand-clay mixture (a) and a sand (b).

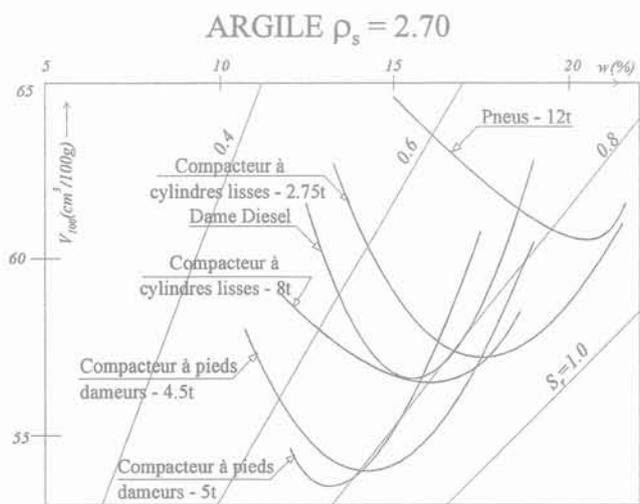
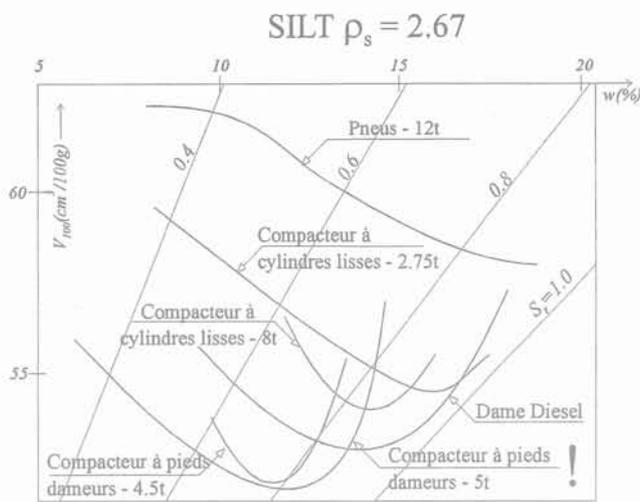
Le stockage de ce type de données permet leur réutilisation. Par exemple, en étudiant un nouveau sol qui, d'après l'empreinte, est semblable à un autre, on peut utiliser les données existantes pour le sol connu pour prédire son futur comportement.

Pour vérifier cette possibilité, on a utilisé les résultats obtenus par Brüll pour un « limon » de Sterrebeek (Belgique) et par Skoglund (1976) pour un « loess » de Vicksburg (USA), deux sols ayant des empreintes très semblables (Fig. 21), même s'ils ont des noms différents. Les résultats obtenus pour le limon à l'aide de la colonne résonante pour une pression de confinement  $\sigma_0 = 40$  kPa ont permis de tracer sur le diagramme d'état les courbes d'égal module dynamique  $E_d$  et  $G_d$  (Fig. 22). Pour le loess de Vicksburg, ayant une teneur en eau  $w = 20,4\%$  et le volume  $V = 61,1$  cm<sup>3</sup>/100 g on a obtenu par la même méthode  $E_d = 105,9$  MPa et  $G_d = 39,7$  MPa. Pour le même état ( $w = 20,4\%$ ;  $V = 61,1$  cm<sup>3</sup>/100 g) on obtient de la figure pour le limon de Sterrebeek les valeurs  $E_d = 89$  MPa et  $G_d = 40,1$  MPa. Il y a ainsi entre les valeurs mentionnées de petites différences :

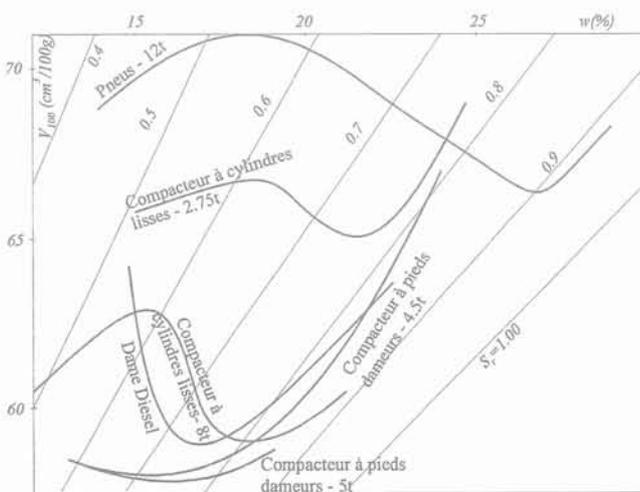
$$\Delta E_d / E_d = (105,9 - 89) / 105,9 = +0,16 \text{ ou } 16\%$$

$$\Delta G_d / G_d = (39,7 - 40,1) / 39,7 = -0,01 \text{ ou } 1\%$$

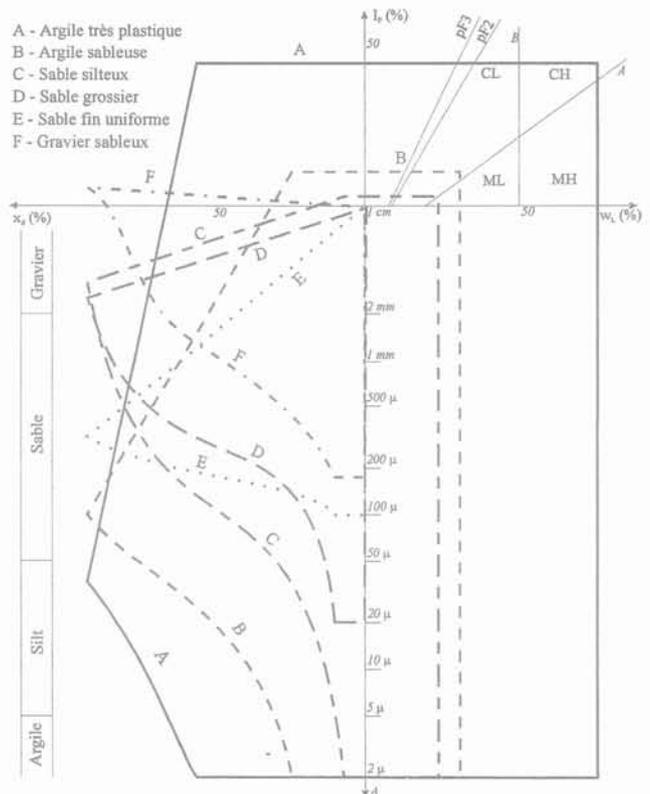
C'est-à-dire que pour deux sols, de deux continents différents, mais ayant des empreintes semblables et le même état de serrage et de teneur en eau, le comportement mécanique est analogue.



**FIG. 17** Diagrammes avec les courbes de compactage d'un silt (a) et d'une argile (b).  
Diagrams with compaction curves of a silt (a) and a clay (b).



**FIG. 18** Diagrammes avec les courbes de compactage d'une argile très plastique.  
Diagrams with compaction curves of a very plastic clay.



**FIG. 19** Empreintes de cinq sols étudiés du point de vue de l'Indice Portant Californien (CBR).  
Prints of five soils studied from the CBR point of view.



Argile très plastique:  $I_p=42\%$ ;  $w_L=75\%$ ;  $w_p=33\%$ ;  $s_{60}=55\%$ ;  $I_c=42/55=0.76$ ;  
Optimum pour le compactage:  $w_o=26\%$ ;  $V=64.43 \text{ cm}^3/100\text{g}$ ;  $\rho_d=1.552 \text{ t/m}^3$

**FIG. 20** Diagramme avec courbes d'égal CBR pour une argile très plastique.  
Diagram with equal CBR curves for a very plastic clay.

**5**

**Conclusions**

La méthode de systématisation, de stockage et de réutilisation des informations géotechniques à l'aide des empreintes et des diagrammes d'état présente les avantages suivants par rapport aux autres méthodes:

- 1) Par rapport aux systèmes classiques de caractérisation des sols, l'utilisation de l'empreinte (Fig. 23a):
  - réunit en une seule image expressive les principales informations sur la composition des sols (distribution dimensionnelle des particules et des vides, plasticité, activité);
  - ne fait pas appel à des critères arbitraires de classification et permet, par superposition sur les dia-

grammes représentant les domaines correspondant à différentes classes de chaque système de classification (ex. : ASTM, AASHO, FAA, STAS, SNIP) de reconnaître la classe où le sol considéré s'encadre ;

- permet l'estimation du danger de phénomènes défavorables (gel, liquéfaction) ou de l'applicabilité des divers procédés d'amélioration ou d'assèchement du sol considéré ;

- permet l'identification rapide du sol étudié et l'établissement de ressemblances avec des sols étudiés précédemment et dont le comportement est mieux connu ; de cette façon, la connaissance approfondie des variétés de sols caractéristiques d'un certain territoire, la systématisation géotechnique, l'établissement de corrélations et la prévision du comportement des nouveaux sols rencontrés sont facilités ;

- facilite la représentation et l'étude des systèmes mixtes composés de sols et d'autres matériaux poreux non granulaires (ex. géotextiles).

2) L'utilisation des diagrammes d'état ( $w, V$  - Fig. 23b) présente les avantages suivants, par rapport à d'autres systèmes de représentation de l'état, par exemple le système Proctor ( $w, \rho_d$ ) :

- permet de suivre simultanément la modification de l'état d'humidité et de serrage (volume  $V$ ) et, par conséquent, ces diagrammes sont convenables pour l'étude des sols à l'état non saturé, quand il n'y a plus de correspondance biunivoque entre la teneur en eau ( $w$ ) et la densité ( $V$  ou  $\rho$ ) ;

- la plupart des courbes d'égal indice (degré d'humidité  $S_r$ , indice des vides, masse volumique, humidité volumique  $\theta$ , égale variation de volume  $\Delta V/V$ ) deviennent des droites, facilitant ainsi la représentation du seul domaine intéressant ;

- permet la représentation des courbes de contraction-gonflement ( $w, V$ ) et la détermination du coefficient de compression qui indique dans quelle mesure la pression extérieure est répartie dans l'eau des pores ;

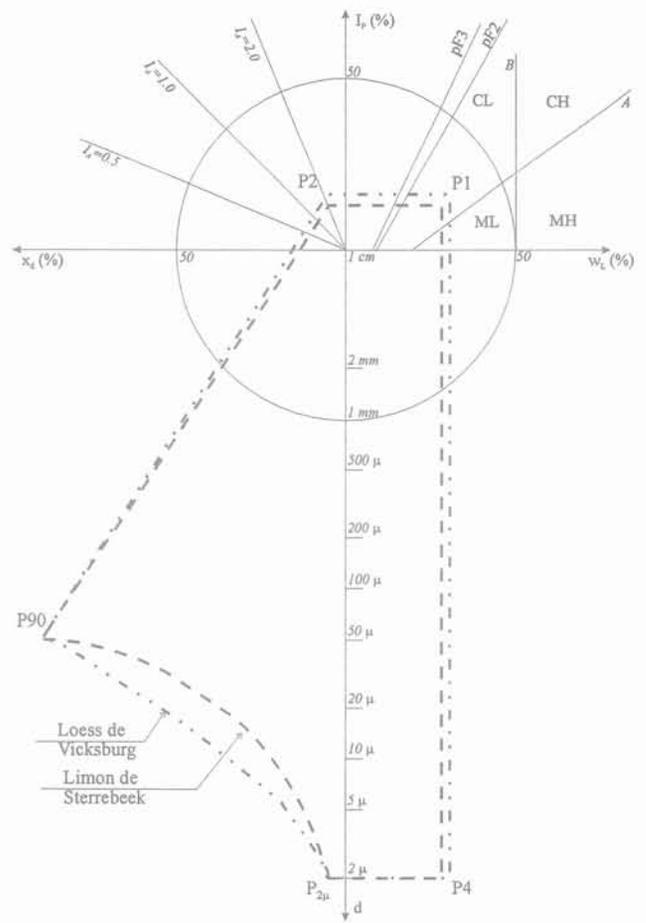


FIG. 21 Ressemblance de deux sols. Similarity of two soils.

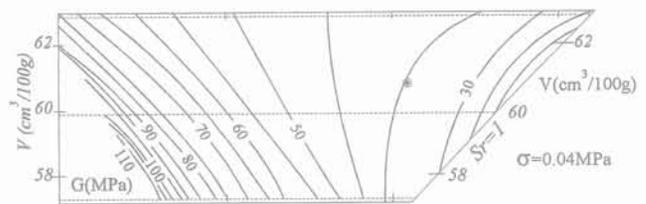
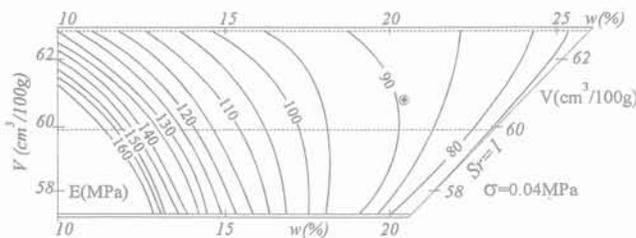


FIG. 22 Diagrammes avec courbes d'égal module dynamique  $E_d$  (a) et  $G_d$  (b). Diagrams with equal dynamic modulus curves  $E_d$  (a) and  $G_d$  (b).

- permet la représentation des domaines d'existence spécifiques des différents sols à l'état naturel ainsi que des modifications d'état dues aux sollicitations mécaniques ou hydriques ; par exemple, la représentation dans le diagramme d'état des charges œdométriques doubles ou triples permet de tracer les courbes d'équilibre d'état pour différentes pressions normales ( $w, V, p = Cte$ ) et sur cette base de prédire par interpolation des modifications d'état - chemins ou trajectoires - correspondant à des conditions différentes de celles de l'essai ;

- permet la représentation des courbes d'égal indice hydrique (suction, hydroconductivité  $k_w$ ) ou mécanique (résistance à la traction  $\sigma_t$ , ou à la compression  $\sigma_c$ , module de déformation œdométrique  $M$ , cohésion et

frottement interne  $c, \phi$ , indice portant californien CBR, etc.) mettant ainsi en évidence l'influence des modifications de la teneur en eau ( $\Delta w$ ) sur ces paramètres ;

- permet la représentation des courbes d'équilibre d'état pour différentes pressions normales ( $w, V, p = Cte$ ) pendant le cisaillement et sur cette base la prédiction des modifications de volume, dilatante ou contractante afférentes à ce phénomène ;

- facilite la représentation des résultats des essais de compactage au laboratoire ou *in situ*, utilisant différentes techniques ou énergies de compactage, la mise en évidence des conditions de serrage optimal, ainsi que l'établissement de certaines corrélations entre les paramètres qui conditionnent ce phénomène.

3) L'utilisation conjuguée des empreintes et des diagrammes d'état rend possible l'étude systématique du comportement de différents types de sols et l'élaboration d'albums de résultats obtenus, facilitant l'établissement des paramètres nécessaires à l'élaboration des projets pour les sols similaires. On peut traiter de la même façon le stockage d'informations sur les essais réalisés sur le terrain ou le comportement des ouvrages à l'échelle réelle ainsi que le classement des informations contenues dans les fiches bibliographiques.

Il faut aussi mentionner l'interprétation statistique des informations et l'établissement de corrélations entre différents principaux facteurs déterminant le comportement des sols.

4) La valabilité et l'utilité du système préconisé ont été testées par application à une série de travaux réalisés en Roumanie ainsi que par le traitement de données publiées dans la littérature spécialisée. Il faut remarquer que l'expérience actuelle avec les étudiants, les participants aux cours post-universitaires et le personnel auxiliaire de la Chaire a montré que l'apprentissage de la méthode préconisée se réalise en un temps très court (2-5 h) et ne nécessite pas de connaissances particulières.

5) En conclusion, nous considérons que la méthode de classement, stockage et réutilisation des informations géotechniques peut être considérée comme vérifiée et, par conséquent, peut être adoptée pour la réalisation d'une banque de données géotechniques.

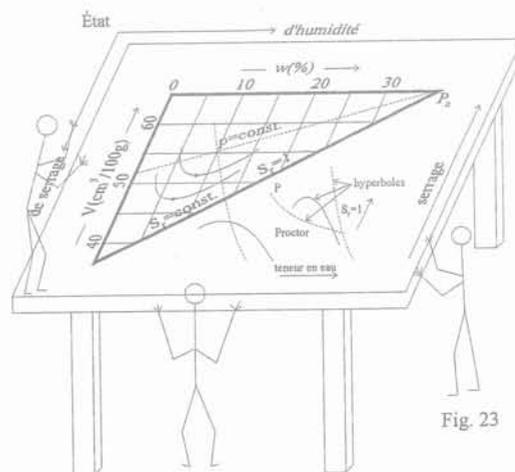
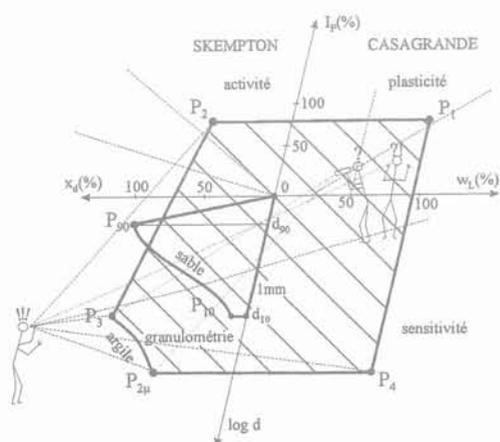


FIG. 23 Schémas concernant les empreintes (a) et les diagrammes d'état (b).  
Schemas concerning prints (a) and state diagrams (b).

## Bibliographie

- Andrei S. – Le drainage de l'eau dans les sols à granulation fine. *Cahiers de recherche IITBTP*, n° 22, Paris, Eyrolles, 1966.
- Andrei S., Athanasiu C. – Test Data Systematization and Stockage to Predict the Parameters Describing the Behaviour of Unsaturated Soils. Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics, Brighton, vol. 1, p. 91-94, 1979.
- Andrei S., Athanasiu C., Manea S. – Prediction of Expansive Clay Behaviour. International Conference on Expansive Clays, Boulder, Colorado, vol. 1, p. 76-95, 1980.
- Andrei S., Athanasiu C., Manea S. – Study of collapsible Soils Properties. Proceedings of the 6th Danube European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Varna, Section 1b, p. 7-22, 1980.
- Andrei S., Manea S. – Systematization, Stockage and re-use of Data Regarding Soil Stabilization. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, vol. 2, p. 875-878, 1983.
- Andrei S., Manea S. – Collapsing Capacity of Loess and Loessial Soils. Proceedings of the International Conference on Engineering Problems of Regional Soils, Beijing, p. 189-194, 1988.
- Andrei S., Manea S. – On Soil Collapse Prediction. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, Texas, p. 67-72, 1992.
- Brüll A. – Effets mécaniques de l'eau interstitielle. Centre de Recherches Routières, Bruxelles, 1983.
- Croney D. – The Design and Performance of Road Pavement. Her Majesty Stationery Office, London, p. 123, 1977.
- Davis E.H. – The Californian Bearing Ratio Method for the Design of the Flexible Roads and Runways. *Geotechnique*, vol. 1, n° 3, p. 249-263, 1949.
- Hilf J.W. – A Rapid Method of Construction Control for Embankments of Cohesive Soil. Engineering Monograph, n° 26, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1981.
- Magnan J.-P., Youssefian G. – Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols. *Bulletin de Liaison de laboratoires de Ponts et chaussées*, n° 159, p. 79-92, 1989.
- Road Research Laboratory – Soil Mechanics for Road Engineers. Her Majesty Stationery Office, London, 1954.
- Skoglund G.R., Marcuson W.F. – Evaluation of Resonant Column Test Devices. *Journal of Geotechnical Engineering*, Division ASCE, vol. 132, GT11, May, 1976.
- Terracina F. – Variabilité des caractéristiques d'état des sols. Représentation graphique. *Revue générale des Routes et Aéroports*, n° 278, 1958.
- Tran N.L. – Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassement routier. *Bulletin de Liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 111, jan.-fév 1981.
- Van der Merwe D.H. – The Prediction of Heave from the Plasticity Index and the Percentage Clay Fraction. Transactions SA Institution of Civil Engineering, vol. 6, n° 6, p. 103-107, 1964.
- Winkerton H.F., Fang H.-Y. – Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold Company, New York, p. 80-87, 1975.



# Affaissements miniers tardifs et feux de vieux travaux à Saint-Étienne

**F. BARDOT**

*Expert agréé par la Cour  
de cassation, Lyon*

**P. DUFFAUT**

*Vice-Président  
de « Espace souterrain »,  
Paris*

**G. SANGLERAT**

*Expert agréé par la Cour  
de cassation, Lyon*

## Résumé

La ruine des bâtiments du « Petit Clos », sur la colline de Côte Chaude à Saint-Étienne, est due à des affaissements miniers tardifs, plus d'un siècle après l'exploitation de couches situées à moins de 100 mètres de profondeur. Une autre caractéristique remarquable du cas présenté est la combustion du charbon dans la zone des vides abandonnés. Si les affaissements au-dessus de cavités sont relativement classiques, même en l'absence d'exploitation de mines ou de carrières, le feu est spécifique du charbon. Les mines en activité en ont l'expérience, mais les feux de « vieux travaux » sont pour le moins méconnus.

## Late mine subsidence and fires inside old workings in Saint-Étienne

## Abstract

The decay of *Petit Clos* housing estate, situated on *Côte Chaude* hill in Saint-Étienne, is due to late mining subsidence, a century after the exploitation of coal layers within 100 m depth. Another remarkable feature of the case is the combustion of coal inside mine cavities. Whereas subsidence is rather common above any cavities, even above non mining ones, fires are specific to coal. Working coal mines have experience with fires, however fires inside old workings have remained little known.

## Introduction

La ville de Saint-Étienne est née des mines de charbon, exploitées dès le XIII<sup>e</sup> siècle à partir des affleurements, puis de plus en plus profondément, jusqu'à leur fermeture progressive de 1950 à 1975. Comme témoins de cette longue période, il reste les célèbres terrils qui ajoutent leurs collines coniques aux nombreux reliefs naturels, et aussi des noms de lieux évocateurs, tel celui de Côte Chaude.

A Côte Chaude les Houillères de la Loire ont libéré en 1969 un vaste périmètre transformé en Zone d'aménagement concerté avec l'accord de la Ville et de la Direction départementale de l'Équipement. La ZAC du Grand Clos (80 hectares) reçoit un plan d'urbanisme, les voies et réseaux sont en place, des sociétés d'HLM achètent des lots, l'une d'elles construit trois immeubles en 1980 comportant 59 logements (cf. Fig. 1).

Les premiers logements sont habités aussitôt. Mais des désordres apparaissent puis s'aggravent (cf. Fig. 2 à 6), au point que les immeubles doivent être évacués (arrêté de péril en juin 1983), et plus tard démolis. Depuis, la totalité de la ZAC reste en friche.

Comment en est-on arrivé là? Les faits, les principales interventions et les diverses tentatives d'explication sont rappelés ci-dessous, en insistant sur les séquelles des travaux miniers: non seulement affaissements de la surface, mais aussi feux de mine, spécifiques des mines de charbon.

Guy Sanglerat, en tant que conseil du maître d'ouvrage, Francis Bardot et Pierre Duffaut, en tant qu'experts judiciaires, sont intervenus dans le cadre d'une procédure d'appel (les aspects judiciaires ne sont pas analysés ci-dessous; ils feront l'objet d'une autre communication).

## Rappel des faits

Des nombreux puits d'exploitation ouverts au cours des siècles sur la colline de Côte Chaude, les deux derniers, le puits Palluat et le puits des Rosiers, ont été régulièrement fermés en 1899, l'exploitation des couches profondes se poursuivant à partir de puits plus lointains. Le site reste occupé par des bureaux et ateliers divers, cependant qu'à l'est une cité d'habitation pour les mineurs est construite, rue de Chavassieux, vers 1950; elle comporte huit immeubles de deux à quatre niveaux dont l'implantation est indiquée sur la figure 7.

Après le départ des Houillères, l'aménagement de la ZAC a commencé par les voiries centrales, les rues des Houillères et Louise-Michel dès 1975; le boulevard Rhin et Danube, qui limite la ZAC à l'ouest, n'a été terminé qu'en 1981. Les lots viabilisés sont mis en vente avec la clause habituelle d'exonération de responsabilité de l'exploitant minier: le terrain est pris en l'état par l'acheteur, sans recours contre le vendeur en cas de vice du sol attribuable aux exploitations passées.



FIG. 1 Vue d'ensemble des bâtiments du Petit Clos sinistrés. Au premier plan fouille de pleine masse de l'opération « Vallée de l'Ondaine ».

Overview of « Petit Clos » damaged structures. Forefront, excavation of « Vallée de l'Ondaine » operation.



FIG. 2 Fissures caractéristiques de tassements différentiels.  
Typical cracks due to differential settlements.



FIG. 3 Désordres de structure à la jonction du bâtiment A et des garages.  
Structural dysfunctions between building A and its adjoining garages.

Deux parcelles sont vendues, le Petit Clos et Vallée de l'Ondaine. Sur la première (4 100 m<sup>2</sup>) une étude de sol est réalisée en 1975, basée sur trois sondages carottés de 10, 30 et 31 m, et deux douzaines d'essais au pénétromètre dynamique Sermes, limités à une profondeur de 3 m maximum par la présence du rocher.

Après un changement de propriétaire et de projet, trois immeubles cruciformes de quatre à sept niveaux sont construits, de 1979 à 1980, sur la parcelle du Petit Clos (cf. Fig. 7). Ils seront livrés successivement :

- C : en décembre 1979 ;
- B : en mai 1980 ;
- A : en septembre 1980.

La structure des bâtiments est constituée par des refends porteurs perpendiculaires aux façades. Dès mai 1980 le bâtiment C présente des fissures, attribuées tout d'abord à des retraites, puis à des chocs thermiques ou à des malfaçons ; elles vont s'aggraver et gagner les deux autres bâtiments ; en septembre 1981, sur les 59 appartements construits, 46 ont été occupés dont 7 ont dû déjà être évacués ; les fissures affectent non seulement les façades mais aussi les structures porteuses (cf. Fig. 2, 3 et 4), d'autant que les immeubles contigus s'inclinent l'un vers l'autre (cf. Fig. 5).

Afin de mieux connaître les caractéristiques des couches porteuses, le maître d'ouvrage fait exécuter par Bachy deux sondages carottés profonds (63 m), qui mettent en évidence des vides et des décompressions que les premiers sondages n'avaient pas décelés.



FIG. 4 Désordres dans les soubassements.  
Damages in the basements.

Sur l'autre parcelle vendue, le même entrepreneur de maçonnerie qui avait construit le Petit Clos allait commencer, au début de 1981, la construction de 121 logements pour la SA d'HLM « Vallée de l'Ondaine ». Il s'inquiète des désordres survenus au Petit Clos et appelle en consultation en avril 1981 Guy Sanglerat qui impute formellement la fissuration des immeubles à des tassements différentiels (ce qui n'était alors qu'une des hypothèses émises en janvier par certains experts). Le rapport Bachy du 4 juin 1981 attribue les désordres du Petit Clos à des vides d'origine minière et émet pour la première fois l'hypothèse de feux souterrains (cf. Fig. 15).

Comme les premiers terrassements sur la parcelle Vallée de l'Ondaine ont déclenché des fumerolles, de nouveaux sondages sont entrepris, où sont mesurées des températures très élevées, jusqu'à 240 °C ! (cf. Fig. 8). Le projet de cette nouvelle construction est alors abandonné.

Il est à noter qu'une température dépassant 280 °C a été enregistrée dans un sondage effectué sur le terrain du Petit Clos.

Nous disons qu'au droit du terrain du Petit Clos, la température à 60 m de profondeur a dépassé 280 °C, car le thermomètre a fondu à cette température, on ignore donc la température maximale réelle atteinte à ce niveau.

Au Petit Clos, des mesures sont enfin entreprises : contrôle des pentes des planchers et des faux aplombs des murs, nivellement au large des immeubles (voir § 4). Diverses réparations sont envisagées, notamment pour désolidariser les immeubles A et B (cf. Fig. 5 et 6),

et un programme de remplissage des vides sous-jacents par injection au coulis de ciment est mis en œuvre par Bachy à l'automne sur recommandation d'un rapport du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (14 septembre 1981).

Les Houillères procèdent à des embouages (voir § 5.1) en 1980-1981 sur leurs terrains et en 1981 sur celui du Petit Clos.

A la même époque les terrassements du boulevard Rhin et Danube ont aussi déclenché ou aggravé des fumerolles. De nouvelles campagnes d'embouage des HBCM<sup>(1)</sup> ont tenté de les réduire en avril 1982 et avril-mai 1983 (une zone *non aedificandi* avait été réservée dès 1974 en raison de ces manifestations, sur une largeur de 50 m le long du boulevard).

Ces travaux d'embouage devaient, en principe, d'une part consolider le terrain des HBCM servant d'assise à la route principale prévue pour desservir la ZAC, et d'autre part abaisser les très hautes températures résultant de la combustion des couches profondes de charbon et des échauffements consécutifs observés dans les volumes voisins.

Ces embouages étaient réalisés par forages de trous verticaux dans lesquels était injectée une boue extrêmement liquide avec cendres volantes. L'eau injectée suivait donc, tout naturellement, la pente descendante vers l'est de la « troisième Beaubrun » (cf. § 3.1). Or, il a

<sup>(1)</sup> Houillères des Bassins du Centre Midi, branche régionale de Charbonnages de France, dont font partie les Houillères de la Loire.



été constaté (cf. § 4.2 et Fig. 9) une aggravation brutale des tassements concomitante des embouages, notamment ceux de mai-juin 1983.

On peut donc admettre que ce faisant, *cette eau, en très grande quantité, avait une quadruple action néfaste* :

- entraînement des fines, ce qui déséquilibre les blocs encastrés dans ces éléments;
- ramollissement et désagrégation du toit des « chambres » (cf. § 3.3 et Fig. 14) susceptibles d'entraîner leur effondrement;
- chocs thermiques dans les piliers de charbon et scories réduisant leur force portante (*jeter de l'eau froide sur un rocher préalablement réchauffé constituait autrefois une méthode d'abattage*);
- désagrégation des piliers de charbon ayant été transformés préalablement en scories.

Ces quantités d'eau ont donc pu déplacer vers l'aval des matériaux, ce qui a entraîné de nouveaux effondrements miniers à grande profondeur.

Les paragraphes suivants décrivent d'abord les terrains avec les « vieux travaux » miniers, puis les affaissements observés et leur interprétation, enfin les feux de mine, principale originalité de cette affaire.

FIG. 5 **Jonction des bâtiments A et B fortement déformée.**  
Severely distorted joints between structures A and B.



FIG. 6 **Après la démolition de la jonction des bâtiments A et B.**  
Buildings A and B after the removal of their junction.

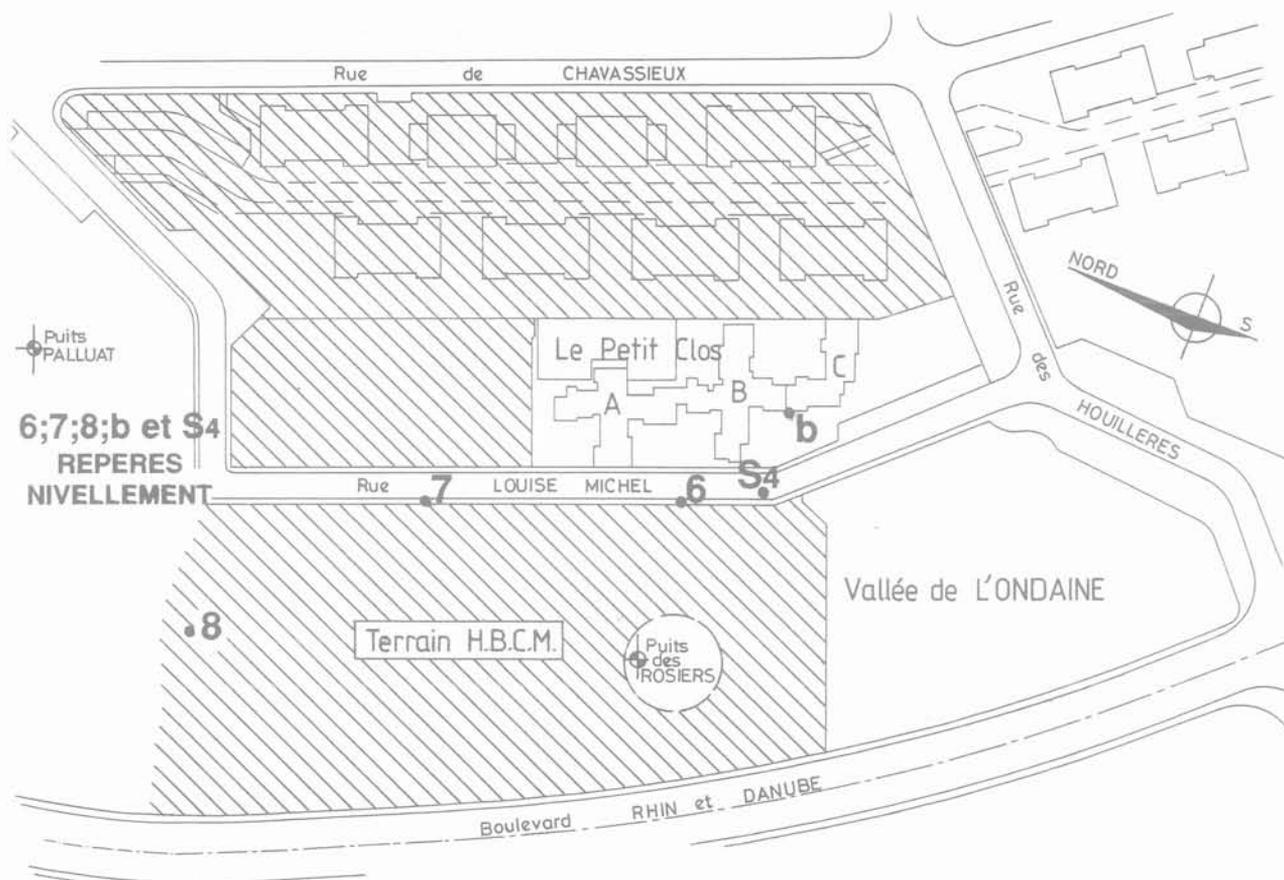


FIG. 7 Plan d'ensemble du site.  
General view of the site.

3

## Aperçu de la structure géologique couches de charbon et vieux travaux

3.1

### Généralités

Les terrains qui forment le substratum de la ville de Saint-Étienne appartiennent à l'étage Stéphanien. Ils comportent des alternances de grès et de schistes, avec de nombreuses couches de charbon. La description en a été donnée par Grüner, qui fut directeur de l'École des mines (une carte a été dessinée en 1857 et un atlas de 24 planches en 1882). Les couches de charbon ont été groupées en « faisceaux » et numérotées à partir de la surface ; c'est le faisceau des « couches Beaubrun » (cf. Fig. 8 et 14) qui était exploité sous la colline de Côte Chaude.

A la différence des bassins houillers étendus, où des couches régulières peuvent se suivre sur des dizaines de kilomètres ou davantage, le bassin de Saint-Étienne présente de nombreuses irrégularités, dûment signalées par les auteurs :

- le schiste passe à la houille, réciproquement les couches de charbon contiennent des îlots stériles appelés « coufflées » ;
- la puissance<sup>(2)</sup> varie de quelques centimètres à 10 ou 15 mètres ;

<sup>(2)</sup> Puissance = épaisseur.

- les couches puissantes se subdivisent, ce qui rend leur numérotation imprécise ;
- la pente des épontes<sup>(3)</sup> est extrêmement changeante.

Cette complexité stratigraphique, faite de passages latéraux, de variations d'épaisseur et de pendage, et même de bifurcations, est fréquente dans les bassins houillers du Massif central, où elle témoigne d'une sédimentation deltaïque très irrégulière dans des lacs peu étendus ; mais elle ne facilite pas l'exploitation. En effet, les méthodes doivent s'adapter aux épaisseurs et aux pendages, et le défilage contourne les îlots stériles. Et cette complexité rend difficile aussi l'interprétation des plans de vieux travaux, où même l'attribution à telle ou telle couche dûment numérotée peut être remise en question.

3.2

### Les anciennes méthodes d'exploitation

Commencée à ciel ouvert là où affleurerait le charbon, l'exploitation s'est poursuivie en souterrain, bien avant la mise au point des méthodes modernes. Le meilleur rendement était obtenu « par éboulement, le piqueur profitant du gît, ou clivage, pour obtenir de grosses tombées » (Leseure, 1901). Outre le risque couru par le mineur, cette méthode, poursuivie encore au début du XIX<sup>e</sup> siècle bien qu'interdite par l'administration, provoquait en surface des « crevasses immenses et des affais-

<sup>(3)</sup> Les épontes sont des couches de terrains stériles encadrant le charbon.

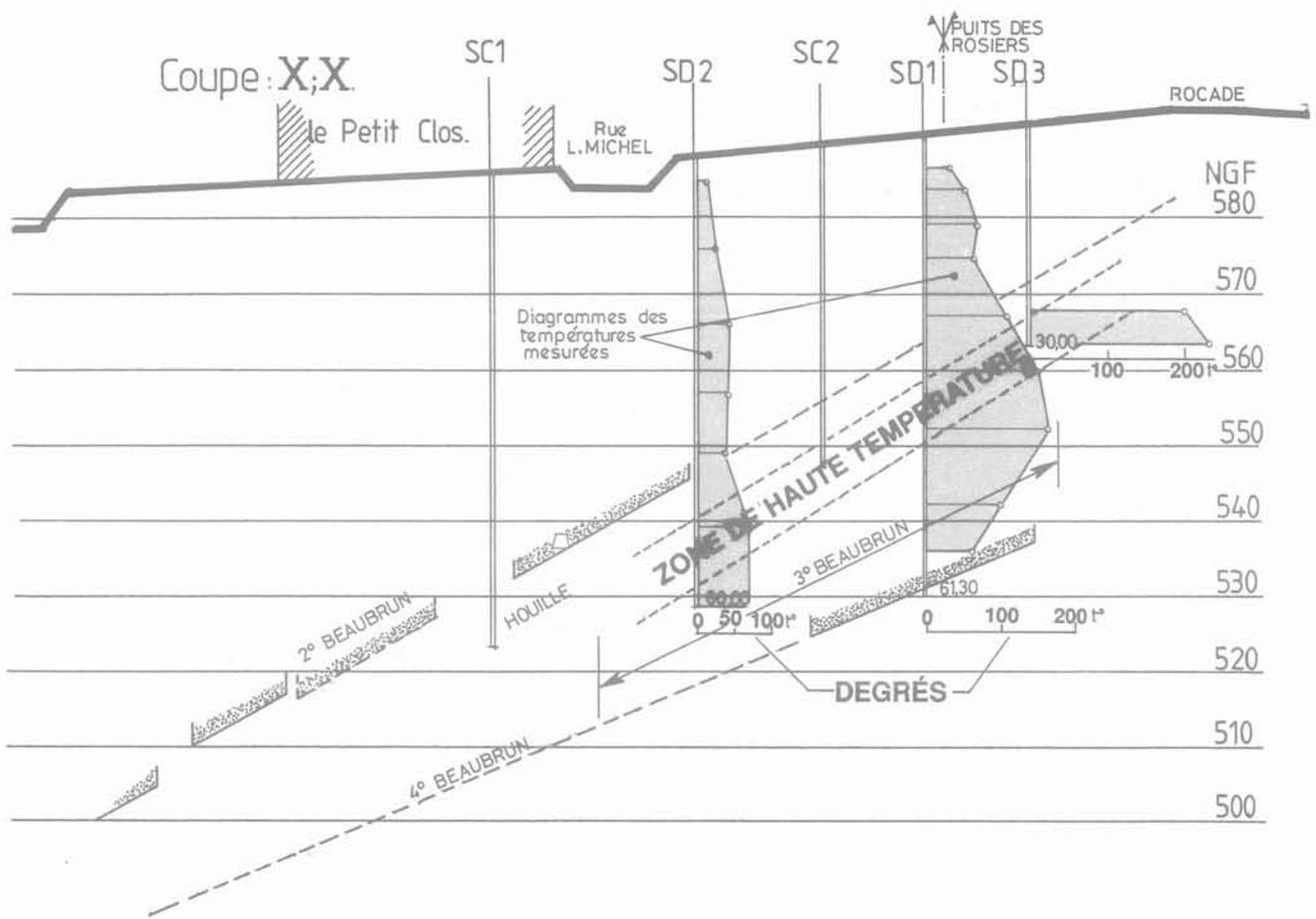


FIG. 8 Coupe de la colline de Côte Chaude, couches de charbon et hautes températures (parcelle Vallée de l'Ondaine).  
Section of Côte Chaude Hill, coal layers and high temperatures.

sements énormes» (Simonin, 1867), et laissait en place au moins un quart du charbon et, même, la moitié dans les couches les plus épaisses. Les crevasses favorisaient l'inondation des chantiers par les eaux superficielles et le charbon en partie foisonné était sujet aux feux de mine.

Ensuite est venue une méthode dite par «chambres et piliers» (cf. Fig. 14), avec reprise partielle des piliers et foudroyage. Le foudroyage moderne, associé à l'exploitation par tailles n'a été introduit qu'en 1937.

Un cours de Vidal (1961) confirme que toutes ces méthodes laissent dans le terrain des vides propices aux feux de mine, «vides (qui) peuvent se maintenir pendant des siècles (mais dont) l'éboulement se produira un jour, inopinément» (voir d'autres citations dans le paragraphe 5 sur les feux).

### 3.3

## Les « vieux travaux » à Côte Chaude

On entend par «vieux travaux» les traces d'exploitations anciennes dont ni la localisation ni les méthodes employées ne sont bien connues; ce sont des cicatrices indélébiles, souvent gênantes pour les travaux à venir, mais aussi de précieux témoins de méthodes disparues. C'est ici le premier aspect qui domine. Ainsi à Côte Chaude, les couches 2 et 3 ont été exploitées il y a plus de 150 ans.

L'ensemble des plans anciens est conservé par les Houillères (pour le compte de l'administration de tutelle), mais ces plans sont difficiles à lire et à raccorder les uns aux autres. L'établissement de coupes verticales à partir des coupes des puits et des plans successifs des exploitations minières a été effectué en 1988 (cf. Fig. 8 et 12).

La complexité stratigraphique rend ce travail difficile et parfois incertain; si le pendage, qui va jouer un grand rôle dans la recherche du vide générateur de l'affaissement, n'est pas discuté, la présence et la position exacte d'une ou deux failles sont moins assurées et il subsiste une ambiguïté entre les deuxième et troisième Beaubrun sous le terrain du litige. La figure 14 mentionne à faible profondeur la galerie Rambaud, qui a été fermée après une visite contradictoire, en juin 1981, au cours de la première expertise judiciaire.

### 4

## Les affaissements

### 4.1

### Généralités

Toute exploitation minière étendue se traduit par un affaissement généralisé de la surface. L'affaissement

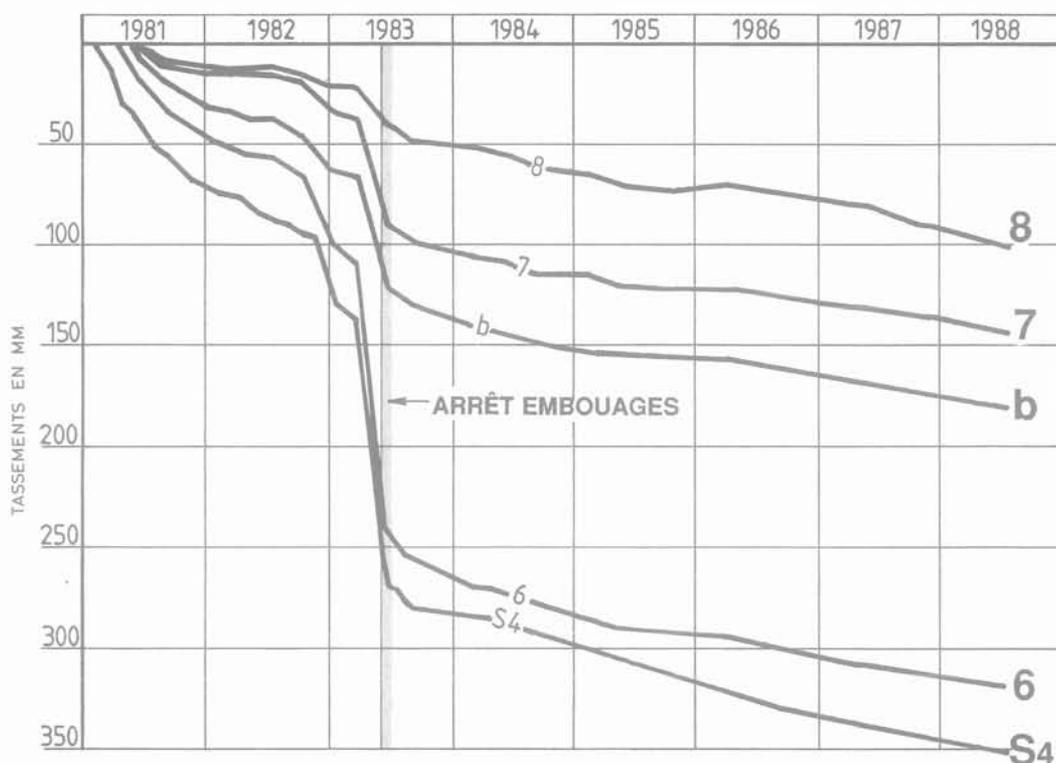


FIG. 9 Tassements mesurés entre 1981 et 1988 pour les points 6, 7, 8 b et S<sub>4</sub>.  
Settlements on site between 1981 and 1988.

peut suivre immédiatement le tir si la couche exploitée est peu profonde (par exemple les carrières de gypse sous la forêt de Montmorency) ou plus souvent ne se répercuter à la surface qu'après un certain délai. Pour éviter ou réduire les affaissements en surface, il faut limiter l'exploitation et abandonner des piliers conséquents, appelés « stots de protection » (on protège ainsi les villages, les cours d'eau, les voies de communication).

Des affaissements brutaux, susceptibles de produire des effets destructeurs analogues à ceux des séismes, affectent les exploitations par « chambres et piliers », lorsqu'un grand nombre de ceux-ci s'écrasent simultanément. Ces affaissements, dits « effondrements spontanés » et bien décrits en Lorraine, ont été observés aussi au-dessus de carrières, y compris en région parisienne.

Ainsi, un groupe d'habitations a été détruit à Clamart en 1961. Une liste a été publiée par Josien en 1995. Moins brutal, l'affaissement tardif du « stot » de Crusnes en 1977 a néanmoins fissuré les maisons qu'il aurait dû protéger (mines de fer de Lorraine).

#### 4.2

### Nivellements (cf. Fig. 9)

Lorsque le basculement l'un vers l'autre des immeubles du Petit Clos a été constaté, les premières mesures ont porté sur les faux aplombs des murs et l'inclinaison des planchers ; dès janvier 1981, le pignon est du bâtiment B montrait un faux aplomb de 5 cm sur

2,2 m et le nivellement des planchers des différences de 20 cm sur les 30 m du bâtiment A, de 30 cm en sens inverse sur l'ensemble des deux autres (40 m environ).

Ces mesures mettent en évidence un affaissement minimal au centre de 30 cm auquel il faut ajouter l'affaissement inconnu aux extrémités et qu'il faudra ajouter aux mesures ultérieures.

Les Houillères ont un réseau de nivellement qui couvre le quartier ; elles ont communiqué les courbes de la figure 9, à partir d'avril 1981 pour le point 6, le plus proche des bâtiments en cause, puis à partir de fin mai pour d'autres points dont les points 7, 8, et b ; les points 6 et 7 étant sur le trottoir de l'avenue Louise-Michel et le point b sur le bâtiment C à la jonction du bâtiment B. Depuis janvier 1981, de son côté, le maître d'ouvrage du Petit Clos avait fait niveler nombre d'autres points. L'ensemble de ces mesures a permis de tracer des courbes d'égal affaissement (cf. Fig. 10 et 11).

L'examen des courbes des tassements en fonction du temps de la figure 9 montre quatre phases successives :

- ralentissement* pendant 15 mois, pour un total de 89, 60, 40, 15 et 10 mm respectivement aux points S<sub>4</sub>, 6, b, 7 et 8 ; ce ralentissement pouvant être imputable aux injections Bachy ;
- reprise nette* puis faible ralentissement, sur 8 mois (pour atteindre respectivement 132, 115, 70, 40 et 22 mm, dans le même ordre) ;
- reprise très forte* (sans précédent mesuré) en avril-mai 1983, pour atteindre respectivement 262, 243, 120, 90 et 50 mm.

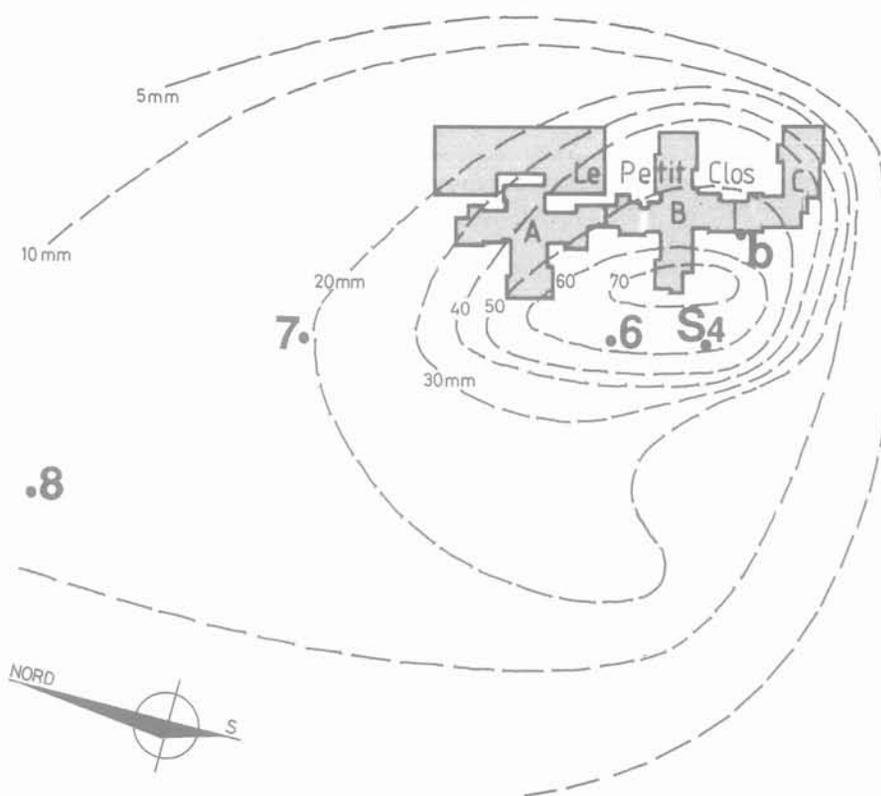


FIG. 10 Courbes d'iso-tassements entre avril 1981 et octobre 1988.  
Iso-settlements curves between April 1981 and October 1988.

L'accélération des tassements de surface entre décembre 1982 et mai 1983 a été provoquée par les embouages réalisés par les HBCM sur leur terrain. L'expert du TGI de Saint-Étienne, Georges Filliat, a donc eu tout à fait raison de mettre en demeure, le 14 mai 1983, les HBCM de suspendre ces travaux d'embouage qui, loin d'améliorer la stabilité du site, ont, au contraire, contribué à aggraver les affaissements miniers et, par conséquent, les tassements différentiels en surface.

d) *poursuite de l'affaissement*, ralenti au début, puis à vitesse constante sur les 5 années de mesures, avec cette fois un certain parallélisme de tous les points (après deux ans d'interruption les points de mesure se sont alignés en prolongement des courbes précédentes).

Pour les cinq points de nivellement représentés sur la figure 9 l'affaissement total mesuré est donc 350, 320, 180, 145 et 100 mm, à ajouter à ce qui s'est passé avant le début des mesures, qui est vraisemblablement du même ordre ou peut-être même supérieur; et comme la pente des courbes ne montre pas d'atténuation, le tassement tardif qui règne uniformément sur une zone étendue est susceptible de se poursuivre à l'échelle décennale, pouvant donc ajouter encore 100 ou 200 mm supplémentaires avant de se stabiliser.

Ainsi l'affaissement total maximal est-il de l'ordre du mètre, ou même davantage, ce qui correspond bien à la fermeture en profondeur de vides étendus de plus d'un mètre de hauteur restés ouverts en fin d'exploitation du charbon.

#### 4.3

### Interprétation (cf. Fig. 10 et 11)

Sitôt les affaissements localisés, une tentative de sauvetage par injections a été entreprise à l'automne 1981, mais à la suite des aggravations constatées un an plus tard, l'ordre de grandeur du traitement nécessaire est apparu considérable et a été considéré comme trop coûteux.

C'est alors que, dans le cadre d'une procédure d'appel, il a été recherché si le vide générateur était entièrement situé sous la parcelle du Petit Clos, ou bien s'étendait sous les parcelles contiguës restées propriété des Houillères. Il est possible en effet d'utiliser les schémas bien connus des affaissements miniers pour retrouver le vide générateur à partir de la cuvette des tassements en surface.

La cuvette dessinée sur la figure 10, comme celle de la figure 11, est allongée (en gros, suivant la rue Louise-Michel) et ses flancs sont nettement dissymétriques, celui sous les bâtiments du Petit Clos étant en pente plus douce que celui sous l'autre côté de la rue. Cette dissymétrie se justifie par le pendage général des couches de terrains, tant charbon que stériles.

Et c'est justement à cause de ce même pendage que la propagation des affaissements est déviée de la verticale pour se faire à peu près suivant une direction intermédiaire entre la verticale et la perpendiculaire aux couches, soit ici à 12 degrés environ sur la verticale (cf. Fig. 12).

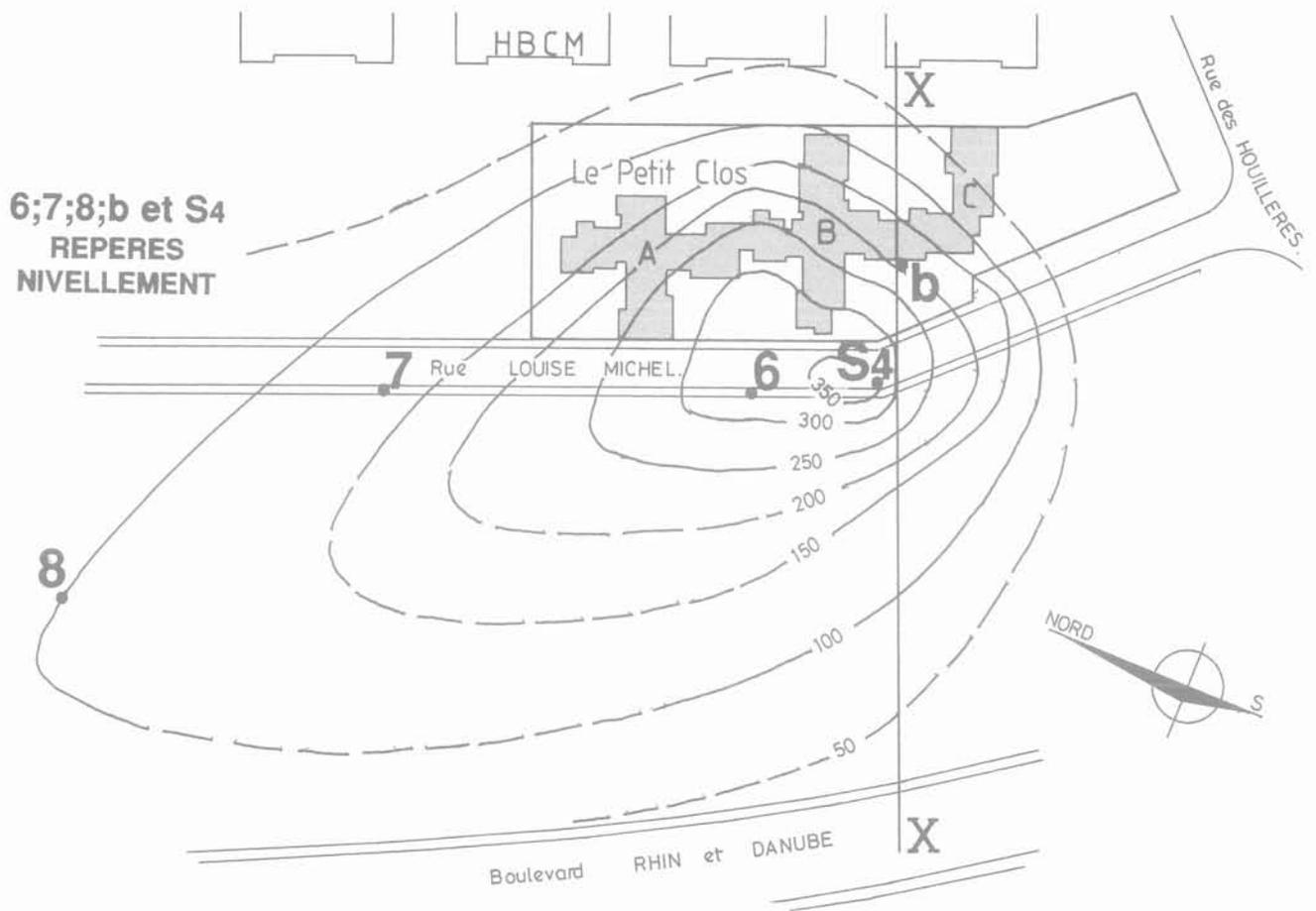


FIG. 11 Courbes d'iso-tassements entre janvier (ou avril) 1981 et juillet 1988.  
Iso-settlement curves between January 1981 and July 1988.

La comparaison des figures 10 et 11 montre la forte aggravation des tassements de surface entre octobre 1982 et juillet 1988.

Comme le centre de la cuvette est déjà en limite de propriété, cette déviation conduit à placer le vide générateur en grande partie, et très vraisemblablement en totalité, en dehors de la parcelle du Petit Clos.

La proportion dépend en effet de la profondeur du vide, donc de la couche de charbon où il se trouve. Cette conclusion a toutefois été combattue par certains du fait qu'il existe sous le Petit Clos une ou deux failles susceptibles d'avoir modifié le schéma classique des cuvettes d'affaissements miniers.

#### 4.4

### Sensibilité des constructions aux tassements

Suivant leur taille, leur élancement, leur forme en plan et leurs matériaux constitutifs, les bâtiments sont plus ou moins sensibles aux tassements différentiels donc aux affaissements miniers. La cité HLM des HBCM voisine, rue de Chavassieux (cf. Fig. 7), est formée d'immeubles ramassés, relativement peu sensibles aux déformations. On ne sait s'ils ont ou non subi des affaissements mais il y a lieu de remarquer que leur implantation est séparée de celle de la zone d'exploita-

tion par « chambres et piliers » par la faille dite de Sainte-Marie (cf. Fig. 14). Il a été reproché, à juste titre, aux immeubles du Petit Clos d'avoir des formes peu compatibles avec des affaissements même modérés, et notamment de ne pas avoir comporté entre eux d'espace. Toutefois, aucune restriction de ce type ne pesait sur la ZAC.

Dans les zones d'exploitation, il n'est pas impossible de construire et, d'ailleurs, les services spécialisés de Charbonnages de France relèvent des immeubles, pourvu qu'ils soient suffisamment monolithiques ou très bien chaînés. Ce n'est d'ailleurs pas la descente des bâtiments qui constitue le phénomène le plus dangereux, lorsqu'elle est lente et uniforme, mais bien l'inclinaison et surtout les déformations horizontales du sol d'assise : sur le bord de la cuvette le terrain est en extension, par contre au cœur de la cuvette il peut être en compression. Non seulement les bâtiments du Petit Clos ont été inclinés, les uns vers les autres, mais leurs fondations ont subi une extension.

L'AFTES<sup>(4)</sup> a publié en 1995 des recommandations sur les tassements au-dessus des chantiers de tunnels, qui donnent un classement des désordres en fonction de l'ouverture  $e$  (en mm) des fissures, d'après un consensus international :

<sup>(4)</sup> Association française des travaux en souterrain.

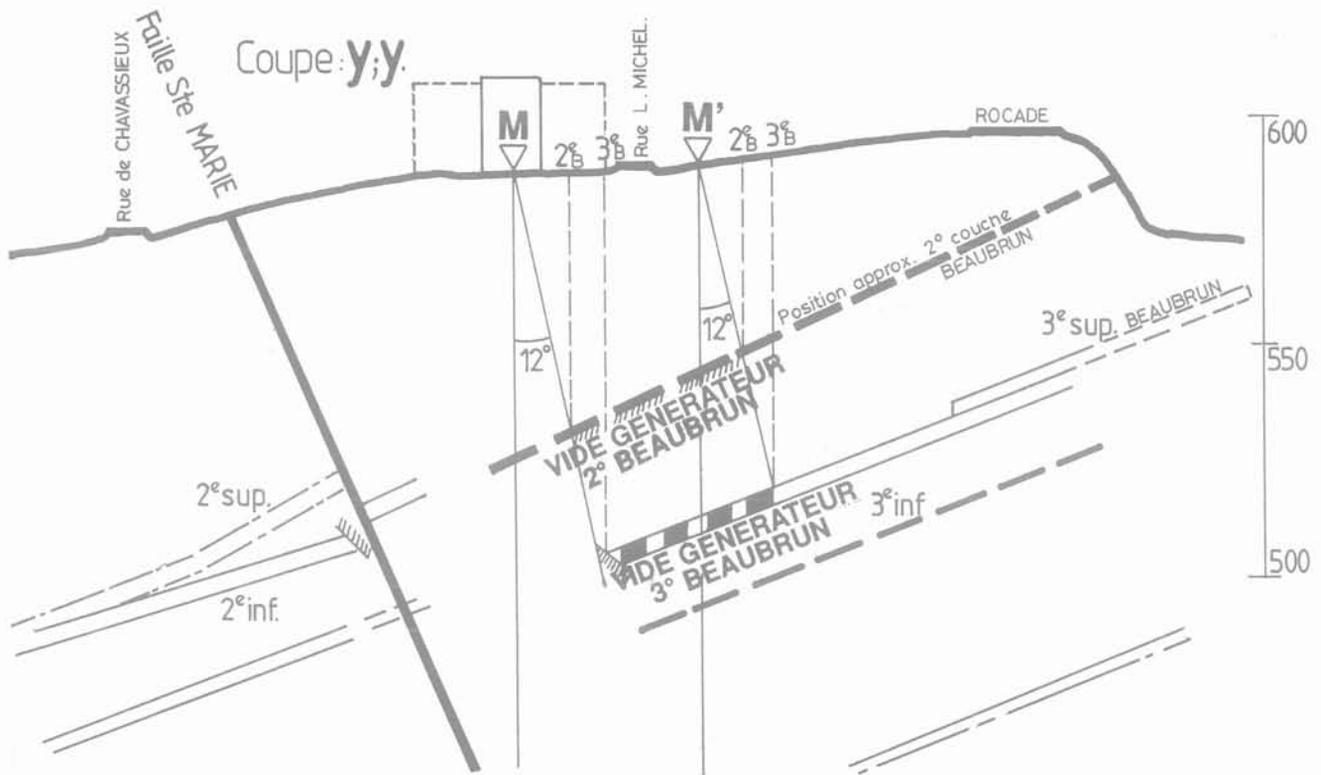


FIG. 12 Construction en coupe des vides générateurs à partir de la cuvette superficielle.  
Construction of generating voids (section).

		<i>désordres</i>
classe 1 :	$e < 1$	esthétiques
classe 2 :	$e < 5$	esthétiques à traiter
classe 3 :	$5 < e < 15$	fonctionnels
classe 4 :	$15 < e < 25$	structuraux
classe 5 :	$e > 25$	structuraux très graves

Les fissures des bâtiments du Petit Clos entrent dans cette dernière classe; il n'est donc pas surprenant qu'ils aient dû être démolis.

## 5

### Feux de stériles et feux de mine

#### 5.1

#### Feux de stériles

Dans tous les pays charbonniers, les stériles déposés en remblais ou en terrils s'oxydent et s'échauffent, c'est banal; sur ces terrains la neige fond plus vite qu'au voisinage, et la végétation témoigne d'une température au-dessus de la moyenne (parfois on y fait deux récoltes par an); à l'intérieur ces remblais prennent par oxydation une couleur brique. C'est que les prétendus stériles ne le sont pas et que, loin d'être nulle, leur teneur en charbon permet une combustion qui peut aller jusqu'à la cuisson. Désormais devenu stable, le matériau obtenu est apprécié pour divers usages, notamment les chaussées routières.

En Allemagne, en Belgique et aussi en France, certains terrils ont même été entièrement repris par des entre-

prises spécialisées pour extraire et brûler dans les centrales thermiques le charbon encore contenu (jusqu'à 12 ou 14%). Ce qui n'est pas réutilisable est remis en dépôt et végétalisé (terril du Quesnoy près de Mons, Belgique).

La combustion de « stériles » est un phénomène banal dans la région stéphanoise, et des fumerolles sont attestées en maints endroits sur une carte de 1969 destinée à l'aménagement du territoire.

Lorsque les températures et les gaz de combustion sont jugés nuisibles, les terrils sont traités par embouage, c'est-à-dire injection d'un mélange d'eau et de cendres de centrale thermique. Un tel traitement a été appliqué (voir ci-dessus) à la zone du boulevard Rhin et Danube, en liaison avec la Ville, et avec l'autorisation de la DEE.

#### 5.2

#### Feux de mine à Côte Chaude

Quant aux feux de mine, ils affectent aussi bien le charbon des couches en cours d'exploitation, que celui des « vieux travaux ». C'est bien de tels feux qu'il s'agit dès lors que des sondages ont confirmé en 1981 des hautes températures en profondeur, 240°C à 35-45 m; les trois sondages de la Vallée de l'Ondaine (Fig. 8) placent les points chauds suivant le pendage de la deuxième couche Beaubrun; au Petit Clos on a mesuré de 100°C à 280°C mais toujours sur la même couche, il ne s'agit donc pas de stériles.

Pour le Laboratoire central des ponts et chaussées en septembre 1981, « l'existence de feux de mine anciens ne fait pas de doute ».

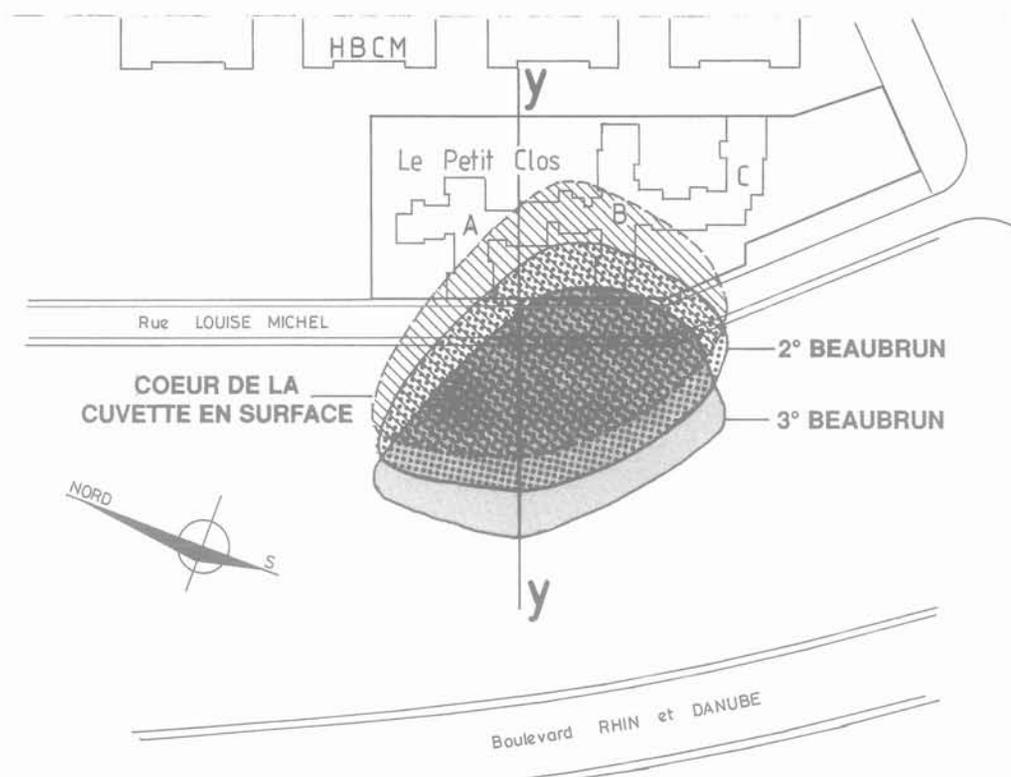


FIG. 13 Localisation des vides générateurs en plan.  
Localization of generating voids (plan view).

L'origine en est incertaine, mais parmi les hypothèses, il y a la remontée de la nappe après fermeture des exploitations profondes, qui a pu brasser l'air. Sous le site, la nappe est vers la cote 518 (grâce au pompage dans le puits Couriot), soit à 70 m de profondeur, donc plus bas que les sondages et les feux. Les Houillères ont d'abord nié le feu car les fumerolles ne contenaient guère d'oxyde de carbone, mais il a été finalement confirmé par le CERCHAR (Centre d'études et de recherches des Charbonnages de France).

Une reconnaissance locale en 1988 (par la Compagnie de prospection géophysique française) a mis en évidence des anomalies chaudes (+ 4°C) le long de la rue Louise-Michel et sur une ligne perpendiculaire passant entre les bâtiments A et B, situant le pic de chaleur aux environs du centre de la cuvette d'affaissement.

Une thermographie régionale effectuée par l'Institut géographique national fait ressortir l'affleurement de la deuxième Beaubrun le long du boulevard Rhin et Danube.

### 5.3

## Les connaissances sur les feux de mine

Les publications sur les feux de mine sont rares, au point que l'entrée n'existe pas à la bibliothèque de l'École des mines de Paris; il faut chercher «Aérage», parce que les feux de mine troublent les circuits d'aérage (Froger *et al.*, 1975). Un souci permanent de ces documents est la sécurité des mineurs menacés

d'asphyxie, de brûlures et d'explosion au contact du grisou.

Un document de synthèse a été établi en 1987 (Vielledent), *Mémoire sur les feux et incendies dans les exploitations souterraines*. On peut noter que la lutte contre les feux n'est envisagée que dans le cadre de l'exploitation; il n'y aurait pas de cas en France concernant des tiers; et il n'est fait aucune allusion à Saint-Étienne.

Hors des mines, les travaux souterrains affectant des terrains combustibles peuvent aussi allumer des feux; ainsi une couche de lignite s'est-elle enflammée à Neuilly lors du creusement du RER (Réseau Express Régional) (outre les émanations dans les caves, un immeuble aurait souffert de tassements).

Un rapport du Bureau of Mines des États-Unis (1983) étudie de façon détaillée le cas de la mine de Centralia, dans une région (la Pennsylvanie) où les feux sont nombreux et difficiles à maîtriser: le feu décrit a débuté en 1962 dans un dépôt de stériles au contact de l'affleurement de la couche; il a progressé le long de la couche, de 150 m en 11 mois (soit 50 cm par jour en moyenne) jusque sous la petite ville où divers bâtiments ont dû être évacués à cause des gaz toxiques ou d'une chaleur excessive; après vingt ans de lutte (et une dépense de plus de 20 MF) le feu n'a pu être stoppé; on envisage l'extraction complète de la couche synclinale (pour 500 MF).

Les ouvrages anciens sur les mines de charbon, et notamment sur la région stéphanoise sont prolixes: divers ouvrages historiques (de Bournon, 1784; Simo-

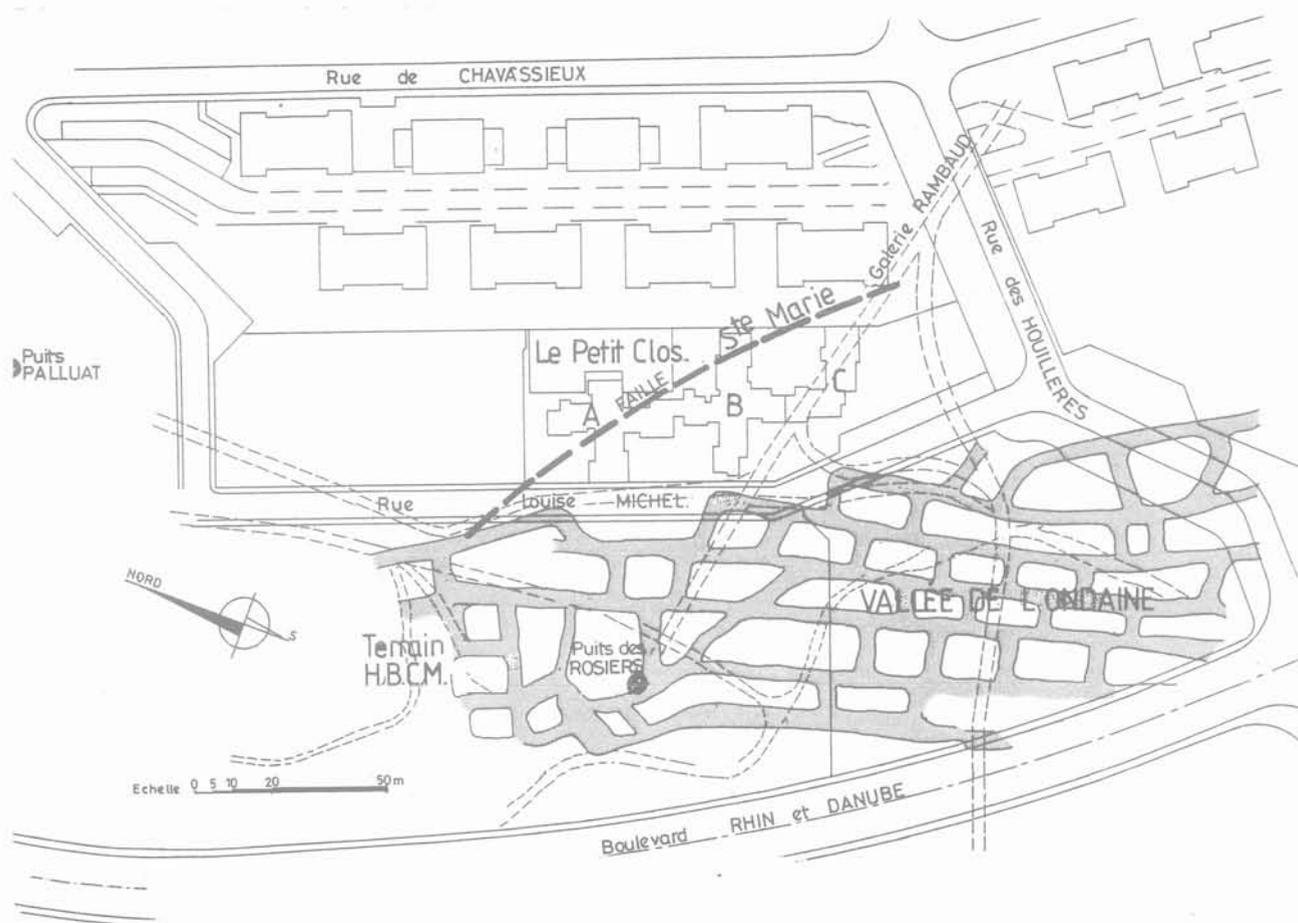


FIG. 14 Zone d'exploitation de la couche troisième Beaubrun par « chambres et piliers ». Exploitation of third Beaubrun layer using « room and pillar ».

nin, 1867 et Leseure, 1901) établissent à la fois le caractère banal des feux de mine dans le bassin stéphanois et leur grande ancienneté :

– dès 1605 « Saint-Étienne est empestée de l'importune et sale fumée des trois montagnes incessamment brûlantes, flamboyantes et embrasées, la Mina, la Valla, la Bouta » ;

– de même, à la Ricamarie (en 1784) « la mine brûle depuis plus de 300 ans » ;

– et en 1765 « la plus grande partie du territoire (...) est menacée de ruine, comme il appert par deux montagnes qui brûlent depuis plusieurs années ».

Simonin déclare que les feux se produisent spontanément, en raison de la *décomposition* ou *fermentation* du charbon, « surtout s'il est sous forme de menus morceaux » ; et il incrimine particulièrement « les vieux travaux, ces vides irréguliers existant dans presque toutes les mines. Ce sont les plus mauvais voisins d'une houillère ; ils sont le théâtre d'incendies souterrains ».

Depuis la fermeture des mines les feux se sont plusieurs fois rappelés aux Stéphanois : ainsi la construction du marché de gros en 1971 a allumé un feu qui a été maîtrisé par embouage ; et tout récemment, lors de l'aménagement du puits Couriot en musée de la mine en 1988, une couche « Beaubrun » horizontale à 10 m sous le « carreau » a pris feu à l'occasion d'un modeste terrassement en surface. Les documents établis pour les besoins de l'urbanisme (cartes synthétiques des exploitations passées, en 1969, mises à jour en 1981, par

Épures, puis un atlas de 1986-1987), mentionnent notamment les fumerolles ainsi que les couches de charbon à moins de 50 m de profondeur.

Revenons aux souches modernes déjà citées, tant françaises qu'américaines (toutes postérieures aux faits cités ici), elles s'accordent sur les points suivants :

a) La combustion spontanée fait suite à l'adsorption d'oxygène et parfois de vapeur d'eau, qui est exothermique. Si l'apport d'air ne suffit pas à évacuer la chaleur produite, la température s'élève petit à petit ; à partir de 75 °C à 80 °C le phénomène devient irréversible, l'oxydation puis la pyrolyse sont toujours exothermiques, la température s'élève de plus en plus vite et, au-delà de 850 °C, il y a combustion franche. La phase d'échauffement peut durer des semaines ou des mois, mais l'accélération finale ne dure que quelques jours ou quelques heures.

La largeur critique d'un massif sujet à feu est comprise entre 5 et 25 m ; au-dessous la circulation d'air limite l'échauffement, au-dessus elle est insuffisante pour alimenter l'oxydation. Le feu progresse en remontant le courant d'air.

b) Certains charbons sont plus susceptibles que d'autres (sans que les facteurs en soient clairement identifiés : porosité, fragmentation, teneur en pyrite) : certaines couches susceptibles sont rapidement repérées (à Saint-Étienne les couches « Beaubrun » sont appelées les « brûlantes ») ; diverses conditions locales sont énumérées en sus, par exemple le voisinage d'une

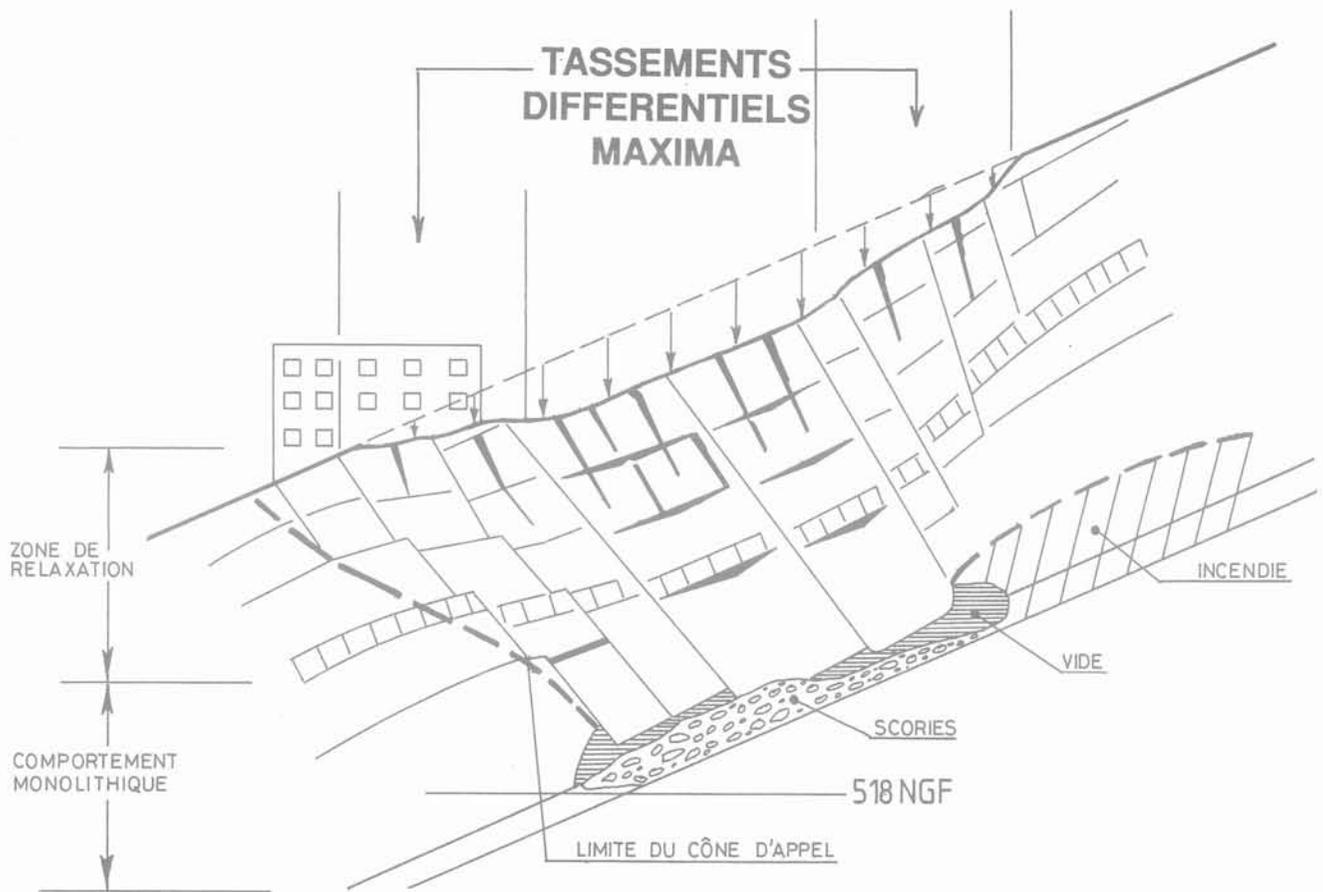


FIG. 15 Coupe interprétative Bachy du 4 juin 1981.  
Interpretative Bachy section in 1981.

faillie, ou des conséquences de l'exploitation, par exemple le foudroyage ou simplement un pilier écrasé.

c) La conductivité thermique des terrains étant faible, la chaleur dégagée ne se propage pas loin, mais la durée de refroidissement est très grande, quelques années pour un petit feu, un siècle ou davantage pour un plus grand.

d) La propagation de la chaleur s'accompagne de dilatation ou de contraintes, susceptibles de provoquer des ruptures.

Le cas des « vieux travaux » n'est traité explicitement qu'aux États-Unis : les feux dans les anciennes mines y sont fréquents, ils menacent la surface d'émanations toxiques, d'affaissements et de températures excessives ; en particulier des feux inaccessibles se développent dans les zones foudroyées, qui se rallument très souvent, même après des années.

#### 5.4

### La lutte contre les feux

Dans les mines en exploitation le premier souci est d'isoler le quartier en feu et de boucher toute entrée d'air ; en effet l'eau n'est pas un remède suffisant, elle est même susceptible d'accélérer la réaction. Et selon le *Bureau of Mines*, l'embouage en mine n'est efficace qu'à 50 %, moins encore dans les couches inclinées. La loi de refroidissement en fonction du temps montre que les hautes températures subsistent très longtemps

malgré l'embouage ; or dès 75 °C un feu peut se rallumer spontanément à tout instant. Il n'est donc pas étonnant que les diverses tentatives d'embouage réalisées par les HBCM en 1981-1982 et 1983 n'aient pas donné à Côte Chaude les résultats escomptés.

#### 6

### Conclusions

La cause du sinistre du Petit Clos à Saint-Étienne est un affaissement de la surface du sol, imputable à la fermeture tardive de vides résiduels hérités d'exploitations minières anciennes (plus d'un siècle, peut-être deux). L'affaissement s'est manifesté pendant la construction des trois bâtiments sinistrés, avec des périodes de calme et d'accélération et s'est poursuivi pendant dix ans au moins.

A notre avis, il est exclu que les travaux de construction aient déclenché l'affaissement, qui est d'ailleurs sensiblement plus étendu que l'emprise des bâtiments (cf. Fig. 10 et 11).

Les affaissements miniers au-dessus des exploitations en cours en sont des conséquences bien connues et en général maîtrisées ; pour être plus rares, les affaissements tardifs ne sont pas inconnus, ils affectent plutôt des « stots » supposés stables à long terme ; mais l'influence des feux est hélas beaucoup moins connue ; il y a très peu de documentation sur les feux (comme sur les conséquences dommageables rares de beau-

coup d'industries); le grand public et même les autorités locales de la Ville et de l'Équipement les ignorent; et la DRIRE<sup>(5)</sup>, qui les connaît, n'est pas consultée sur le projet de ZAC.

On ignore comment le feu a influencé l'affaissement, mais la présence d'un feu est établie. Ce feu est une suite tardive de l'exploitation mais son implantation exacte est incertaine; il est à l'échelle de la ZAC plutôt que de la parcelle, à l'échelle du siècle plutôt que de l'année ou de la décennie; il pourrait être lié à la galerie Rambaud; il ne pouvait guère être ignoré des Houillères, et il paraît extraordinaire qu'aucune autorité stéphanoise ne se soit préoccupée de cette éventualité.

L'affaissement de surface est partagé entre le sous-sol du Petit Clos et celui de son voisin, les HBCM le feu aussi. La clause d'exonération paraît évidemment léonine tant que l'acheteur n'a pas de compétence en exploitation minière. En première instance le demandeur a été débouté en raison de cette clause, et le jugement a été confirmé en appel, bien que le vide générateur de l'affaissement soit pour l'essentiel chez le voisin (on sait qu'il n'y a pas de vice caché entre professionnels avertis, or l'acheteur était un ancien professionnel de la Mine).

Les vides datent d'une époque antérieure à la dernière concession, ils sont donc sans rapport avec l'activité actuelle des Houillères de la Loire.

L'architecte du Petit Clos a fait confiance à son maître d'ouvrage, ce n'est pas surprenant puisqu'ancien des Houillères, celui-ci devait être au courant des risques. L'entrepreneur n'a rien à se reprocher dès lors que les désordres ne sont pas dus à des erreurs ou fautes de sa part (sauf à constater des dénivellations en cours de travaux, il est curieux qu'il n'ait rien soupçonné). Le bureau de contrôle ne s'est douté de rien. Tous peuvent apparaître bien légers pour avoir accepté des bâtiments dont les formes individuelles et les liaisons étaient très sensibles aux tassements différentiels, toujours susceptibles de se produire à plus ou moins long terme en site minier.

Mais les autorités concernées par l'aménagement de la ZAC partagent la légèreté première d'avoir laissé vendre et construire sans se donner des moyens de surveillance et sans demander aux acheteurs de prendre des précautions particulières alors que les

affaissements et les feux ont déjà donné lieu à bien des litiges à Saint-Étienne. *Que l'on doive raser des bâtiments qui viennent d'être construits et que le terrain d'une ZAC se soit avéré à l'usage inconstructible, c'est un comble!*

## 7

### Chronologie

25 janvier 1973	Arrêté préfectoral créant la ZAC
29 janvier 1974	Plan d'aménagement de zone
14 février 1975	Le Petit Clos, étude géotechnique Sageor
1979 à 1980	Construction des bâtiments A, B, C
Décembre 1979	Livraison du bâtiment C
Mai 1980	Livraison du bâtiment B; premières fissures du bâtiment C
Septembre 1980	Livraison du bâtiment A
1980-1981	Embouages HBCM
Début 1981	Début des nivellements
Mai-juin 1981	Sondages profonds Bachy
4 juin 1981	Rapport Bachy
14 septembre 1981	Rapport Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Nov.-déc. 1981	Injections de consolidation par Bachy
Début 1982	Expertise Filliat pour TGI Saint-Étienne
Avril 1982	Embouages HBCM
Décembre 1982	Reprise des affaissements
22 décembre 1982	Rapport Simecsol
13 janvier 1983	Rapport Simecsol
Avril-mai 1983	Embouages HBCM et accélération brutale des affaissements
14 mai 1983	Arrêt des embouages prescrit par G. Filliat
Juin 1983	Arrêté de péril, évacuation totale des bâtiments A, B et C
2 juin 1983	Dépôt rapport Filliat
13 octobre 1983	Rapport Simecsol
8 octobre 1985	Jugement TGI Saint-Étienne
17 février 1989	Rapport CERCHAR
1989	Rapport Duffaut-Bardot pour cour d'appel de Lyon
6 février 1992	Arrêt cour d'appel de Lyon
1993	Démolition totale des bâtiments A, B et C

<sup>(5)</sup> Direction régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (qui a repris notamment les attributions de l'ancien Service des mines).

### Bibliographie

Bournon (de) – *Lithologie des environs de Saint-Étienne*, 1784.

Chaiken R.F., Brennan R.J., Heisey B.S., Kim A.G., Malenka W.T., Schimmel J.T. – « Problems in the Control of Anthracite Mine Fires: A Case Study of the Centralia Mine Fire (August 1980) », Bureau of Mines Report of Investigations, rapport RI 8799/1983.

Duvauchelle C. – « Mécanismes d'évolution des cavités souterraines », Mémoire d'Ingénieur CNAM, 1985.

Froger C., Jeger C., Pregerman S. – *Aéragé* (chap. 3 « Feux de mine »), Document SIM N3, *Industrie Minérale* 2, p. 54-70, 1976.

Gray R.E., Bruhn R.X., Turka R.J. – « Study and Analysis of Surface Subsidence over the Mined Pittsburgh Coalbed », Final Report, US Bureau of Mines, Pittsburgh, PA, 1977.

Grüner – *Description détaillée du Bassin de la Loire*, 1882.

Josien J.-P. – « Carrières souterraines abandonnées, diagnostic et caractérisation des aléas », *Bulletin AIGI* 51, 100, 1995.

Leseur – *Historique des mines de houille du département de la Loire*, 1901.

Shadbolt C.H. – « Mining Subsidence. Historical Review and State of the Art, Large Ground Movements and Structure », Proceedings of Conference at University of Wales, Cardiff, James D. Geddes ed., New York, John Wiley and Sons, 1978.

Simonin – *La vie souterraine*, Paris, Hachette, 1867.

Vielledent L. – « Mémento sur les feux et incendies dans les exploitations souterraines », *Industrie Minérale*, Les Techniques 4, 67 pages, 1987.

Vidal V. – *Cours d'exploitation des mines*, Paris, Dunod, 1961.

## Amélioration de la qualité de fragmentation des roches fissurées lors de l'abattage à l'explosif dans les mines à ciel ouvert

par Djoudi MERABET, Hamid KHERBACHI  
Université de Béjaïa (Algérie),  
Djamel MEHRI  
Université d'Annaba (Algérie)

### Introduction

L'un des maillons des processus technologiques de l'exploitation des gisements des minéraux à ciel ouvert est la préparation des roches à l'extraction. Cette étape de préparation prédétermine le rendement des engins, la sécurité du travail et, en général, l'efficacité des travaux à ciel ouvert. Dans la plupart des cas, la préparation des roches à l'extraction repose sur la destruction du massif des roches jusqu'à l'obtention de morceaux de dimensions nécessaires et admissibles pour le travail normal de tout le complexe d'extraction et de transport. Tout comme elle doit assurer un degré minimal de mélange de roches stériles et de minerai afin d'avoir la plus petite dilution possible. Le

processus de l'abattage des roches à l'explosif occupe une place importante dans le système de gestion de la qualité des minerais extraits. L'amélioration de la qualité de la fragmentation peut être obtenue en agissant sur plusieurs facteurs parmi lesquels les plus importants sont :

- la consommation spécifique d'explosif ;
- la régularité de la distribution de l'explosif ;
- l'inclinaison des trous ;
- l'utilisation des microretards ;
- la construction des charges ;
- la maîtrise des propriétés technologiques du massif.

Les données présentées sur les tableaux et figures sont obtenues par les différentes expériences réalisées dans plusieurs carrières de matériaux de construction.

TABLEAU I Catégories de fissuration des roches.

Catégorie	Roches	Distances entre les fissures (m)	Densité de fissuration Nombre de fissures par mètre linéaire
I	Extrêmement fissurées	< 0,1	> 0,1
II	Très fissurées	0,1-0,5	20-10
III	Fissuration moyenne	0,5-1,0	1,0-2,0
IV	Peu fissurées	1,0-1,50	1,0-0,65
V	Monolithe, non fissurées	> 1,50	< 0,65

### 1. Consommation spécifique d'explosif

La pratique des travaux de tir à travers plusieurs mines à ciel ouvert montre que le changement de la consommation spécifique provoque une large variation de la fragmentation, ce qui a permis à certains chercheurs de dire que « tous les problèmes de la fragmentation sont résolus par le réglage de la consommation spécifique d'explosif ». Nous pensons que cette hypothèse n'est pas vraie pour toutes les roches. A cet effet, nous avons réalisé un ensemble d'essais qui ont montré que pour les roches monolithiques, l'augmentation de la charge de 2,3 fois provoque une diminution proportionnelle des classes de grosses fractions. Cette diminution n'est que de 1,3 fois pour les modules fissurés.

### 2. Régularité de distribution de l'explosif

Le diamètre du trou influe sur la concentration de l'explosif dans le massif. Ainsi l'augmentation du diamètre engendre l'augmentation de la charge concentrée et provoque le plus souvent l'augmentation du nombre de morceaux hors gabarit. Les expériences réalisées en carrières montrent que la diminution du diamètre de la charge de deux fois provoque une diminution des hors gabarit de 7 à 12 % et celle de la consommation spécifique de 8 à 14 %. Ces mêmes expériences montrent que le degré d'influence du diamètre de la charge sur la fragmentation dépend de la fissuration des roches.

TABLEAU II Consommation spécifique d'explosif.

Diamètres des morceaux en mm	Catégories de fissuration				
	I	II	III	IV	V
	Consommation spécifiques d'explosif en kg/m <sup>3</sup>				
300	1,9	2,0	-	-	-
400	1,4	1,7	2,2	-	-
500	0,8	1,4	1,6	2,0	-
600	0,4	0,9	1,3	1,7	2,0
700	0,3	0,6	1,0	1,4	1,6
800	0,20	0,3	0,6	0,9	1,3
900	-	-	0,4	0,6	0,9
1000	-	0,2	0,2	0,4	0,7
1100	-	-	-	0,3	0,4
1200	-	-	-	-	0,3

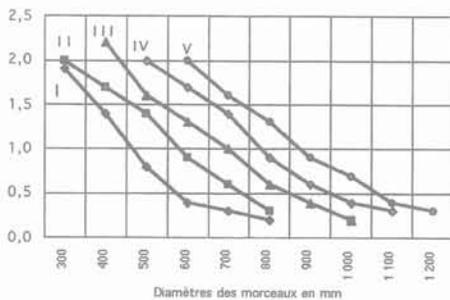


FIG. 1 La fragmentation et la consommation spécifique d'explosif dans les roches fissurées.

### 3. Inclinaison des trous

Les trous inclinés favorisent l'efficacité de la fragmentation des roches et ce par la diminution de la zone de fragmentation réglée, les pertes d'énergie de charge dans le massif et la perte d'énergie pour la destruction du pied du gradin.

La pratique de l'abattage montre que l'utilisation de trous inclinés diminue la production des blocs hors gabarit de 8-10 % à 15-25 % et augmente le rendement des pelles mécaniques de 1,5 fois (Fig. 3).

### 4. Tir à microretard

L'intervalle optimal du retard doit être déterminé avec exactitude, puisque tout écart diminue l'effet de son utilisation. Parallèlement à la sécurité, l'utilisation du microretard a une grande influence sur la qualité de la fragmentation. Le choix de microretard n'est pas important pour les roches dont la catégorie de fissuration est de I à III. Par contre, pour les roches à grands blocs (catégories III à V), l'utilisation des tirs à microretard diminue la production des blocs hors gabarit de 1,6 à 2 fois.

### 5. Construction des charges

La pratique des travaux de tirs et les recherches sur ce domaine, montrent que la qualité de fragmentation et son indice

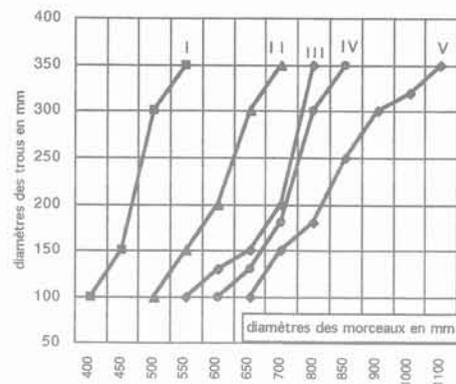


FIG. 2 Diamètres des trous et fragmentation dans les roches fissurées.

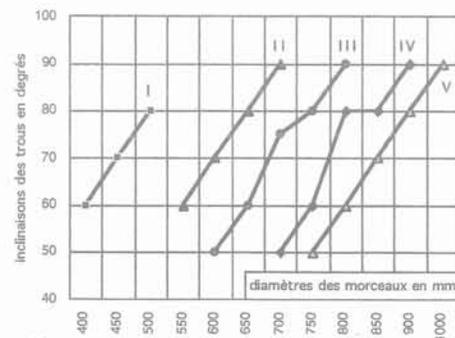


FIG. 4 Construction des charges par Y.I. Anistratov. 1 - Explosif. 2 - Bourrage. 3 - Points d'amorçage. Hg - Hauteur du gradin. hp - Sous forage. hv - Espace vide. hpr - Bourrage intermédiaire.

TABLEAU III Inclinaisons des trous en degrés.

Diamètres des morceaux en mm	Catégories de fissuration				
	I	II	III	IV	V
	Inclinaisons des trous en degrés				
400	60	-	-	-	-
450	70	1,4	-	-	-
500	80	-	-	-	-
550	-	60	-	-	-
600	-	70	50	-	-
650	-	80	60	-	-
700	-	90	75	50	-
750	-	-	80	60	50
800	-	-	90	80	60
850	-	-	-	80	70
900	-	-	-	90	80
1000	-	-	-	-	90

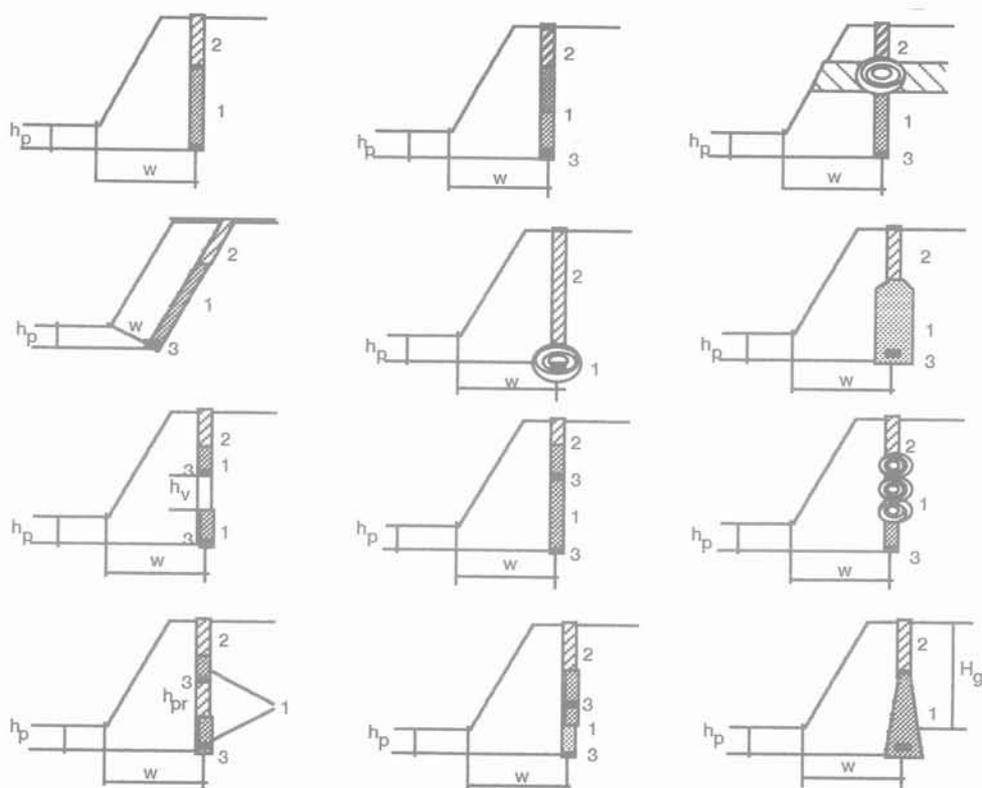


FIG. 4 Construction des charges par Y.I. Anistratov. 1 - Explosif. 2 - Bourrage. 3 - Points d'amorçage. Hg - Hauteur du gradin. hp - Sous forage. hv - Espace vide. hpr - Bourrage intermédiaire.

technico-économique dépendent considérablement de la construction des charges. Cette dernière est en liaison avec les propriétés des roches et avec l'exigence qualitative de la fragmentation. Toute construction de charge en carrière peut être divisée en trois groupes selon l'indice énergétique de tir :

- les charges cylindriques correspondant aux charges verticales et inclinées continues et utilisant le même explosif ;
- le deuxième groupe renferme des charges avec différents explosifs et utilisant deux ou plusieurs points d'amorçage ;
- le troisième groupe renferme des charges de différentes formes et poches permettant de modifier la densité de l'explosif.

L'utilisation des charges dispersées avec chambre d'air, améliore considérablement la fragmentation des roches. Tout comme elle permet de diminuer la consommation d'explosif jusqu'à 10 % sans changement de la fragmentation. La longueur de l'espace d'air est généralement prise en fonction de la catégorie de fissuration des roches.

Enfin, on remarque que la qualité de la fragmentation influe directement sur le rendement des engins de chargement et de transport. Plus le diamètre moyen des morceaux est petit plus grand est le rendement de l'excavateur (pelle mécanique) et de même pour les camions.

## Bibliographie

- Anistratov Y. - Technologie d'exploitation des mines à ciel ouvert. Nedra, Moscou, p. 49-82, 1988.
- Bastide, Deyine - Exemple de détermination d'un parc d'engins miniers à ciel ouvert. *Revue de l'industrie minière*. Les techniques, janvier 1983.
- Blanc J.-P., Thiar R. - L'énergie des explosifs. *Explosifs*, janvier 1984.
- Héraud H., Meyer J.-L. - Qualité de la foration, RIM. Les techniques, p. 86-98, avril 1993.

- Kaufman D., Bowen R. - Analyse haul truck coasts wisely. *Coal Age*, CERCHAR B72 101 192, mars 1981.
- Langefors U., Kihlstrom J. - The modern technique of rock blasting. Ed. Almqvist et Wiksell, Stockholm.
- Martin Consultant - Surface mining equipment CERCHAR B72 108 326, 1986.
- Merabet D. - Gestion de la qualité des minerais de fer dans les mines à ciel ouvert. Thèse de doctorat d'État, université d'Annaba, 1991.

- Merabet D. - Principes de l'élaboration des projets des mines à ciel ouvert. Alger, Office des Publications Universitaires (OPU), septembre 1989.
- Utler J.M., Fouts R.K. - Optimizing open pit operation with computer simulation. *American mining congress journal*, CERCHAR B73 80 581, march 1975.