

BGO. M.R. (P+16)

# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE  
MECANIQUE DES SOLS  
MECANIQUE DES ROCHES  
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N° 21

110 F

NOVEMBRE 1982

**P**resses de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 21  
NOVEMBRE 1982

## sommaire

|   |    |
|---|----|
| résumés   | 3  |
| la congélation des sols<br>R. Tornaghi  | 5  |
| mesure des contraintes in situ<br>par la cellule de surcarottage CERCHAR<br>H.M. Helal  | 31 |
| calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane<br>J. Monnet   | 41 |
| affaissements miniers et exploitation partielle<br>J. Arcamone - M. Dejean  | 57 |
| les argilites surconsolidées du Domérien de Nancy :<br>relations entre la consolidation, la diagenèse<br>et quelques propriétés mécaniques<br>J.-P. Troalen | 67 |
| note technique :<br>CEZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols  | 75 |

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi - F. Bonnechère - J. Goguel - J. Kérisel - P. La Rochelle - G. L'Héritau - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 350 FF — étranger : 350 FF

Prix du numéro : 110 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.  
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.



## résumés

### la congélation des sols

par R. Tornaghi

Les effets du gel et du dégel naturel sur les sols ont été étudiés depuis longtemps, notamment dans les pays nordiques.

Ces effets peuvent être utilisés au moyen de la congélation artificielle pour résoudre des problèmes de génie civil.

Après des indications sur les caractéristiques des sols, l'auteur expose les principes théoriques de la congélation artificielle ainsi que les différents procédés applicables.

Il décrit ensuite plusieurs exemples d'application de cette technique.

### mesure des contraintes in situ

par la cellule de surcarottage CERCHAR

par M. Helal

Une cellule dilatométrique à mesure diamétrale a été mise au point par le CERCHAR. Elle est particulièrement adaptée à la mesure des contraintes in situ par la méthode dite du surcarottage. Elle a l'avantage de fonctionner à la manière d'un pressiomètre permettant ainsi de mesurer le module pressiométrique de la roche.

On décrit ici la cellule, son principe, son mode d'utilisation, le matériel de mesure qui lui est attaché, ainsi que les bases théoriques sur lesquelles les résultats obtenus sont interprétés. Quelques exemples d'utilisation de l'ensemble de l'appareillage en laboratoire (sous presse) et dans les carrières souterraines sont également présentés.

### calcul au cisaillement du sable

solicité en déformation plane

par J. Monnet

Nous présentons, ici, une loi de comportement à 4 paramètres constants, ce qui est une amélioration par rapport aux autres lois connues qui en utilisent beaucoup plus. Ces paramètres ne sont pas particuliers à la sollicitation du sol en déformation plane et peuvent être déduits d'essais triaxiaux de révolution. Le modèle que nous proposons est une extension du modèle proposé par Monnet (1977) et Monnet, Gielly (1979) pour le sable en symétrie de révolution.

Nous exprimons le comportement théorique du sable en déformation plane à partir de l'hypothèse d'une déformation longitudinale nulle.

Nous comparons ensuite les résultats de notre théorie avec plusieurs essais de laboratoire.

Nous adaptons enfin notre modèle théorique à un programme d'éléments finis, ce qui nous permet de calculer des essais de laboratoire en déformation plane.

### affaissements miniers et exploitation partielle

par J. Arcamone - M. Dejean

Les exploitations souterraines par foudroyage modifient la topographie dès qu'elles atteignent des dimensions suffisantes. Les points de la surface influencés par l'exploitation se déplacent horizontalement et verticalement. Les mouvements différentiels, déformations et pentes associés à ces mouvements peuvent entraîner des dégâts graves aux constructions.

Les exploitations partielles par longues bandes exploitées séparées par de larges piliers continus permettent d'exploiter dans des conditions difficiles, sous des villes par exemple. A partir d'une étude de cas d'exploitations partielles conduite en France, au Royaume-Uni et en Australie, les auteurs proposent une méthode de dimensionnement de telles exploitations. Cette méthode a la particularité de tenir compte à la fois de la géométrie et de la géologie du recouvrement et du site.

### les argilites surconsolidées

du Domérien de Nancy :

relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques

par J.-P. Troalen

Les liaisons interparticulaires acquises pendant la diagenèse par les argilites du Domérien renforcent l'effet de surconsolidation et s'opposent aux phénomènes de décompression ultérieurs. Elles conditionnent en partie le comportement mécanique et sont responsables des anomalies observées.

Des essais de désagrégation permettent une estimation de l'énergie de liaison interparticulaire et une caractérisation du comportement mécanique des argilites.

Les observations au Microscope Electronique à Balayage montrent plusieurs types de texture, les liaisons interparticulaires correspondantes et l'influence de l'origine des carbonates constitutifs : par exemple, cimentation, initialisation de discontinuités, etc.

La répartition spatiale de minéraux — type interstratifié ou de pyrite — est responsable de la fragilité de certaines argilites.

## shear behaviour calculation of sand solicited by a plane strain

by J. Monnet

We present a four constant parameter behaviour law, which is an improvement compared to the other well known models that used many more variables. These parameters are not specific of soil plane deformation and may be obtained from triaxial symmetry experiments.

The model we propose is a development of the one proposed by Monnet (1977) and Monnet, Gielly (1979) for the sand in a revolution symmetry.

We predict theoretically for the case of a plane deformation starting from a null longitudinal strain.

Other authors laboratory experiments give result that fit well our theory.

At the end, our theoretical model is adapted to a finite element program. Our calculated results are compared to plane deformation laboratory tests.

## mining subsidence and partial extraction

by J. Arcamone - M. Dejean

Underground working with caving modify the topography as soon as they reach critical dimensions. Points at the surface affected by subsidence move horizontally and vertically. The differential movements, strain and tilt, can induce important damages in buildings and other structures.

Longwall partial extraction with large pillars can be the solution for mine layouts under residential areas in difficult conditions. Starting from a study of partial extraction in Australia, United Kingdom and France, the authors propose a method for dimensioning such openings. This method takes into account both the geometry and the geology of the workings and of the overburden.

## relationship between consolidation, diagenesis and some mechanical properties of Domerian fissured claystones from Nancy

by J.-P. Troalen

Connections between particles, developed during diagenesis in Domerian claystones, reinforce the effect of overconsolidation and attenuate post-unloading consequences. Mechanical behaviour and its anomalies are conditioned by these connections. Weathering tests allow to estimate connecting energy and a characterization of ultimate behaviour of claystones.

Observations through Scanning Electron Microscope show several types of texture, their respective particle connections and the influence of the origine of carbonate components : e.g. cimentation, potential discontinuities, etc.

Spacial distribution of interbedded clay minerals and pyrite are also responsible of weathering behaviour of claystones.

## Freezing of soils

by R. Tornaghi

Effects of natural frost and thaw of soils have been studied for a long time, especially in northern countries.

By means of artificial freezing, it is possible to use these effects for solving engineering problems.

After giving some informations about characteristics of soils, the author shows the theoretical grounds of artificial freezing and the different processes that can be applied.

Then he describes several applications of this technic.

## in situ stress measurement with the CERCHAR overcoring cell

by M. Helal

A diameter-measuring dilatometric cell has been developed by CERCHAR. It is particularly well adapted for in situ stress measurement with the overcoring method. Its advantage to operate as a pressiometer is useful for measuring the pressiometric modulus of rock.

In the present paper the author describes the cell, its principle, the method of utilization, the auxiliary apparatus used, and the theoretical bases upon which measurement results are interpreted. Some examples of practical application in the laboratory (in a press) and in underground stone mines are presented.

# la congélation des sols\*

par

**Renato Tornaghi**

Ingénieur, responsable de la Division Géotechnique de la Société Ing. G. Rodio et C. S. p. A. - Milan

## Introduction

Les effets du gel et du dégel naturel sur les sols ont été étudiés depuis longtemps dans les pays nordiques où de tels problèmes se posent pour les routes et les ouvrages, particulièrement en Russie et au Canada.

Comme on le sait bien, en gelant l'eau augmente de volume, produisant des soulèvements; lors du dégel les caractéristiques mécaniques peuvent être modifiées négativement dans une mesure très importante pour les sols à granulométrie fine où la congélation lente cause des migrations d'eau avec par conséquent des augmentations locales de la teneur en eau et des altérations structurelles dues à la formation de lentilles de glace.

D'autre part les effets de consolidation et d'étanchement produits par les basses températures peuvent être utilisés au moyen de la congélation artificielle temporaire, pour résoudre des problèmes de génie civil où d'autres méthodes (injection, parois, rabattement de nappe, etc.) ne sont pas applicables ou convenables.

Ce sont les mineurs qui ont utilisé la première fois la congélation artificielle (qui est le thème de cette conférence) pour le fonçage de puits vers la fin du siècle passé. De nombreuses applications ont été faites toujours dans les mines, mais c'est après la dernière guerre mondiale que le domaine d'utilisation s'est étendu et un progrès considérable a été fait dans la recherche théorique-expérimentale et dans la technologie.

Sur la base des expériences acquises ces dernières années (et nous nous référons surtout aux connaissances plus directes des applications faites par la Société Rodio en Italie depuis 1971), on peut à présent considérer qu'une maîtrise suffisante tant au point de vue du projet que de l'exécution des travaux de congélation des sols a été atteinte.

\* Conférence au Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, Paris, 17 mai 1982

En particulier on a établi avec une bonne marge de confiance le schéma du projet d'intervention selon les problèmes posés, la technologie et le critère de choix entre les méthodes applicables, c'est-à-dire :

- à circuit ouvert (congélation rapide à l'azote liquide);
- à circuit fermé (congélation lente avec groupe frigorifique, ou à la saumure);
- combinaison des deux méthodes susdites.

Au point de vue théorique, la recherche, faite surtout par les Russes avec référence directe à la congélation artificielle, a clarifié plusieurs aspects relatifs aux propriétés thermiques et mécaniques des sols congelés, pour la définition des paramètres de calcul des projets.

Les résultats de ces recherches sont exposés dans de nombreux articles publiés dans les revues techniques et les communications présentées aux conférences sur des sujets divers de mécanique des sols; il y a aussi plusieurs traductions en anglais de textes russes. En plus il faut signaler l'organisation des conférences exclusivement dédiées à la congélation des sols tous les deux ans à partir de 1978; la première a été faite à Bochum (Ouest Allemagne), la deuxième à Trondheim (Norvège) et la dernière en juin 1982 aux États-Unis.

Au point de vue pratique, le projet et l'exécution des travaux en question ont été affinés remarquablement sur la base des informations acquises dans diverses applications avec différents types de sol et plusieurs technologies.

En ce qui concerne les types de sol, le domaine d'utilisation le plus intéressant s'étend des argiles aux sables fins; comprenant aussi les sables et graviers avec une abondante matrice limoneuse et/ou argileuse; ce sont les cas où les autres méthodes de consolidation temporaire ne seraient pas possibles ou convenables économiquement ou suffisamment sûres.

En principe l'injection peut être compétitive lorsque le coefficient de perméabilité est supérieur à  $10^{-5}$  m/s; elle est de toute façon avantageuse ou nécessaire

comme traitement préalable pour réduire la teneur en eau du sol à congeler s'il y a des couches facilement injectables avec des coulis stables de ciment et particulièrement si ces couches sont le siège de circulation d'eau au-delà d'une certaine vitesse.

En ce qui concerne les types de problèmes solubles, il s'agit surtout de traitements préalables (ou de prompt secours) pour des excavations de puits et le creusement de tunnels.

A l'heure actuelle les applications sont limitées à des cas particuliers, mais il est aisé de prévoir une plus large diffusion dans le prochain futur, pour les raisons suivantes :

- une meilleure connaissance de procédés de congélation de la part des maîtres d'œuvre;
- une meilleure compétitivité par rapport aux solutions alternatives traditionnelles comme par exemple les injections chimiques;
- les considérations écologiques, c'est-à-dire les problèmes de pollution, qui peuvent être déterminantes dans les zones urbaines.

### 1 Caractéristiques thermophysiques et mécaniques des sols congelés

La littérature présente une documentation très vaste sur ce sujet, sur la base d'essais en laboratoires spécialement équipés et d'interprétations théorico-statistiques; nous nous limiterons à quelques données indicatives d'ensemble.

La chaleur spécifique d'une masse de sol où l'eau est partiellement transformée en glace, peut être exprimée par la relation :

$$(1) C = \frac{C_{ts} \cdot v_s(1 - n) + C_w(1 - i)n v_w S + C_g \cdot n \cdot v_w \cdot S \cdot i}{(1 - n) \cdot v_s + n \cdot v_w \cdot S}$$

(kCal/kg °C)

où les paramètres en jeu sont :

- les poids spécifiques du sol sec  $v_s$  et de l'eau  $v_w$  (kg/m<sup>3</sup>);

- la porosité  $n$  et le degré de saturation  $S$ ;
- les chaleurs spécifiques du sol sec  $C_{ts}$ , de l'eau  $C_w$  et de la glace  $C_g$  (kCal/kg °C);
- le rapport  $i$  entre la quantité d'eau glacée et celle totale (eau + glace).

Ce dernier rapport est généralement égal à 1 pour les sables, et toujours inférieur pour les limons et les argiles augmentant avec la diminution de température, comme on peut voir dans la figure 1.

La conductibilité thermique du sol dépend de nombreux facteurs comme la porosité, la teneur en eau, la composition chimique et les contacts intergranulaires; les résultats de déterminations expérimentales sur divers types de sol sont donnés dans la littérature.

Il faut remarquer que l'absorption de chaleur par les sols silteux-argileux est 2-3 fois inférieure à celle des sols incohérents. Par conséquent les temps de congélation augmentent avec la finesse granulométrique.

Le projet doit tenir compte de ces variables pour un écartement convenable des sondes congélatrices.

Les sols congelés se comportent comme des corps élastiques-visqueux-plastiques; la relation contrainte — déformation est fortement influencée tant par la température que par la durée d'application des contraintes.

A titre d'exemple, la figure 2 montre les résultats d'essais de compression simple sur des échantillons de sable, congelés à 3 températures différentes (-5 °C, -10 °C et -20 °C) avec des temps d'essai compris entre 1 et 12 heures.

Les propriétés mécaniques des sols congelés sont donc liées aux phénomènes de fluage, qui dépendent de nombreux facteurs analysés dans la littérature sur la base d'essais de compression simple et/ou triaxiale où les variables principales sont :

- la granulométrie;
- la porosité;

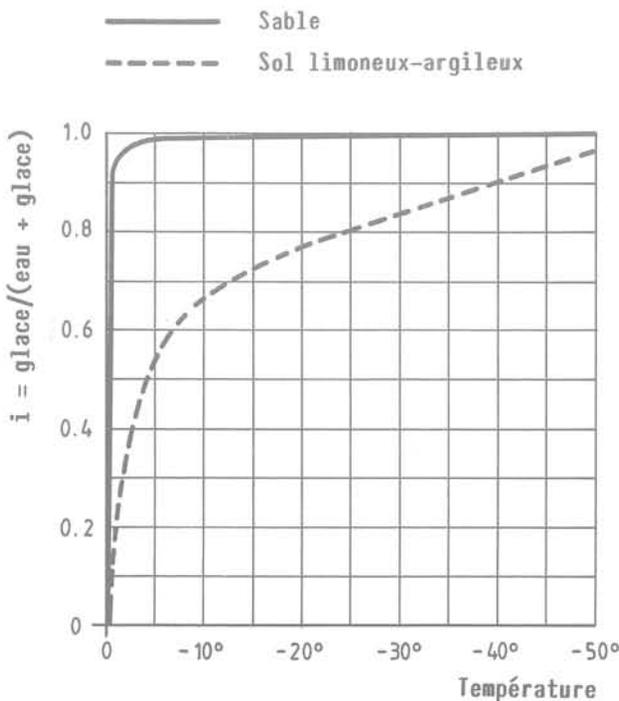


Fig. 1

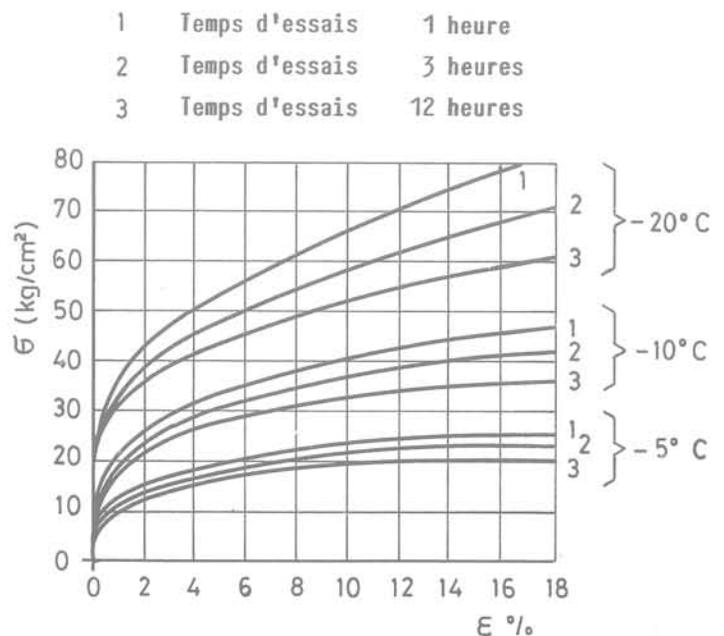


Fig. 2

- la teneur en eau et glace;
- les modalités de congélation;
- la structure du sol congelé qui en résulte : massive (congélation rapide), cellulaire ou laminaire (congélation lente sans ou avec migration d'eau vers la source du froid);
- les niveaux des contraintes moyennes et déviatoriques;
- la vitesse de déformation.

Il est bien connu que les sols congelés ont une haute résistance instantanée, mais qu'elle se réduit dans une mesure plus ou moins notable à long terme.

Il faut donc en tenir compte pour le calcul des projets; bien qu'il ne s'agisse pas de structures permanentes, les surcharges sont toutefois appliquées pendant des temps assez longs pour rendre important le fluage.

Les données expérimentales de laboratoire montrent que, avec les mêmes modalités de congélation et d'essai, la résistance augmente en passant des argiles aux sables, à cause du pourcentage croissant d'eau transformée en glace.

La figure 3 montre la variation du pourcentage d'eau à l'état liquide en fonction de la température et du type de sol.

Dans le cas d'un sol argileux on a environ 15 % d'eau non gelée (-10-20) °C tandis que l'eau est déjà pratiquement toute transformée en glace à peu de degrés au-dessous de zéro, s'il s'agit d'un sable propre.

La figure 4 montre la variation de résistance dans le temps pour deux sols typiques à 3 températures (de -5 °C à -20 °C).

Pour ce qui concerne l'influence de la teneur en eau il faut remarquer que la résistance est due en grande partie aux forces de cohésion développées entre les particules minérales et la glace.

Par conséquent la résistance augmente avec la teneur en eau, par l'agrandissement de la surface de contact entre particules et liant.

La résistance augmente aussi avec la diminution du volume des pores, car l'amincissement des films d'eau et de glace accroît la cohésion.

Les caractéristiques mécaniques des sols congelés dépendent donc d'un ensemble de facteurs plus ou moins liés entre eux.

Les effets négatifs du digel (par rapport aux caractéristiques du sol avant la congélation) peuvent être très graves dans les cas de sols à granulométrie fine, non saturés et surtout congelés lentement.

Ces problèmes se posent particulièrement pour les cycles gel-dégel naturels et ils ont été étudiés à fond par les Russes et les Canadiens.

En général les conséquences sont moins importantes dans les cas de congélation artificielle et de toute façon on peut y remédier plus facilement :

- en considérant les modifications après le dégel dans le projet des structures à réaliser au contact du sol congelé;

- avec un choix convenable de la méthode de congélation pour minimiser les modifications, lorsqu'elles peuvent avoir une influence sur la stabilité des éventuelles structures existantes (par exemple utilisation de l'azote liquide dans les cas plus délicats).

## 2 Principes théoriques de la congélation artificielle

Lorsqu'on a établi les caractéristiques mécaniques et les dimensions de la structure de sol congelé à obtenir, il faut analyser les liaisons entre les nombreux paramètres qui règlent le cours de la congélation.

A ce propos les données expérimentales directes ont été enrichies par une grande masse d'informations obtenues au moyen de l'instrumentation de contrôle pendant les traitements réalisés.

Mais du point de vue théorique le problème est très complexe et difficile à résoudre rigoureusement.

La recherche à ce sujet a atteint néanmoins un bon

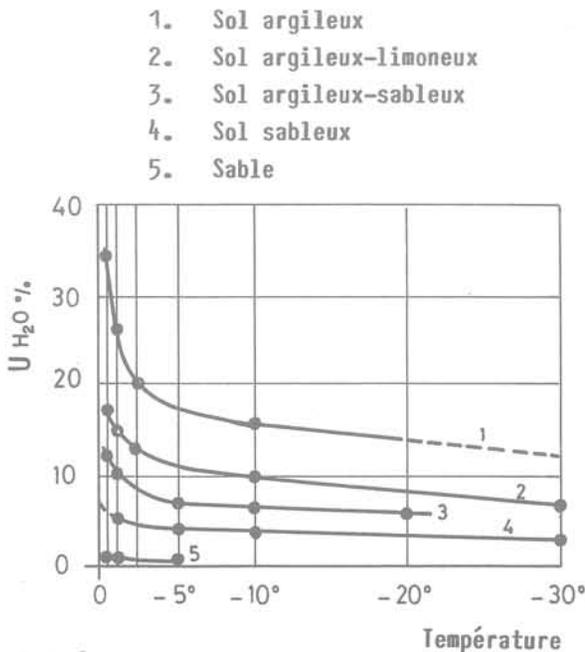


Fig. 3

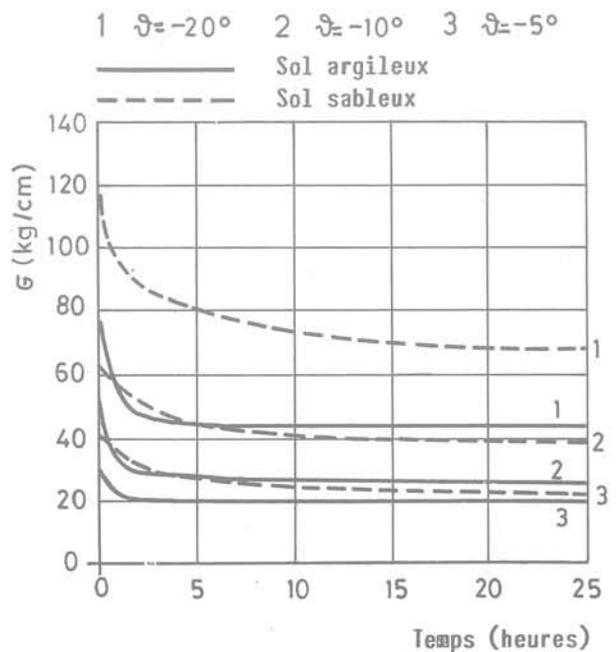


Fig. 4

niveau de précision sur la base des solutions proposées par l'école russe et en particulier par Kakhimov.

La distribution des températures pendant les phases de traitement peut être calculée approximativement avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- sol homogène et isotrope;
- propriétés thermophysiques constantes, avec la seule distinction entre sol congelé et non congelé (refroidi); conductibilité thermique indépendante de la température;
- point de congélation égal pour toute l'eau contenue dans le sol;
- température du fluide frigorigène constante sur toute la longueur de la sonde congélatrice;
- flux de chaleur correspondant à une succession de régimes stationnaires;
- diffusion radiale des frigories.

Étant donné les modalités technologiques du traitement, les caractéristiques de sol et la géométrie de la structure congelée conformément au projet, l'évaluation du temps de congélation est faite en deux phases successives.

Dans la première phase on calcule le temps nécessaire pour obtenir le contact entre les bulbes de sol congelé autour des sondes et après, le temps pour atteindre l'épaisseur et les limites de température (qui règlent la résistance) fixées par le projet.

## 2.1 Distribution des températures

La figure 5 montre les relations entre la température ( $U$ ) et la distance  $r$  à partir de l'axe de la sonde congélatrice.

Les températures sont considérées comme différences relatives à la température du sol naturel, laquelle est donc  $U = 0$ .

$U_n$  est le point de congélation de l'eau (autour de  $0^\circ\text{C}$  pour l'eau normale).

$U_o - U_n$  est la température du fluide frigorigène au-delà du point de congélation de l'eau.

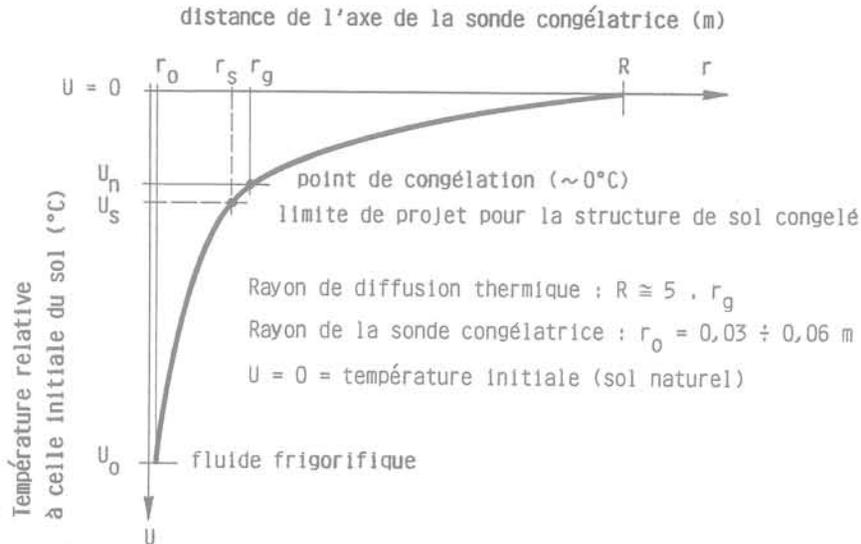
La relation (2) est valable jusqu'à la distance  $r_g$  correspondante au point de congélation  $U_n$ ;  $r_o$  est le rayon de la sonde.

Entre  $r_g$  et le rayon d'influence du froid  $R$  ( $U = 0 =$  température initiale du sol naturel) on a la relation (3).

La distance  $r_s$  correspond à la température limite de projet  $U_s$  (un peu au-delà de celle de congélation de l'eau  $U_n$ ) pour la structure utile de sol congelé.

Sur la base de résultats expérimentaux on peut considérer  $R/r_g$  compris entre 4,5 et 5,5 — donc de l'ordre de 5.

Dans la figure 6 on voit des exemples de distribution des températures  $T$  par rapport à la température du fluide frigorigène (c'est-à-dire de la sonde congélatrice)  $T_o$  pour 3 différentes valeurs de  $r_g$  (de 60 cm à 1 m) en considérant  $T = 0$  la température de congélation de l'eau.



dans le sol congelé ( $r_o \leq r \leq r_g$ ) :

$$(2) \dots U = \left[ U_o - (U_o - U_n) \cdot \frac{\ln r/r_o}{\ln r_g/r_o} \right] = U_o \sim U_n$$

dans le sol refroidi ( $r_g \leq r \leq R$ ) :

$$(3) \dots U = U_n \cdot \frac{\ln r/R}{\ln r_g/R} = U_n \sim 0$$

Fig. 5

Pour avoir une marge de 3-5 °C sous zéro, le rapport  $T_s/T_0$  à la limite de la zone congelée utile devrait être compris entre environ 0,02 (azote liquide) et 0,13 (saumure).

La distance  $r_s$  correspondante à  $T_s$  est peu inférieure à  $r_g$  (95 %) dans le premier cas (azote liquide), diminuant autour de 70 % de  $r_g$  dans l'autre cas.

La température moyenne  $T_m$  du sol congelé entre  $r_0$  et  $r_g$  peut être calculée par intégration comme indiqué dans la figure.

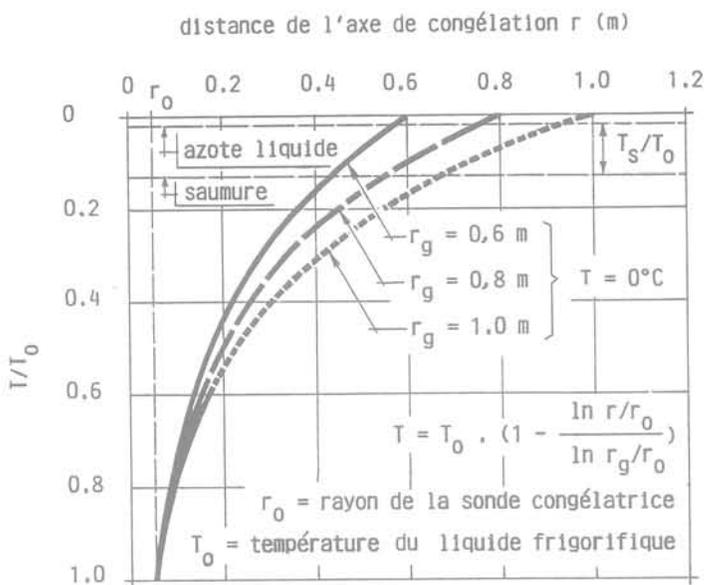
Pour  $r_g$  entre 0,6 et 1,0 m, le rapport  $T_m/T_0$  varie entre 0,28 et 0,31 avec  $r_0 = 0,05$  m.

En diminuant  $r_0$  à 0,03 le champ de variation est 0,25-0,28.

Théoriquement la température moyenne du sol congelé est donc de 1/4 à 1/3 de la température de la sonde congélatrice.

Cette conclusion est valable pour la saumure, mais dans la congélation rapide à circuit ouvert on surestimerait  $T_m$  en considérant la température  $T_0$  de l'azote liquide.

On peut avoir une bonne approximation en introduisant dans la formule (4) de la figure 6 une valeur  $T_0$  de l'ordre de -100 °C.



Température négative de projet à la limite de la structure congelée :  $T_s = 3 \div 5^\circ\text{C}$  (demi-épaisseur  $r = r_g$ )

Température moyenne du sol congelé (entre  $T_0$  et  $0^\circ\text{C}$ )

$$(4) \dots T_m = \frac{\int_{r_0}^{r_g} T \cdot dr}{(r_g - r_0)} = \frac{T_0}{\ln r_g/r_0} \cdot \left[ \frac{r_g - r_0 (1 + \ln r_g/r_0)}{r_g - r_0} \right]$$

Avec  $r_0 = 0,05$  m  $r_g = 0,60 \div 1,00$  m :

$$T_m/T_0 = 0,28 \sim 0,31$$

Fig. 6

## 2.2 Calories à prélever du sol

Au lieu de la formule complexe dérivée de la théorie de Kakhimov on présente ci-dessous une expression moins précise mais bien plus simple des calories à prélever du sol pour la congélation en  $\text{kCal/m}^3$  :

$$(5) \quad Q = [\nu_s \cdot C_t T + W \cdot \nu_s \cdot (C_w \cdot T_1 + C_f + C_g T_m)] \alpha$$

$\nu_s$  = densité sèche du sol ( $\text{kg/m}^3$ );

$W$  = teneur en eau du sol (rapport eau/sol sec en poids);

$\Delta T$  = différence entre la température initiale  $T_1$  du sol et la température moyenne du sol congelé  $T_m$ ;

$T_1, T_m$  = températures relatives au point de congélation de l'eau;

$C_t$  = chaleur spécifique du sol sec ( $\text{kCal/kg } ^\circ\text{C}$ );

$C_w$  = chaleur spécifique de l'eau ( $\text{kCal/kg } ^\circ\text{C}$ );

$C_g$  = chaleur spécifique de la glace ( $\text{kCal/kg } ^\circ\text{C}$ );

$C_f$  = chaleur de fusion de l'eau ( $\text{kCal/kg}$ );

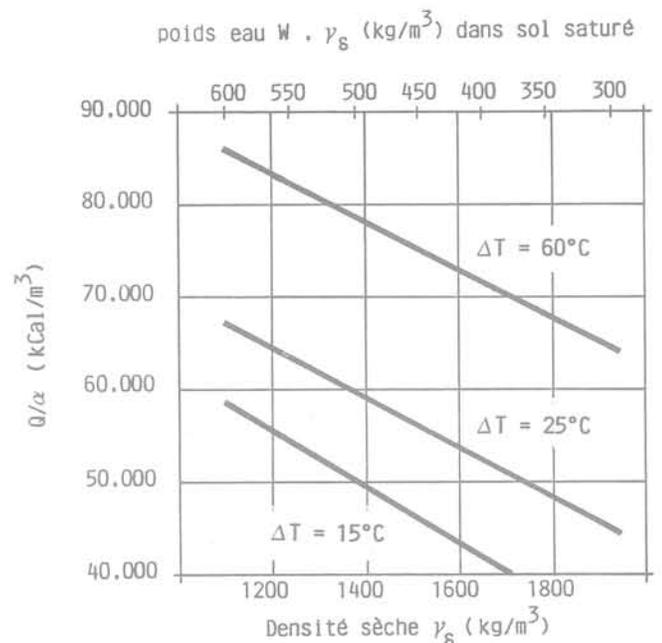
$\alpha = 1,5 \sim 2$  = coefficient pratique pour tenir compte des frigories utilisées à l'extérieur du volume théorique du sol congelé.

Introduisant les valeurs indicatives des coefficients thermiques :

$$C_t = 0,2 \quad C_w = 1 \quad C_g = 0,5 \quad C_f = 80$$

on obtient :

$$Q/\alpha = 0,2 \nu_s \Delta T + W \nu_s \cdot (0,5 \cdot T_1 + 0,5 \Delta T + 80)$$



SOL SABLEUX ( $i = 1$ )

$$\gamma_{sp} = 2750 \text{ kg/m}^3 \text{ saturation} = 100\%$$

$$W \cdot \gamma_s = 1000 - 0,364 \gamma_s$$

$$T_1 = 10^\circ\text{C} \text{ (température initiale du sol)}$$

$$Q/\alpha = 0,2 \cdot \gamma_s \Delta T + (1000 - 0,364 \gamma_s) \cdot (85 + 0,5 \cdot \Delta T)$$

$\Delta T$  = différence entre  $T_1$  et la température moyenne du sol congelé  $T_m$  ( $^\circ\text{C}$ )

$Q$  = calories par  $\text{m}^3$  de sol congelé ( $T = T_0 \sim 0$ )

$\alpha = 1,5 \sim 2$  pour tenir compte des calories prélevées entre les isothermes 0 et  $T_1$  (sol refroidi)

Fig. 7

La figure 7 donne des ordres de grandeur des calories  $Q/\alpha$  pour des sols saturés avec un poids spécifique des grains égal à  $2750 \text{ kg/m}^3$ , et une densité sèche variable de  $1100$  à  $1900 \text{ kg/m}^3$  environ.

S'agissant d'un sol saturé il y a une relation univoque entre densité sèche et teneur en eau et donc les variables se réduisent à  $v_s$ ,  $\Delta T$  et  $T_i$ .

Dans le diagramme on montre les relations entre  $Q/\alpha$  et  $v_s$  pour  $T_i = +10^\circ\text{C}$  et  $\Delta T$  entre  $15^\circ\text{C}$  et  $60^\circ\text{C}$  c'est-à-dire  $T_m$  entre  $-5^\circ\text{C}$  et  $-50^\circ\text{C}$ .

Ce diagramme est indicatif pour les sols sableux où on peut considérer l'eau totalement glacée ( $i = 1$ ).

Dans le cas de sols à granulométrie plus fine il faut introduire des quantités réduites d'eau transformée en glace dans la formule (5).

### 2.3 Temps de congélation

La théorie de Kakhimov donne une première équation pour le temps nécessaire au contact entre les bulbes de sol congelé autour de chaque sonde.

Ce temps dépend de :

- l'écartement des sondes et leur diamètre;
- les caractéristiques volumétriques et thermiques du sol (congelé et refroidi);
- le gradient thermique fixé par le projet.

Pour calculer le temps supplémentaire nécessaire pour atteindre les dimensions finales prévues, il y a des solutions théoriques du problème en distinguant deux schémas de distribution des sondes : le long d'une ligne droite ou d'un cercle.

Toutes choses égales d'ailleurs, le temps de congélation est inversement proportionnel à la température du fluide frigorigène et à la conductibilité du sol congelé (2-3 fois plus faible dans les argiles que dans les sables); par contre le temps est presque directement proportionnel au carré du rayon de congélation.

## 3 Géométrie des interventions

Le projet d'un traitement de congélation résulte des facteurs essentiels suivants :

- a) la forme de la structure de sol résistante ou étanche à réaliser, compatible avec les possibilités pratiques d'intervention;
- b) les caractéristiques mécaniques demandées à cette structure;
- c) les températures négatives à obtenir pour satisfaire la condition b);
- d) le choix des solutions techniques et technologiques plus convenables pour atteindre les températures fixées et les maintenir dans le délai nécessaire, en considérant aussi tous les effets possibles négatifs (soulèvements pendant la congélation, modifications du sol après décongélation).

Les structures de sol congelé peuvent avoir une ample variété de formes (fig. 8).

Le traitement est fait au moyen de forages équipés avec les sondes congélatrices dans lesquelles on fait circuler un fluide à basse température; par conséquent les structures réalisables sont liées aux géométries possibles de forage.

Pour le fonçage de puits on peut former des couronnes cylindriques verticales à l'extrados du volume de sol à excaver, ou des structures tronç-coniques pour

protéger aussi le fond.

Pour les tunnels on montre trois solutions alternatives :

- coques avec génératrices parallèles à l'axe du tunnel, à l'extrados immédiat du croisement pour la protection de la calotte et des pieds-droits;

- voûtes résistantes obtenues au moyen de forages verticaux ou subverticaux, à partir de la surface (structure « à cabane ») ou d'une petite galerie de service.

Pour l'excavation de tranchées la protection peut être faite au moyen de structures planes inclinées soudées en bas.

L'écartement des forages dépend de la nature du sol, de la méthode de congélation choisie et de la précision et fréquence des contrôles prévus (c'est-à-dire de la marge de sécurité qu'on veut garantir).

En principe l'écartement varie entre  $50-60 \text{ cm}$  dans les argiles et  $70-80 \text{ cm}$  dans les sables et graviers pour la méthode directe à l'azote liquide.

Dans les mêmes types de sol les sondes peuvent être un peu plus espacées (de  $60 \sim 80$  à  $80 \sim 100 \text{ cm}$ ) en utilisant la méthode indirecte.

Les écartements dérivés des calculs théoriques sont très près des limites de sécurité surtout pour les sols à granulométrie fine; donc on peut les adopter seulement à condition d'un contrôle très précis et détaillé de toutes les déviations possibles des trous et anomalies dans la distribution des températures.

Ceci est en général le critère suivi par les Russes, mais nous avons vérifié qu'il est plus convenable, au point de vue technique et économique, d'augmenter la quantité des forages pour avoir moins de risques plutôt que de se soucier excessivement du contrôle des déviations des trous.

## 4 Procédés de congélation

La congélation des sols est obtenue en utilisant un fluide frigorigène le long de sondes congélatrices installées dans des trous perforés exprès, suivant la géométrie imposée par la forme et les caractéristiques mécaniques de la structure projetée.

Le choix du fluide frigorigène et donc des températures d'utilisation conduit à la définition des divers procédés de congélation que nous allons discuter maintenant.

### 4.1 Méthode directe

La méthode directe, soit à cycle ouvert, utilise un liquide à très basse température (azote) qui se vaporise dans les sondes et il est successivement libéré dans l'atmosphère.

L'azote à l'état liquide est transporté au chantier par des camions-citernes spéciaux, dans lesquels il est maintenu à une température de  $-196^\circ\text{C}$  (correspondant au passage d'état dans l'atmosphère), à une pression d'environ 5 bars.

Au chantier l'azote liquide est généralement conservé sous vide dans des réservoirs de stockage à double paroi dans lesquels il garde ses caractéristiques physiques jusqu'au moment de l'utilisation (fig. 9).

L'introduction dans le circuit est faite directement en utilisant la pression qui s'est formée dans les réservoirs

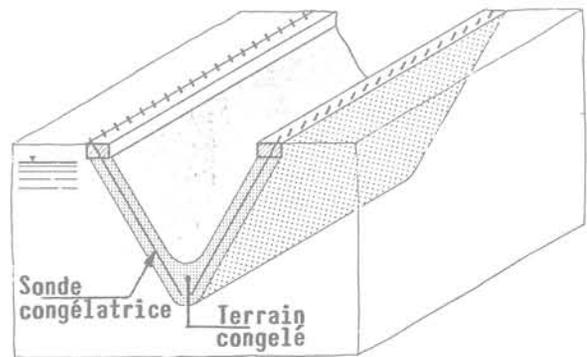
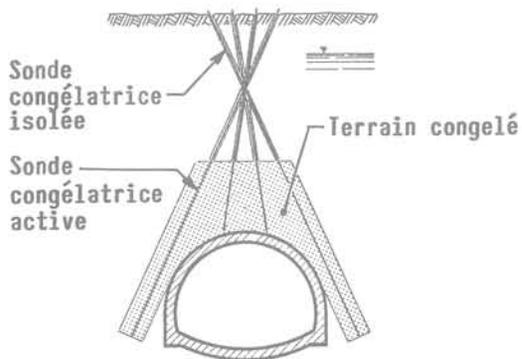
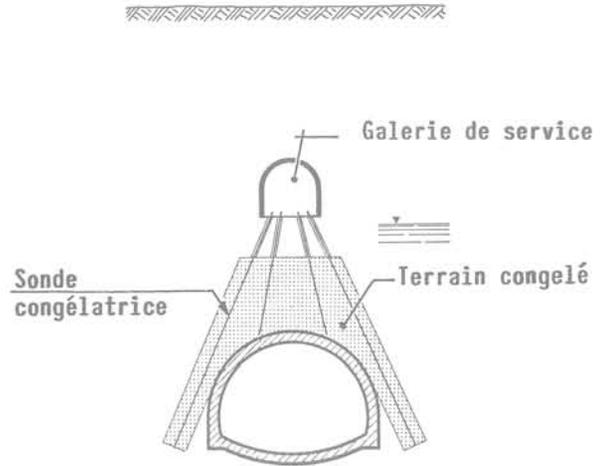
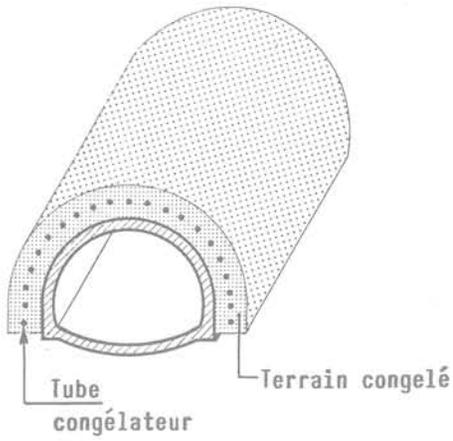
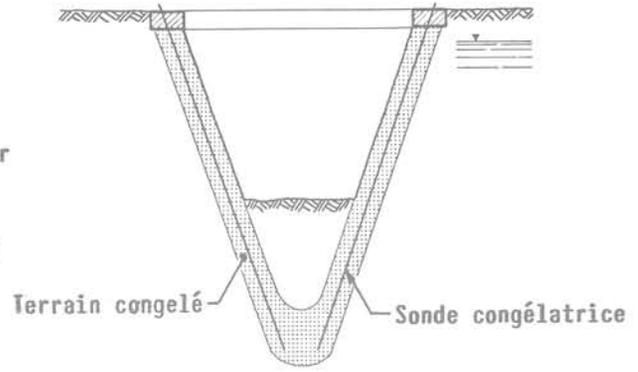
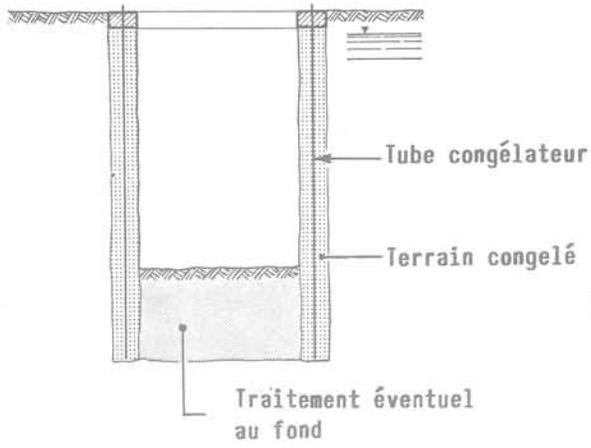


Fig. 8

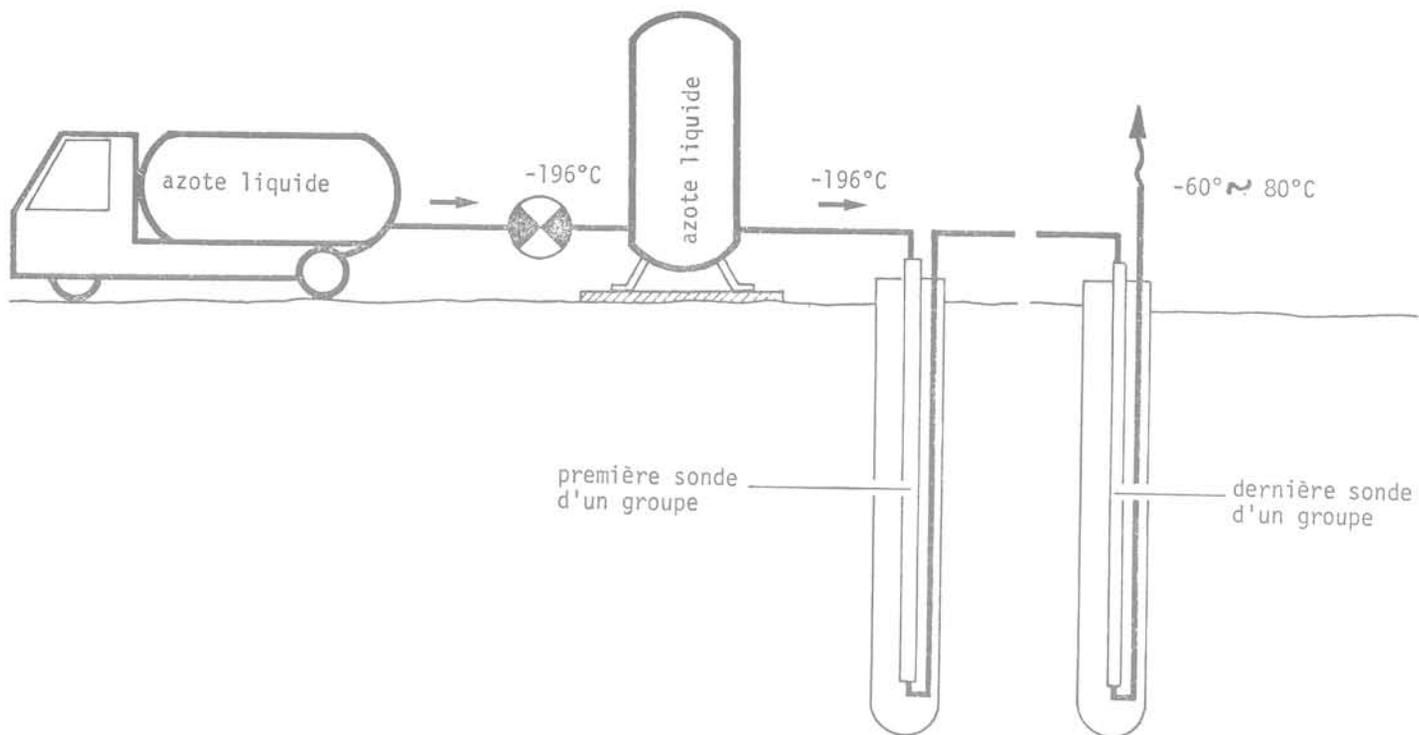


Fig. 9

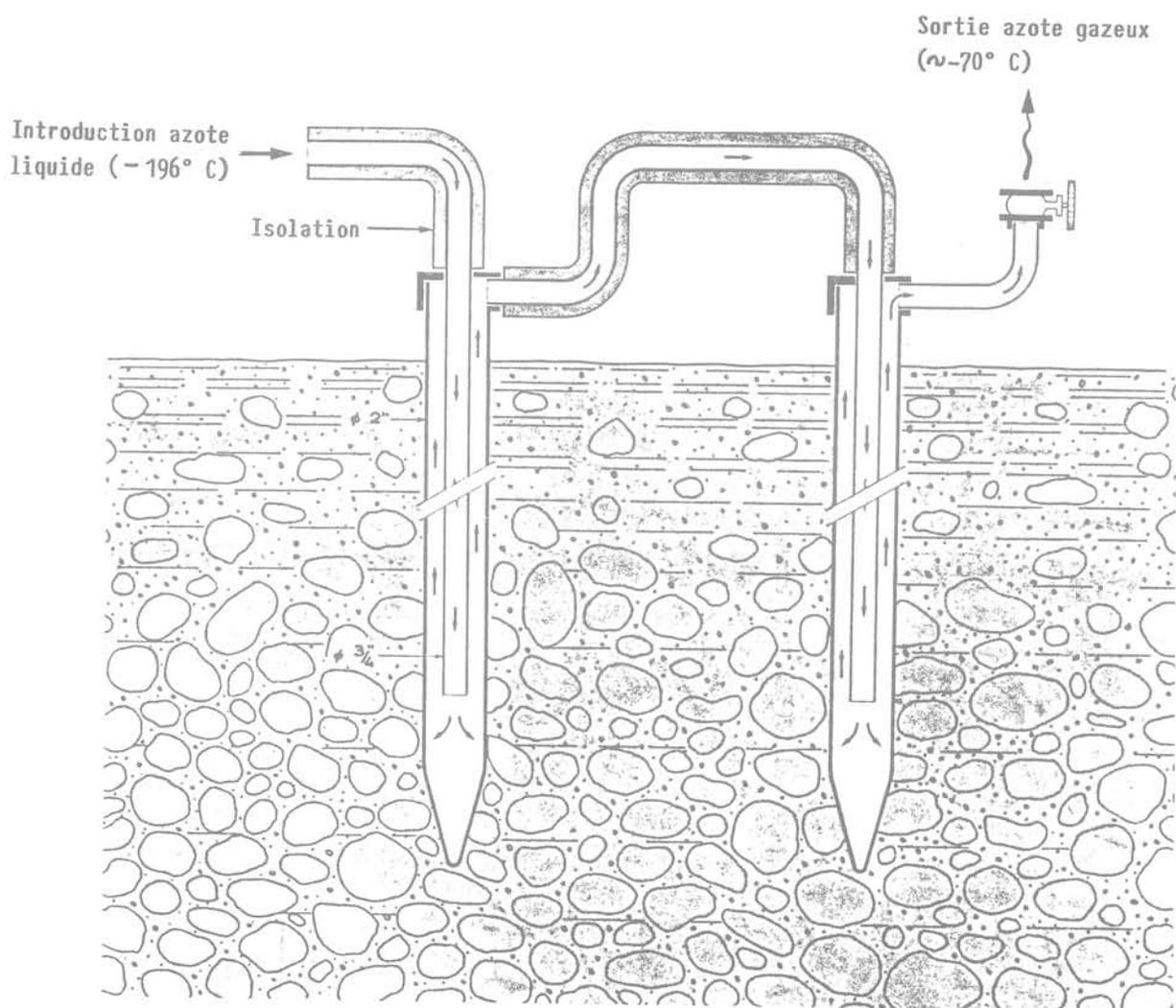


Fig. 10

et qui est réglable au moyen d'évaporateurs, à travers un tube de distribution qui transporte l'azote liquide aux sondes congélatrices. Celles-ci sont groupées et unies en séries entre elles.

A l'aval de la dernière sonde de chaque groupe il y a une vanne à travers laquelle l'azote, devenu gazeux, est libéré dans l'atmosphère.

Le rendement cryogénique d'un litre d'azote liquide est de 66 kCal, dont 39 pour la chaleur spécifique de vaporisation et 27 en ce qui concerne la chaleur absorbée du gaz entre les températures de  $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$  et  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Pendant le passage d'état (qu'on appelle « choc thermique ») on a donc un apport de frigories égal à 60 % environ de la quantité totale.

La sonde congélatrice (fig. 10) est constituée par deux tubes en acier coaxiaux, connectés entre eux par une tête spéciale qui permet le passage de l'azote liquide provenant du circuit de distribution (ou de la sonde contiguë) au tube de diamètre plus petit, et l'introduction successive de l'azote qui remonte dans l'interstice entre les deux tubes, dans la sonde suivante, ou dans l'atmosphère s'il s'agit de la sonde terminale d'un groupe.

Le type et l'épaisseur des matériels utilisés sont aptes à résister aux très basses températures de régime.

Les raccords doivent être exécutés avec un soin particulier parce que des fuites éventuelles d'azote à travers les filetages entraîneraient un bouleversement important de la structure du sol autour du tube congélateur; en effet il faut remarquer qu'au changement d'état il y a une augmentation volumétrique d'environ 700 fois.

L'introduction de l'azote liquide dans chacun des groupes disposés en parallèle est réglée par des vannes spéciales.

Le débit peut donc être modifié suivant les exigences; la pression est aussi contrôlable à l'aide de vannes placées à la sortie de chaque tube congélateur terminal.

Pour la formation correcte de la structure congelée, le

circuit de distribution doit être conçu de telle façon à pouvoir intervenir facilement aux points désirés.

Une grande souplesse du système est donc nécessaire afin de contrôler la distribution des frigories en fonction des lectures thermométriques.

L'isolation thermique de tous les tubes externes au volume de sol à congeler joue un rôle très important; il faut non seulement éviter la dispersion de frigories dans l'atmosphère, il est aussi nécessaire que l'azote arrive à l'état liquide jusqu'aux sections intéressées, pour en exploiter la capacité cryogénique développée au changement d'état.

Lorsque la congélation du sol est achevée, on a la phase d'entretien pour garder entre une certaine limite les températures atteintes, pendant le temps nécessaire.

Dans cette phase l'azote liquide est introduit toutes les fois que les thermomètres signalent des températures supérieures à celles établies pour avoir une marge suffisante de sécurité.

La figure 11 montre un exemple des variations de température à 50 et 70 cm de l'axe de congélation en fonction du temps, pendant la première phase (36 heures) et une phase d'entretien avec deux envois d'azote pendant une semaine.

Sur la base statistique de l'expérience la consommation d'azote liquide est de l'ordre de 1000 à 1200 litres/m<sup>3</sup> de sol, pour la congélation primaire et 40 à 50 litres/m<sup>3</sup> jour, pour l'entretien successif.

Le contrôle des températures du terrain est fait avec des couples thermoélectriques introduits à différentes profondeurs dans des forages appropriés, équipés par des tubes remplis d'un liquide incongelable aux températures atteintes.

La représentation graphique de tous les points de contrôle offre une vue d'ensemble de la consistance réelle de la structure congelée, en mettant en évidence les défaillances éventuelles et rendant donc possibles des interventions localisées afin de rétablir l'équilibre nécessaire.

Le délai pour obtenir la congélation primaire est généralement de l'ordre de 2 à 3 jours.

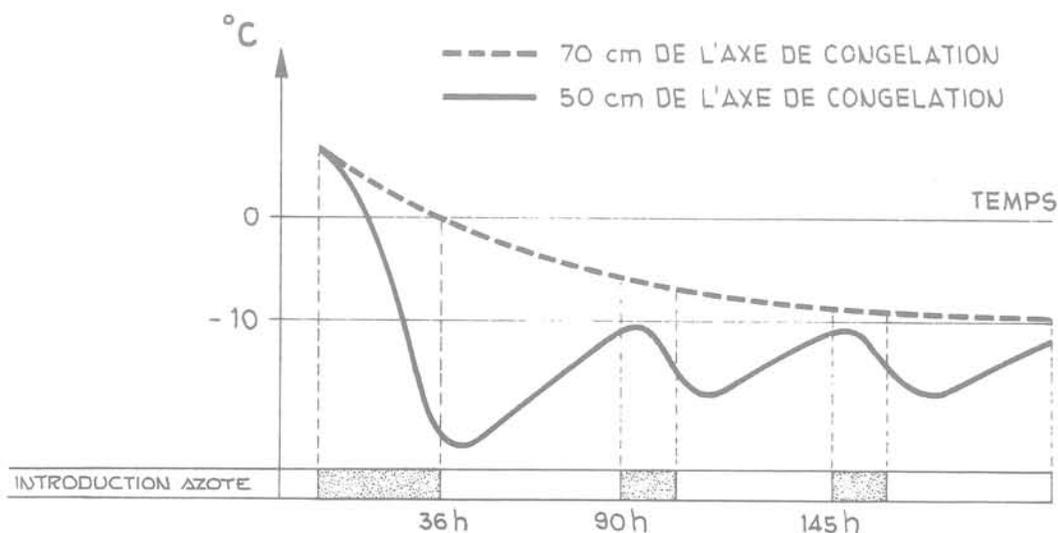


Fig. 11

## 4.2 Méthode indirecte

Dans la méthode indirecte la source du froid est constituée par un circuit frigorifique primaire qui, au moyen de compresseurs et condensateurs, liquéfie le fluide frigorifique qui se vaporise dans l'évaporateur en maintenant aux basses températures le liquide frigorifique qui circule dans le circuit secondaire jusqu'aux sondes congélatrices (fig. 12).

Il y a différents types de *fluides frigorifiques*, comme l'ammoniaque et le fréon et plus rarement l'anhydride carbonique.

Le *liquide frigorifique* généralement utilisé est une saumure ayant une température d'utilisation variable entre  $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$  et  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$  (solution chlorure de calcium à point de congélation égale à  $-55\text{ }^{\circ}\text{C}$ ).

Une technique plus récente permet d'utiliser des températures inférieures (environ  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) au moyen de liquides frigorifiques à température de solidification très basse et avec de faibles valeurs de viscosité (Terpène).

Les groupes frigorifiques, d'une puissance de l'ordre de 200 kW sont spécialement mis au point pour les travaux de congélation des sols.

Le tube congélateur est analogue à celui de l'azote liquide quant au principe de fonctionnement, avec un diamètre un peu plus grand en général.

Les tubes congélateurs sont joints entre eux en série et ils sont alimentés en parallèle par un collecteur de distribution réglé avec des vannes et prévu pour atteindre le meilleur équilibre hydraulique.

Le temps nécessaire pour la congélation est de l'ordre de 3 à 4 semaines, soit de 10 à 15 fois plus long par rapport à la méthode directe.

La fréquence des lectures thermométriques peut être réduite, à cause de la vitesse de congélation inférieure.

La figure 13 montre le déplacement dans le temps de l'isotherme  $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$  à partir de la sonde congélatrice : 10 jours pour atteindre 40 cm et un temps égal supplémentaire de 40 à 50 cm.

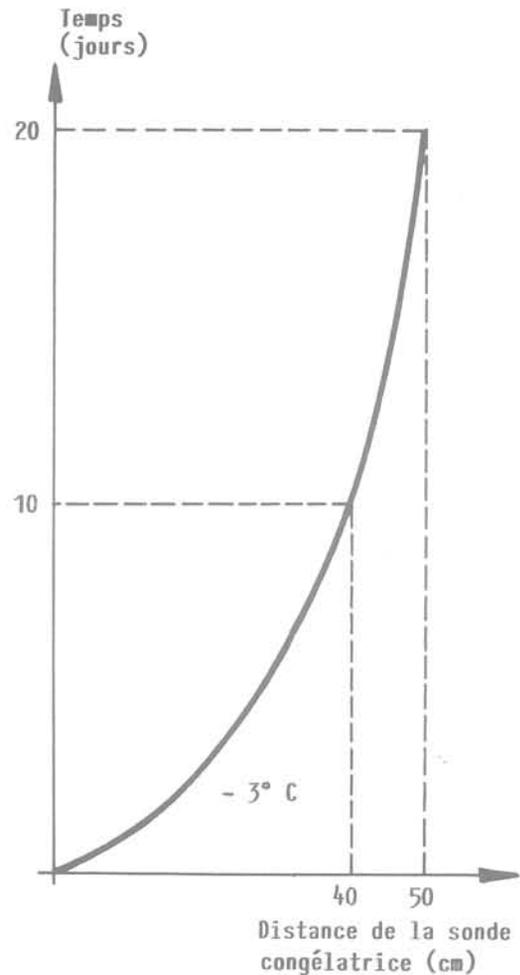


Fig. 13

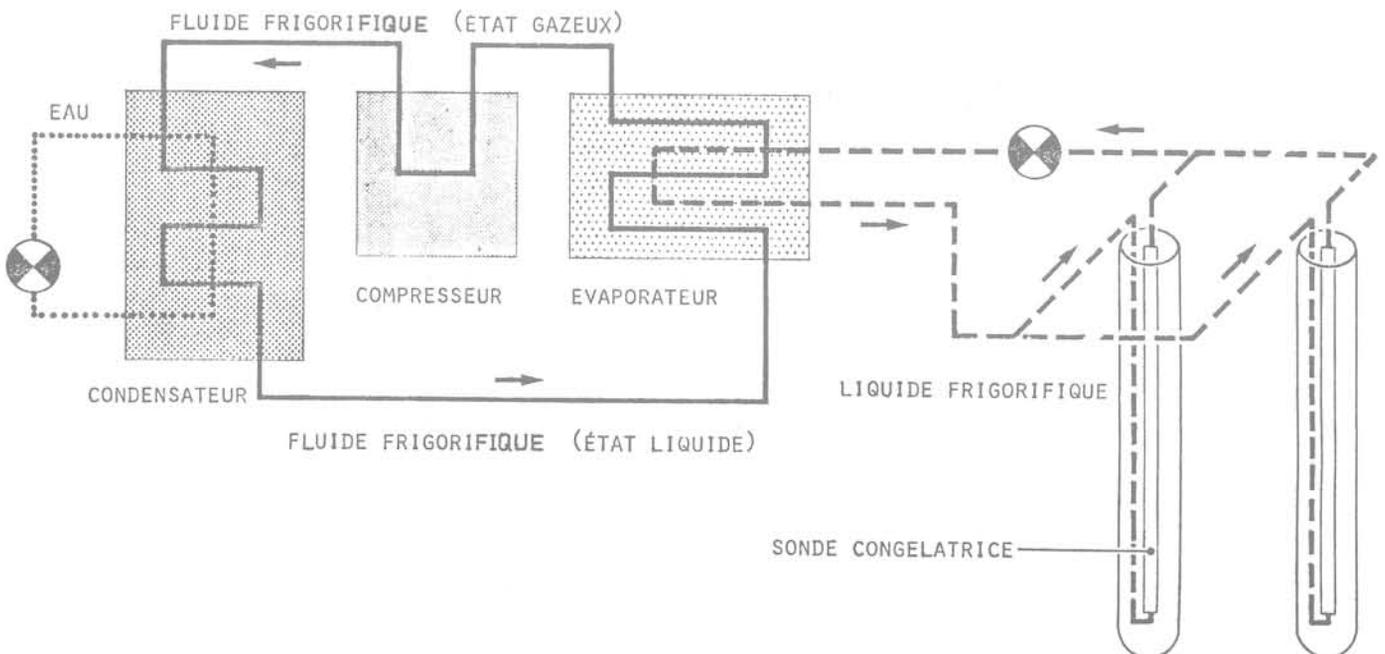


Fig. 12

Le plus faible rendement cryogénique de cette méthode par rapport à celle directe demande un très grand soin dans l'étude préliminaire du sol et dans le projet de l'installation frigorifique; les moindres erreurs peuvent entraîner les risques d'une durée plus longue du traitement ou même de l'impossibilité à atteindre les résultats prévus.

### 4.3 Méthode combinée

Ce système permet d'associer la grande puissance cryogénique et donc la souplesse et la sécurité de la congélation avec azote liquide, à la technique plus traditionnelle et économique des groupes frigorifiques (à la saumure).

La méthode combinée consiste essentiellement à rendre complémentaires les méthodes directe et indirecte, en utilisant les mêmes sondes congélatrices.

La technologie utilisée est donc conditionnée, quant aux matériels constituant les tubes congélateurs, par les basses températures entraînées par l'emploi de l'azote liquide; les distributions en surface sont différenciées dans les deux méthodes à cause des différentes dimensions des tubes nécessaires.

### 4.4 Critères de choix

Pour analyser les critères de choix il faut d'abord souligner la différence importante, en terme d'outillages, installations et main-d'œuvre, entre la méthode directe, plus simple et flexible et la méthode indirecte plus laborieuse et complexe.

Les phases principales sont constituées par l'installation et la mise en régime de la centrale frigorifique (limitée au placement des réservoirs de stockage pour l'azote liquide dans la méthode directe), par la réalisation des circuits de distribution entre la centrale et les sondes congélatrices, par la congélation primaire et l'entretien successif du sol traité.

La méthode à l'azote demande du personnel très spécialisé pour l'installation, particulièrement délicate à cause des basses températures en jeu, et des techniciens hautement qualifiés pour la définition et le contrôle des distributions différenciées du fluide dans les divers groupes de sondes en fonction des températures progressivement enregistrées.

Par contre la méthode indirecte demande plus de spécialistes pour le contrôle du circuit fermé comprenant les sondes congélatrices et surtout pour l'assistance continue (24 heures sur 24) à la centrale frigorifique afin d'en garantir le meilleur fonctionnement pendant plusieurs semaines.

Dans la figure 14 on compare les ordres de grandeur en pour cent de l'incidence économique des phases principales d'une intervention hypothétique avec les deux méthodes.

On voit que le coût de l'azote liquide représente 70 % contre 15 % pour la perforation et 15 % pour les sondes et la distribution dans la méthode directe.

Avec la méthode indirecte les frais de congélation se réduisent à 40 % du coût total, tandis que l'incidence de la perforation monte à 25 % et l'autre (sonde et distribution) à 35 %.

En termes globaux la méthode ouverte a un coût majeur de 2 à 3 fois, en moyenne, mais les comparaisons économiques peuvent conduire à des conclusions très variables selon les conditions particulières de chaque chantier.

Dans la quasi-totalité des cas étudiés la méthode indirecte présentait un avantage économique, malgré les charges plus importantes en termes d'investissement, d'installation et de temps.

Du point de vue du projet, l'azote liquide donne la possibilité de conférer au sol, dans un délai très court, des hautes résistances, celles-ci étant directement proportionnelles à la température négative atteinte.

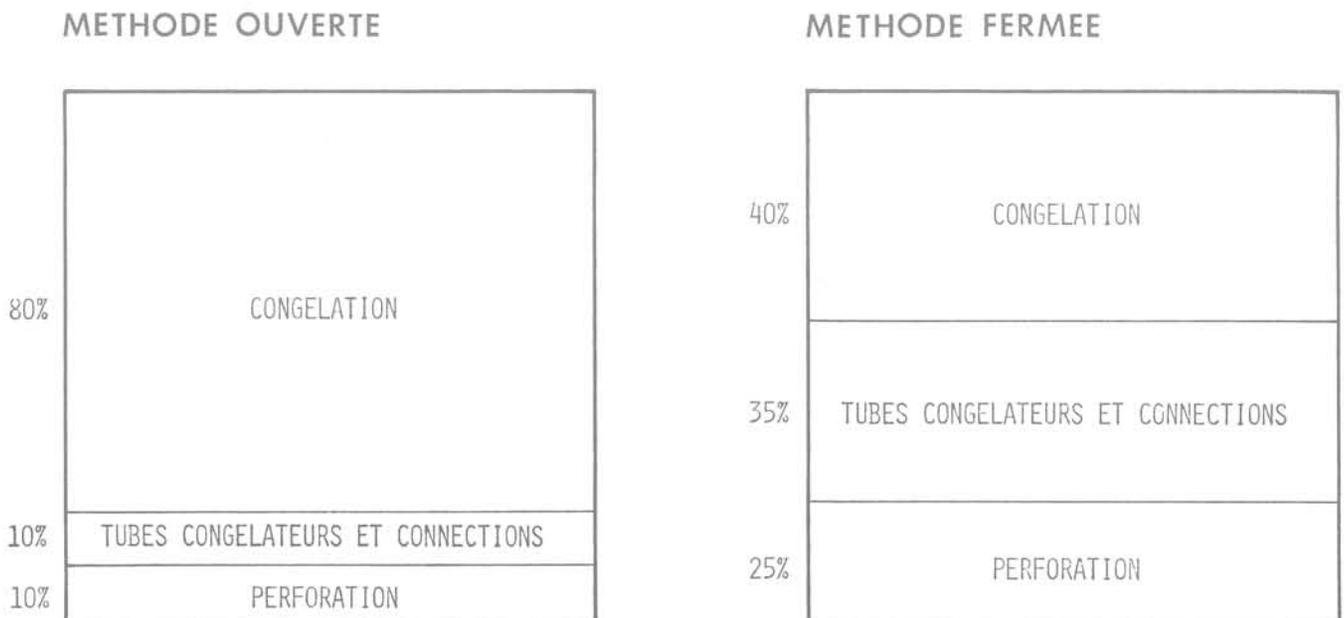


Fig. 14

Du point de vue de l'exécution la méthode à l'azote offre tous les avantages liés à la grande puissance cryogénique spécifique, qui permet le meilleur réglage du traitement en cours, limitant par conséquent les risques.

D'ailleurs le coût de ce système essentiellement déterminé par la consommation d'azote (environ 70 % du montant de l'intervention) et plus élevé par rapport à la méthode indirecte, limite en pratique son utilisation à des traitements qui exigent des temps très brefs ou qui présentent des difficultés techniques particulières.

Les difficultés peuvent dériver par exemple de la présence de courants d'eau souterrains ou de la nécessité d'intervention à l'immédiat voisinage de structures existantes.

Dans ce dernier cas la lenteur de la congélation à la saumure peut altérer sensiblement la structure des sols fins, entraîner une augmentation de volume due aussi à une progressive migration d'eau vers le front de congélation; dans quelques cas il faut aussi considérer les modifications en pis des caractéristiques mécaniques après dégel.

Par contre la congélation beaucoup plus rapide à l'azote liquide, réduit nettement ces effets négatifs.

La méthode combinée, c'est-à-dire constituée par la congélation préliminaire à l'azote liquide et l'entretien successif à la saumure, peut se révéler convenable au point de vue tant technique qu'économique dans les sols difficiles où l'entretien de la congélation est prévu dans un long délai.

En ces cas, la méthode directe est plus sûre techniquement en phase de congélation primaire, tandis que l'entretien successif est plus économique s'il est fait à la saumure.

La combinaison des deux méthodes permet en outre de résoudre des problèmes imprévus dans les meilleures conditions techniques et économiques, soit lorsqu'il y a des doutes en phase de projet sur la structure et les caractéristiques hydrogéologiques du sol à congeler.

En pratique la méthode combinée peut rendre possible, si nécessaire, des interventions ponctuelles à l'azote liquide dans un traitement projeté à la saumure.

## 5 Exemples d'application

La technique de la congélation a été utilisée dans presque tous les pays de l'Europe Occidentale; parmi les exemples plus remarquables on rappelle les interventions parfois de grande importance et difficulté pour le creusement de tunnels métropolitains à Paris, Stuttgart, Essen, Francfort, Londres, Oslo, Helsinki, Zurich, Bruxelles et Barcelone.

Dans les pays socialistes et surtout en Union soviétique, où la recherche théorique et expérimentale s'est amplement développée depuis la dernière guerre mondiale, des grands travaux de congélation ont été réalisés par exemple pour le métro de Moscou, Kiev, Leningrad, etc.; et pour la construction d'ouvrages hydrauliques, fondations et galeries minières.

Au Japon dans les derniers vingt ans on a fait plus d'une centaine d'applications; sont particulièrement dignes de remarque les travaux exécutés entre 1975 et 1979 pour permettre la construction de six galeries sous-fluviales à Tokyo (congélation indirecte de 37 000 m<sup>3</sup> de sol au moyen de 11 600 m de forages

équipés).

En Italie le premier exemple de congélation à grande échelle est donné par les interventions à l'azote liquide sur un chantier de l'autoroute du Brennero dans les années 1970-71.

Le but était l'exécution de 7 puits descendant de 12 à 17 m sous la nappe pour la fondation directe des piles d'un viaduc pour la traversée du lac de Fortezza.

Les structures de sol congelé avaient des formes elliptiques ou circulaires de diamètres variables entre 5,5 et 10 m obtenues par perforation verticale jusqu'à 13-19 m de profondeur.

Les phases typiques de travail sont illustrées par la figure 15. La figure en bas montre une vue planimétrique de la distribution des forages pour le cas des piles elliptiques.

Au total on a fait 10 000 m de perforation et utilisé 6 000 m<sup>3</sup> d'azote liquide.

Le cliché 16 est une vue panoramique du remblai autour d'un puits circulaire en cours d'excavation.

Le cliché 17 montre les parois de sol congelé dans un puits elliptique.

Le cliché 18 montre le circuit de distribution autour d'un puits et l'azote gazeux libéré dans l'atmosphère.

Dans l'année suivante (1972) on a fait une application typique de la méthode combinée (azote liquide + saumure) à Abbadia Lariana sur le lac de Como, pour permettre la fondation par puits d'une monopile de 10 m de diamètre, jusqu'à 27 m sous le niveau du lac (fig. 19).

Le sol était constitué par des éboulis de pente, dans une matrice très fine, sur un rocher calcaire fortement fracturé et avec des pentes très remarquables.

Pour permettre l'excavation en toute sécurité il était nécessaire de réaliser une structure cylindrique de sol consolidé apte à garantir l'étanchement absolu et une résistance homogène très élevée.

Le but a été atteint par injection préalable pour intéresser les discontinuités les plus importantes, par congélation à l'azote liquide afin de réaliser une coque résistante dans la zone détritique et par une congélation plus faible, à la saumure, pour l'étanchement du calcaire et l'entretien de la structure de sol congelé pendant l'excavation.

L'étanchement du fond a été obtenu au moyen d'injection à base de résines phénoliques en cours de travail.

La consolidation définitive a été faite à la fin du bétonnage de la fondation, en injectant des coulis à base de ciment dans les fissures préalablement libérées des matériaux limoneux-argileux qui les remplissaient, par des lavages à l'air et à l'eau sous pression.

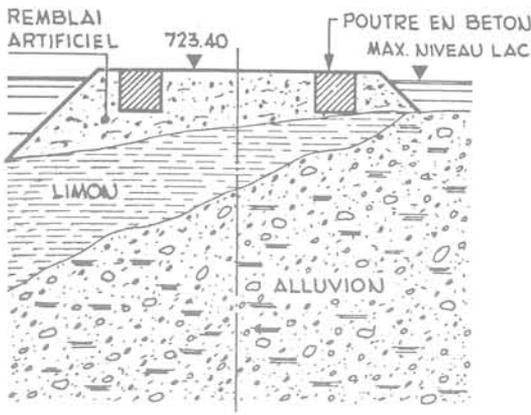
Voici quelques chiffres sur les travaux exécutés :

- 1 800 m de perforation équipée pour la congélation;
- 1 300 m<sup>3</sup> d'azote liquide utilisé;
- 4 mois de congélation et entretien à la saumure.

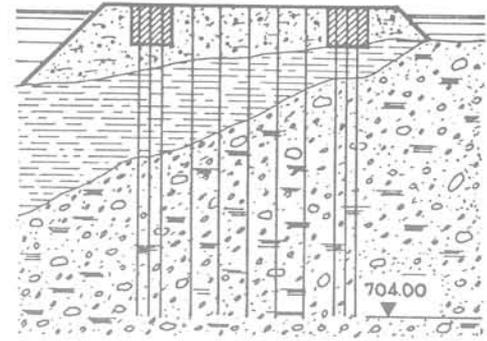
Sur les clichés 20 et 21, on montre le circuit de distribution et la paroi de sol congelé après l'excavation.

Au chantier de Santomarco, en 1973-74, le creusement du tunnel de chemin de fer à double voie Paola-Cosenza (Italie du Sud) en cours d'exécution par la

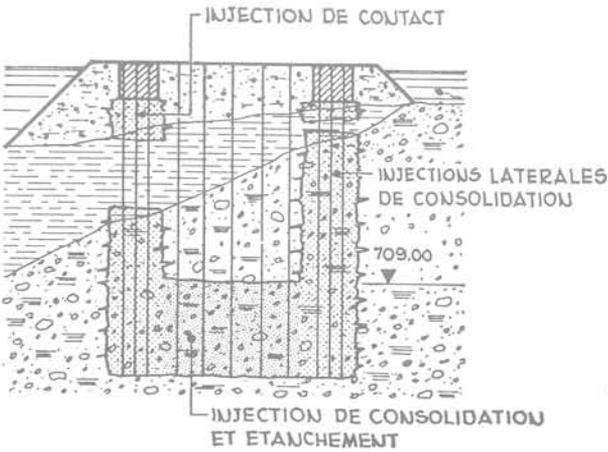
### I<sup>e</sup> PHASE - EXECUTION PLAN DE TRAVAIL



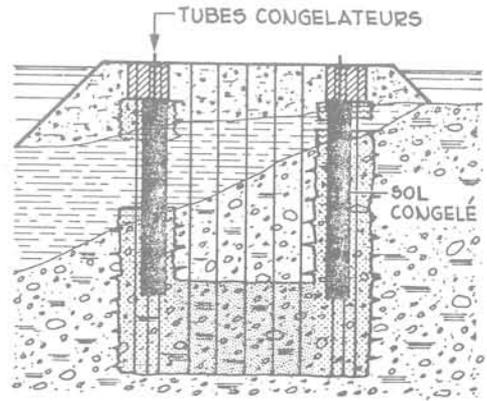
### II<sup>e</sup> PHASE - PERFORATION INJECTION



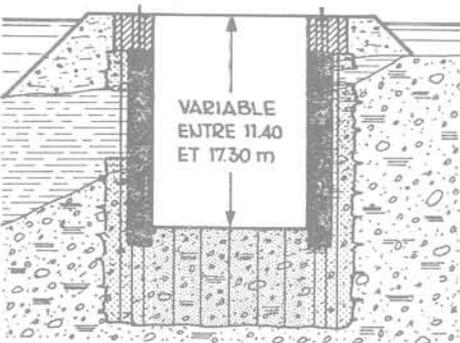
### III<sup>e</sup> PHASE - INJECTION



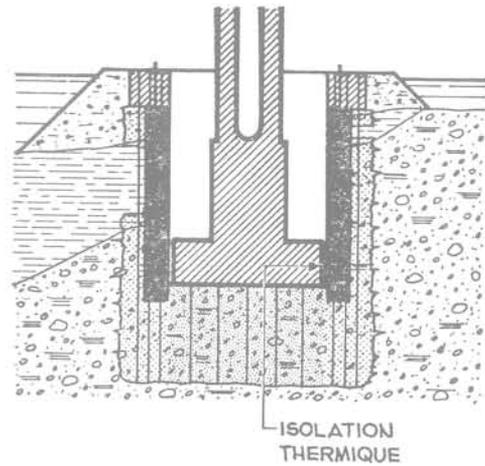
### IV<sup>e</sup> PHASE - CONGELATION



### V<sup>e</sup> PHASE - EXCAVATION (entretien)



### VI<sup>e</sup> PHASE - BETONNAGE



### PLAN

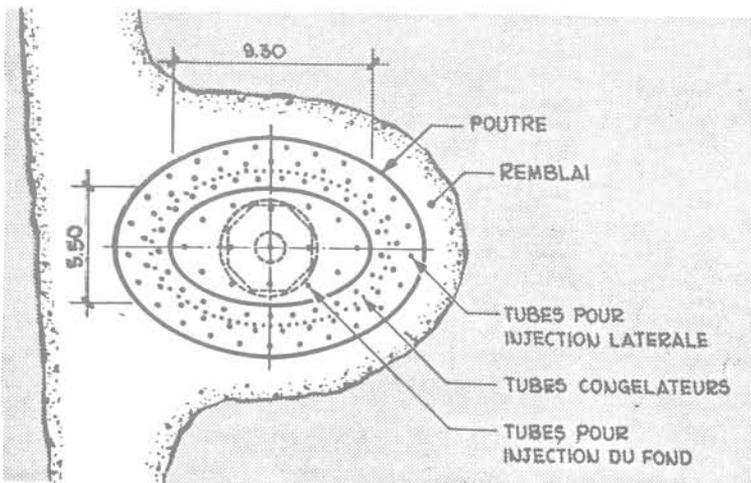
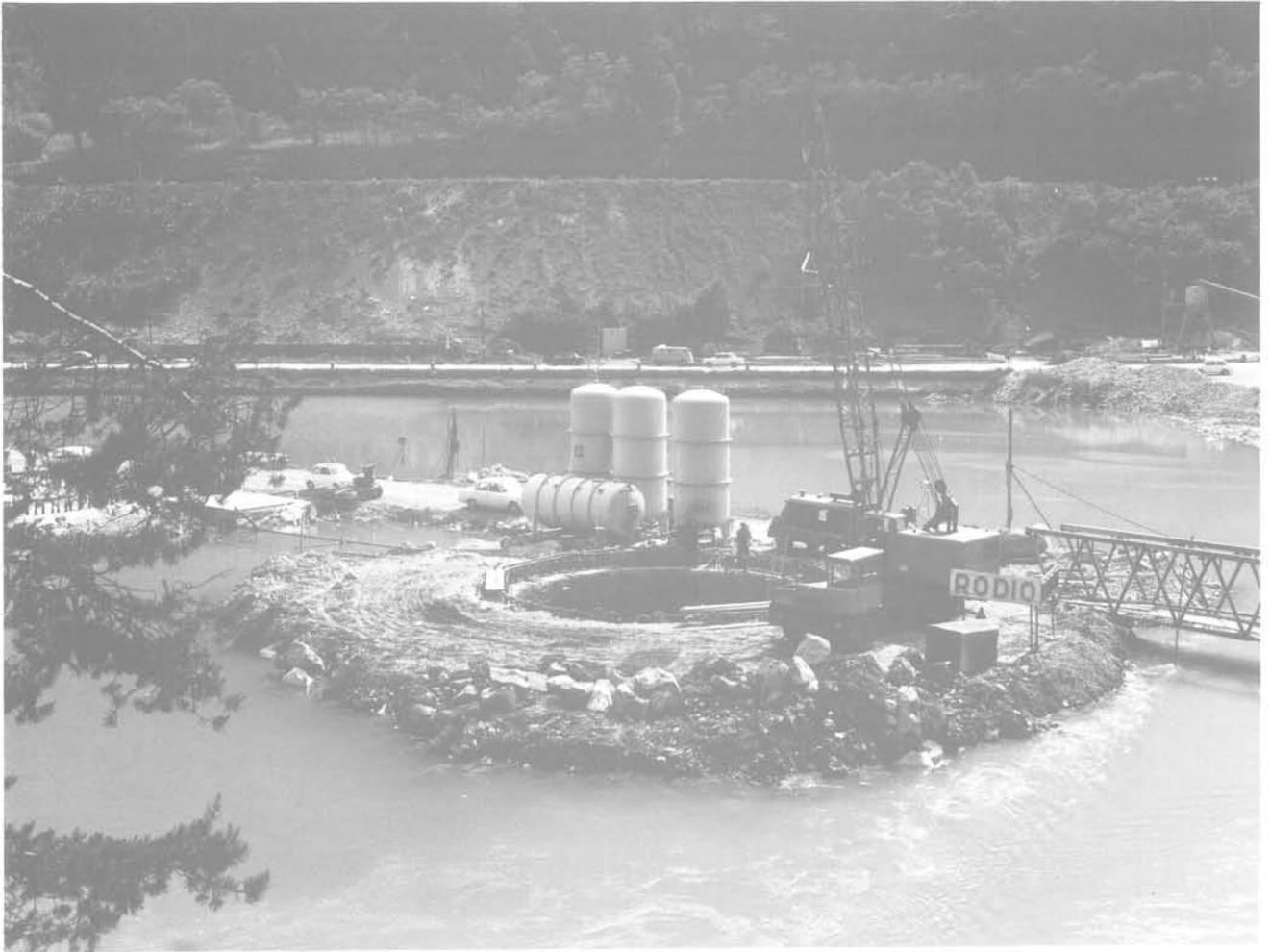
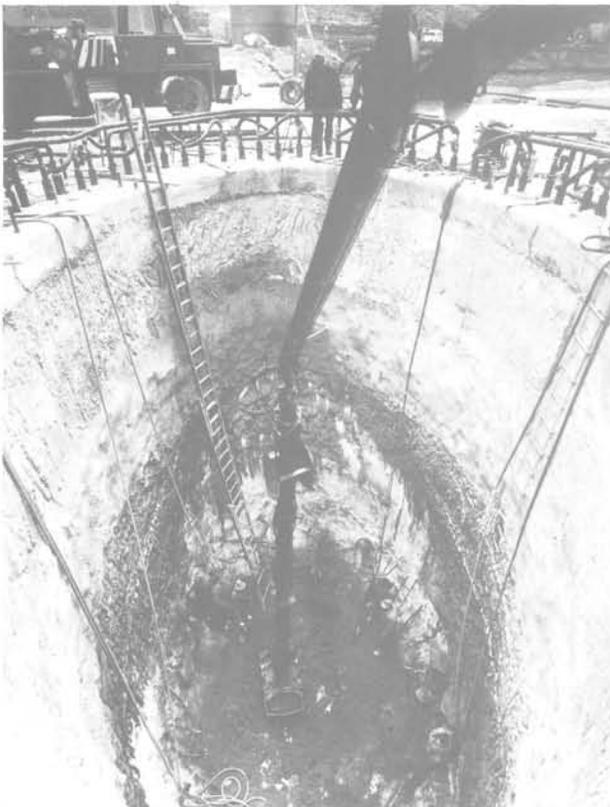


Fig. 15



*Cliché 16*



*Cliché 17*



*Cliché 18*



Cliché 20

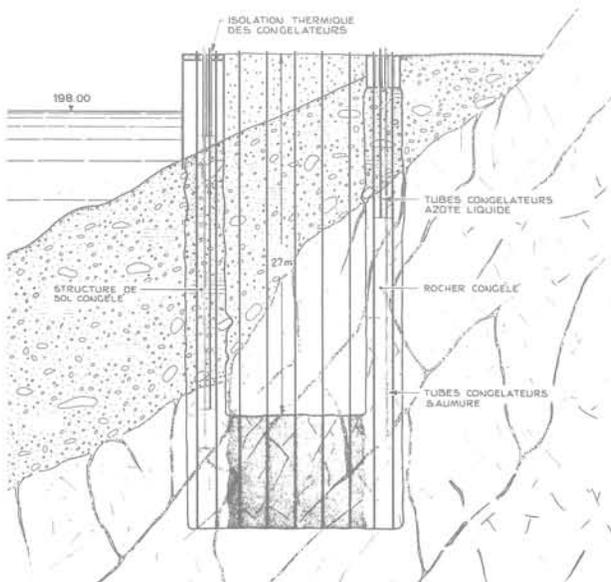


Fig. 19



Cliché 21

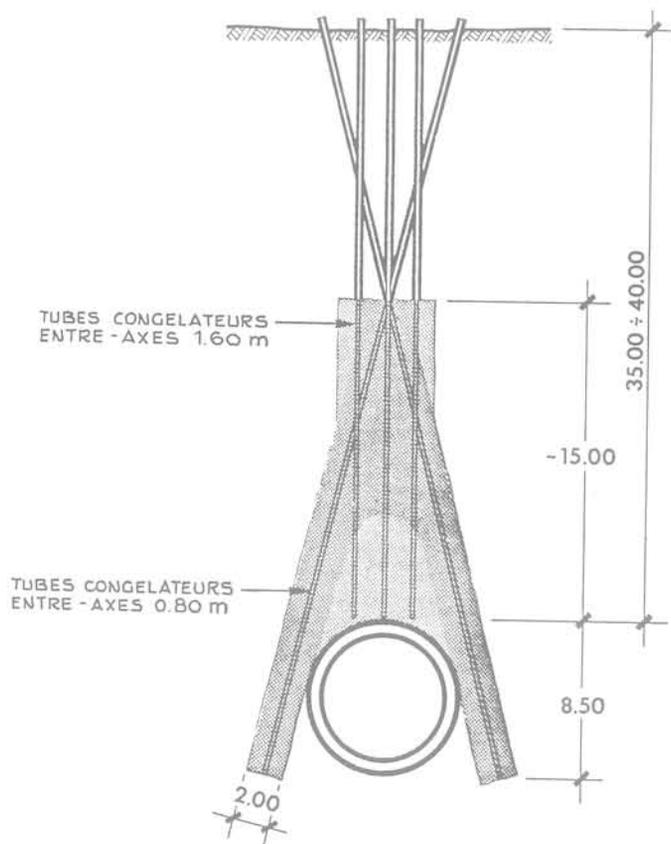
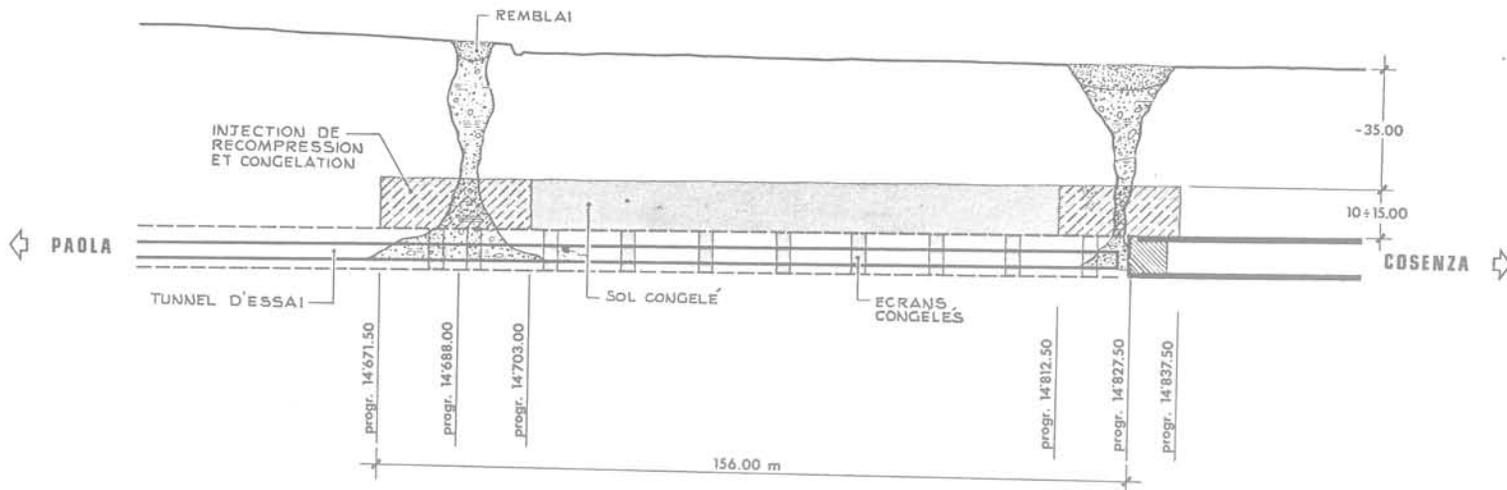


Fig. 22 Santomarco III  
Tunnel ferroviaire Paola-Cosenza

méthode du bouclier à pleine section circulaire de 8,5 m de diamètre a dû être arrêté à cause de refoulements importants de limon sableux semi-fluide qui ont provoqué deux grandes « cheminées » (fig. 22).

Afin de poursuivre le creusement en sécurité avec un avancement du bouclier de 2,4 m/jour, on a proposé et réalisé une congélation à la saumure, précédée par un compactage du sol bouleversé, au moyen d'injection à claquage.

Le schéma d'intervention consistait à former une structure portante, « à cabane » obtenue au moyen de deux murs congelés, parallèles à l'axe du tunnel et qui se croisaient 15 m environ au-dessus de la calotte.

Cette structure a été intégrée par la congélation du volume de sol compris entre la calotte et les deux murs, au moyen d'une série de sondes congélatrices verticales plus espacées.

La longueur de tunnel traité a été de 150 m, la perforation 28 000 m, la puissance frigorifique installée 750 kW pour un délai de 5 mois.

Des interventions analogues ont été faites en 1974-75 à Messine, où le creusement de deux tunnels autoroutiers parallèles dans des silts marno-argileux meubles a dû être interrompu à cause d'éboulements importants à l'avancement.

Pour le tunnel droit (fig. 23), on a congelé à la saumure pour obtenir une structure de sol résistante à l'extrados des zones de calotte et pieds-droits au moyen de perforations verticales et inclinées de longueur comprise entre 20 et 30 m, sur 74 m de tunnel.

Au tunnel gauche la congélation a permis d'obtenir une coque de sol résistant et étanche au moyen de perforations subhorizontales à « parapluie » à partir de deux fronts d'avancement (fig. 24).

La longueur moyenne des perforations a été de 23 m sur 35 m de galerie.

Sur les clichés suivants, on voit la distribution des sondes congélatrices pour le traitement sub-vertical du tunnel droit (cliché 25) et le traitement subhorizontal du tunnel gauche (cliché 26).

La puissance frigorifique installée était de 360 kW (2 groupes). La perforation a atteint un total d'environ 10 000 m.

# SECTION LONGITUDINALE

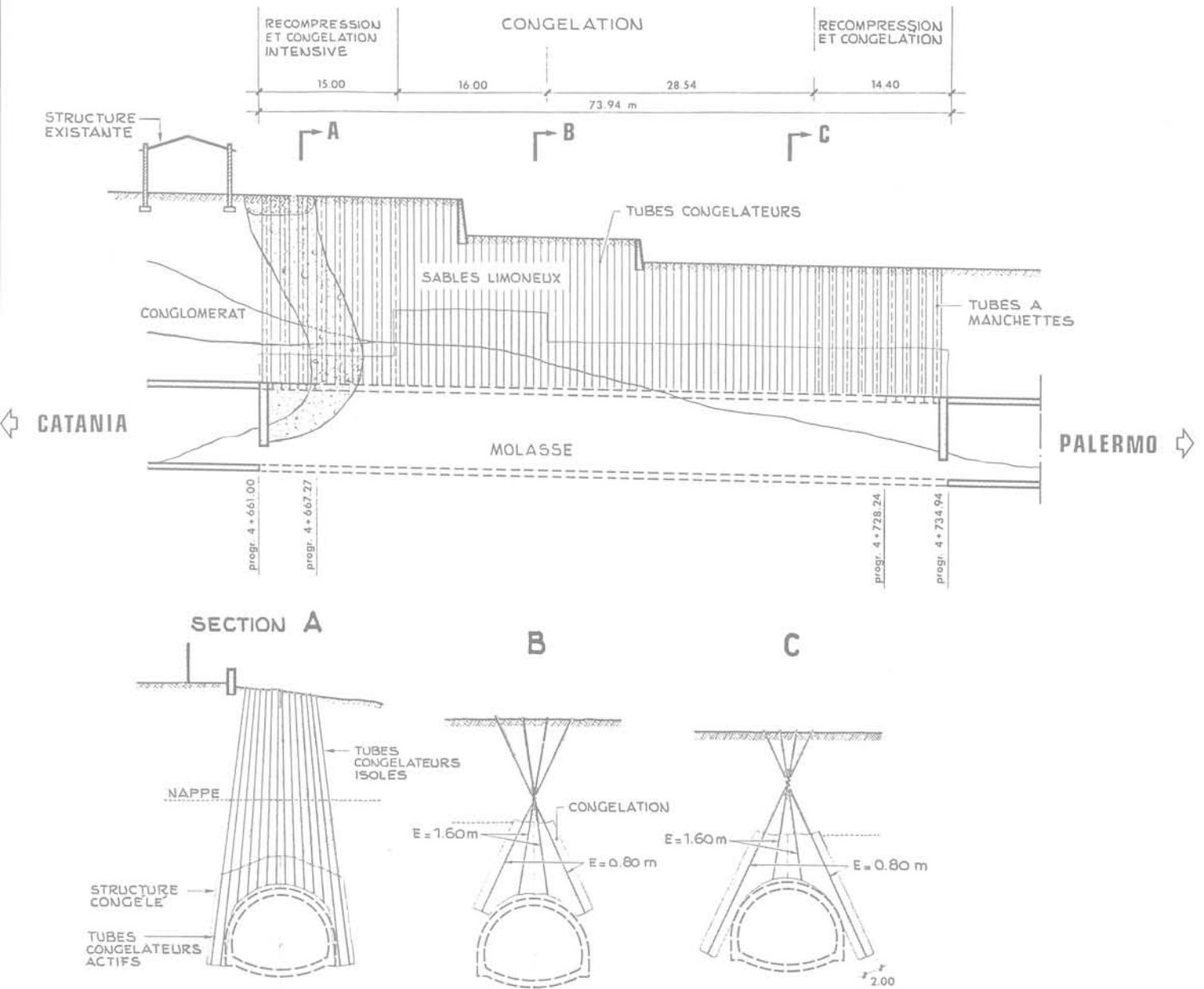
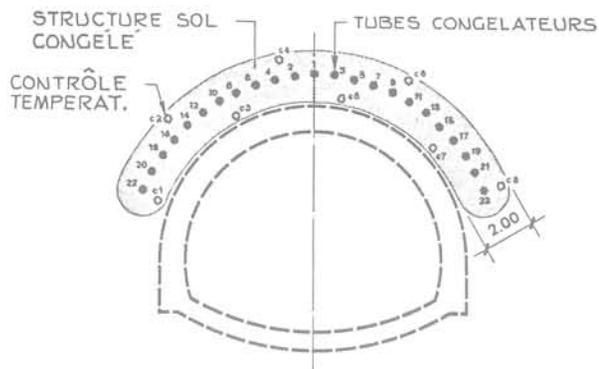
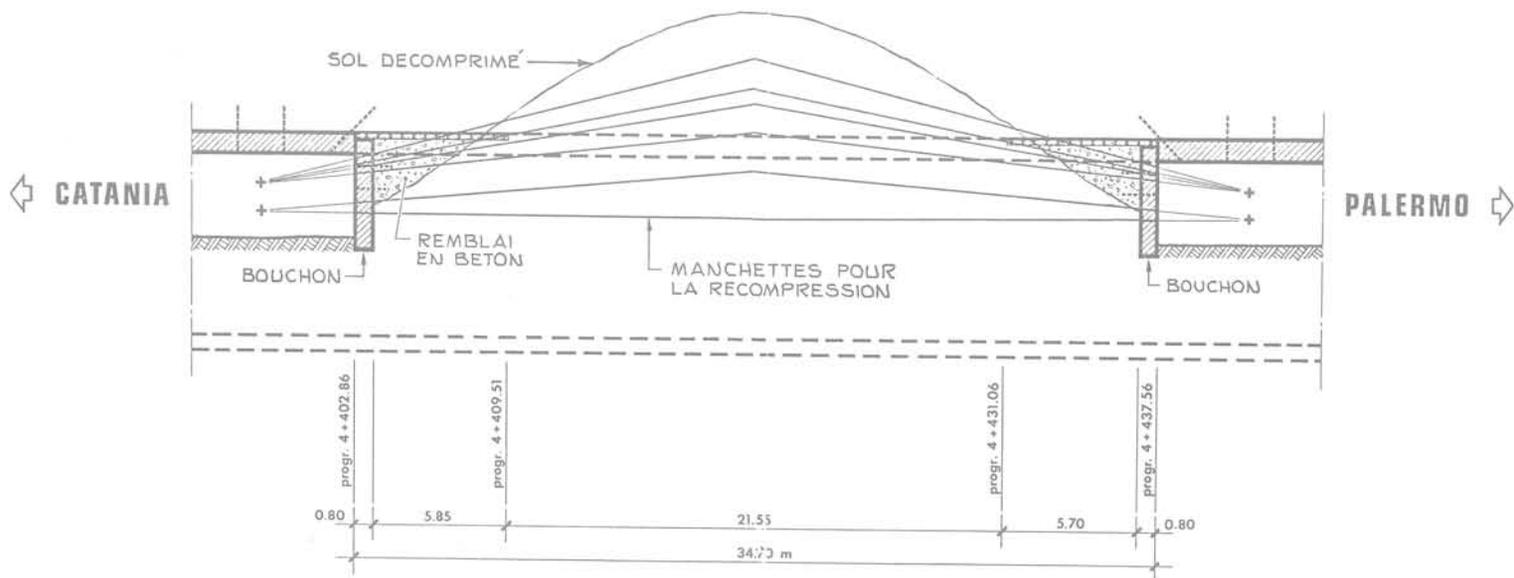


Fig. 23 Messina  
Tunnel S. Giovanni (droit) (autoroute Catania-Palermo)



COUPE TRASVERSALE

SECTION LONGITUDINALE



PLAN

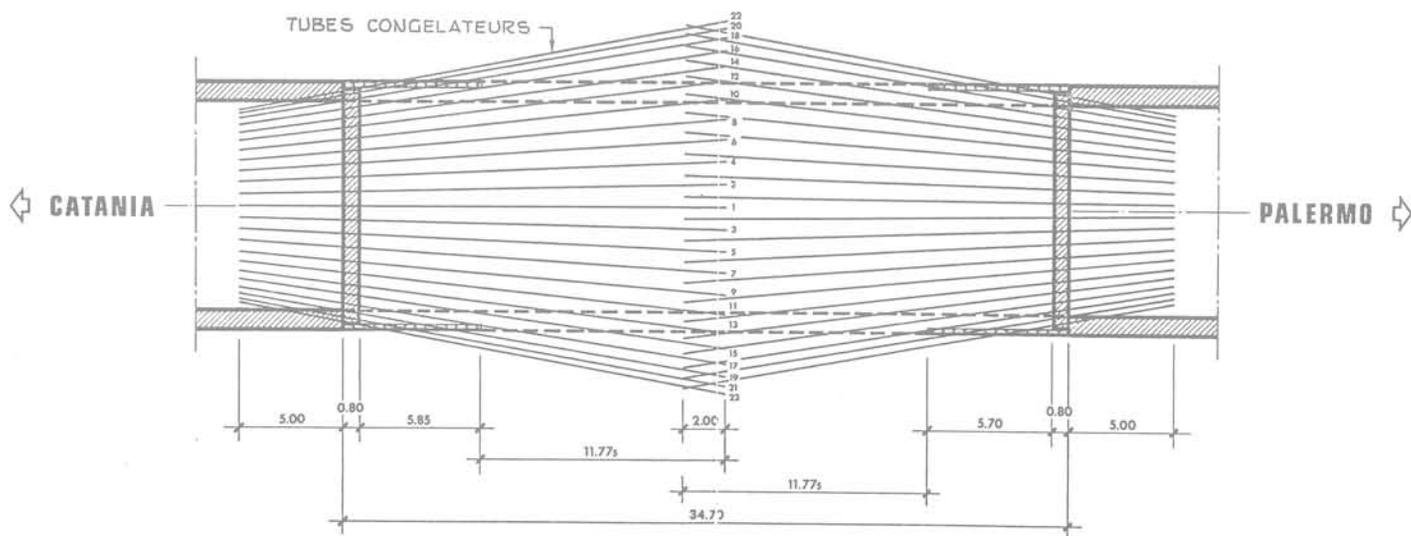


Fig. 24 Messina  
Tunnel S. Giovanni (gauche) (autoroute Catania-Palermo)



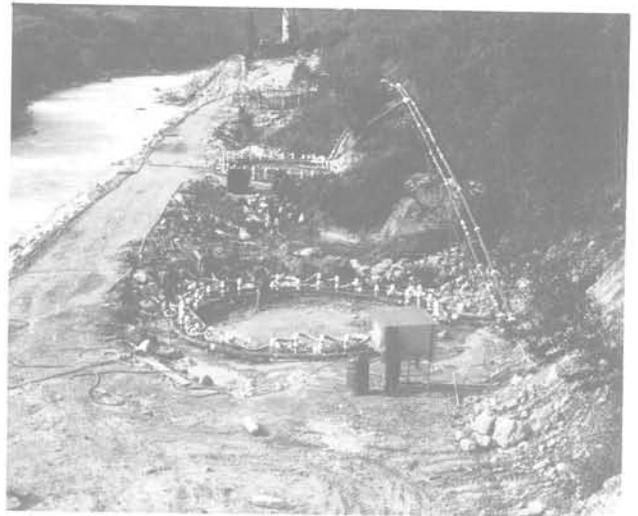
*Cliché 25*



*Cliché 26*

Les travaux de congélation à la saumure exécutés en 1978-79 à Pontebba (Italie du Nord-Est) pour les fondations par puits d'un viaduc sur la route nationale Udine-Tarvisio, démontrent la sécurité de cette technique et sa réelle compétitivité par rapport à d'autres solutions alternatives.

Les puits de fondation ayant un diamètre de 7 m (fig. 27) devaient être creusés jusqu'à 16 m de profondeur dans un sol constitué par des sables, graviers et gros cailloux avec passages de sable fin limoneux.



Cliché 28

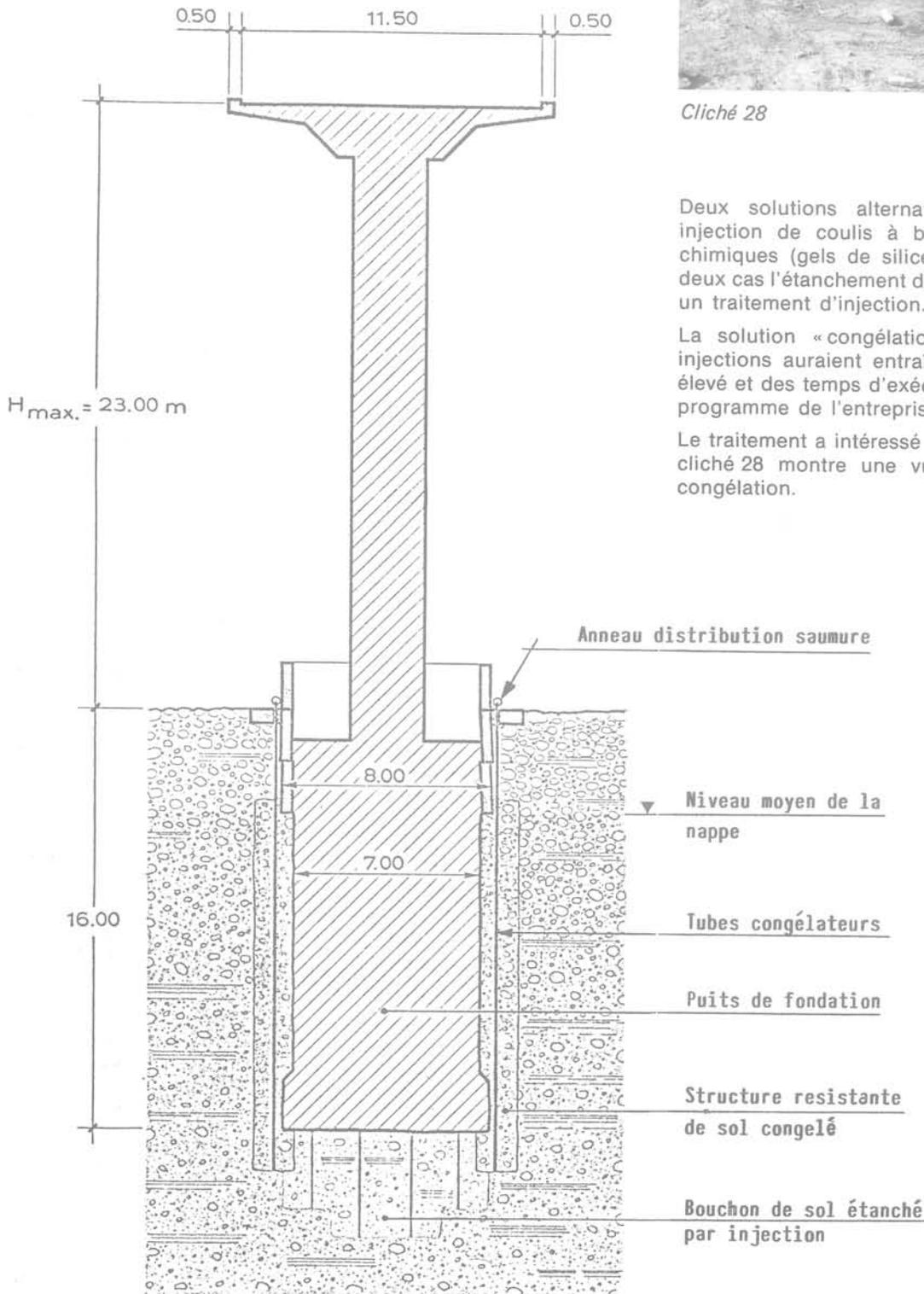


Fig. 27

Deux solutions alternatives ont été examinées : injection de coulis à base de ciment et produits chimiques (gels de silice) ou congélation; dans les deux cas l'étanchement du fond devait être garanti par un traitement d'injection.

La solution « congélation » a été choisie car les injections auraient entraîné un coût beaucoup plus élevé et des temps d'exécution incompatibles avec le programme de l'entreprise générale.

Le traitement a intéressé un complexe de 23 piles; le cliché 28 montre une vue du chantier pendant la congélation.

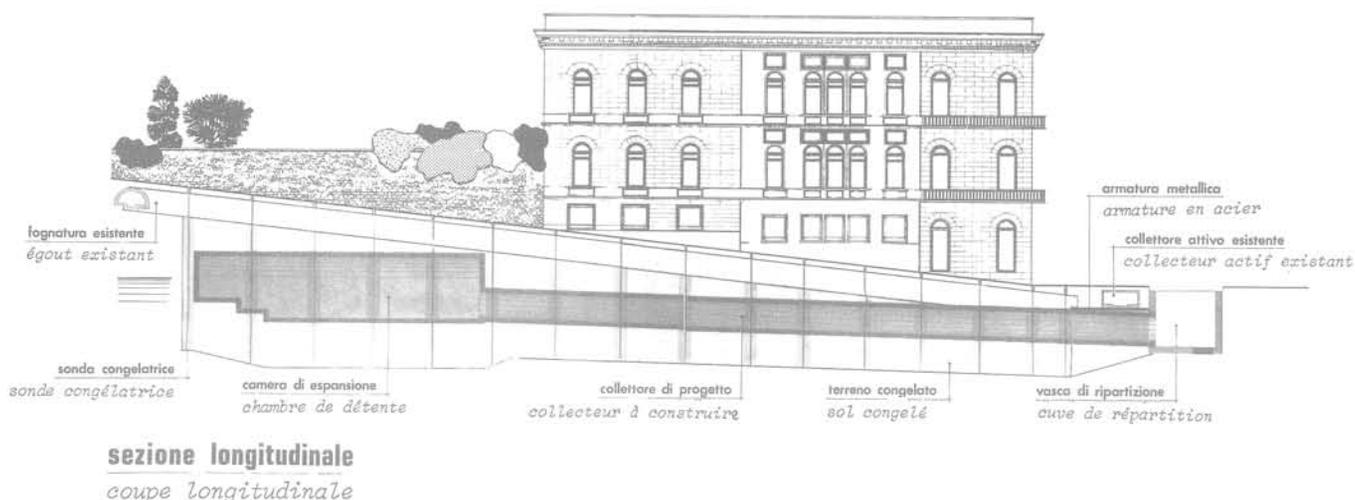


Fig. 29

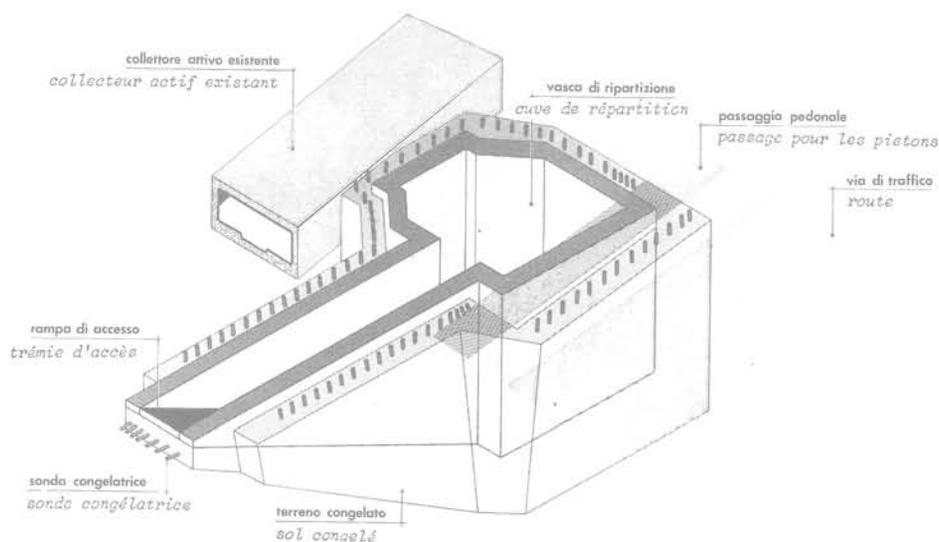


Fig. 30

Les travaux ont été exécutés en 8 mois en utilisant plus de 12000 m de forages équipés et une puissance installée de 380 kW (environ 400 000 kCal/heure).

Les interventions faites à Naples entre 1978 et 1980 (Via Tasso) offrent un exemple de la remarquable souplesse de la méthode combinée.

Les ouvrages en question étaient un collecteur d'égouts de 3,40 m de diamètre, une cuve de répartition et une chambre de détente à construire au centre de la ville sous le niveau de la nappe et au voisinage immédiat de bâtiments.

Le sol était constitué par des sables plus ou moins limoneux et pouzzolanes.

La figure 29 est une vue en élévation avec une section longitudinale.

La géométrie de l'intervention pour la cuve de répartition est illustrée par les figures 30 (vue d'ensemble) et 31 (section le long de la trémie d'accès).

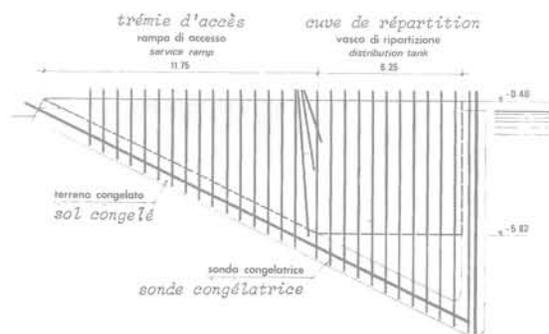


Fig. 31

Les figures 32-33 montrent le schéma d'intervention sous un collecteur actif existant, au moyen de forages sub-horizontaux à partir de la cuve et en utilisant la méthode directe à l'azote liquide pour gagner du temps, donner au sol des résistances plus élevées et en réduire le gonflement.

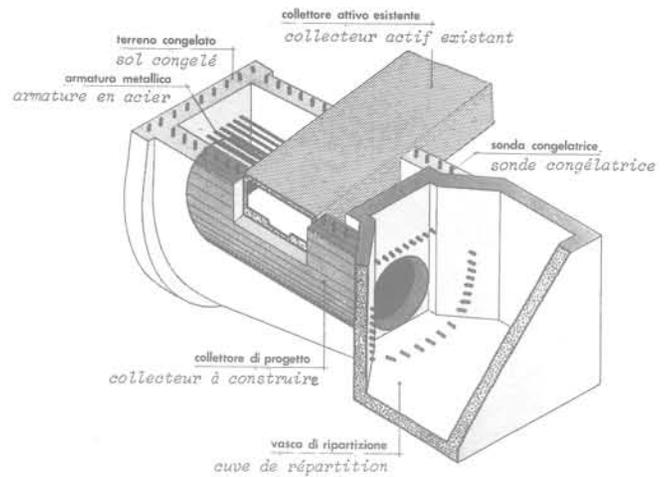


Fig. 32

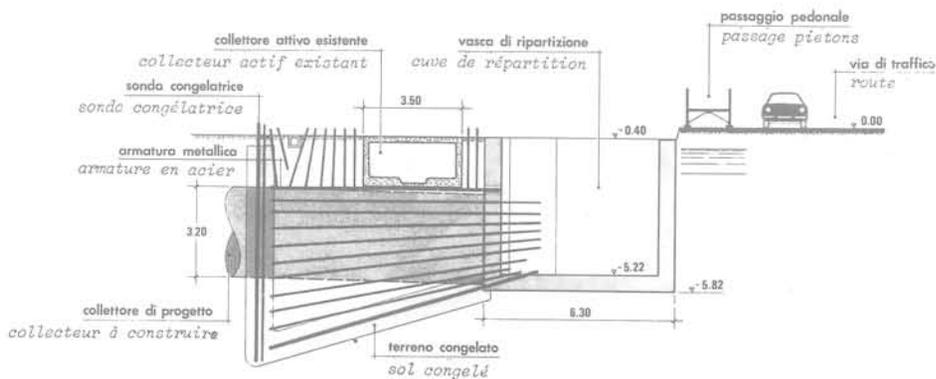


Fig. 33

Il est intéressant de remarquer que la congélation relative à la cuve, prévue à la saumure, était localement empêchée par un flux concentré d'eau provenant d'un vieux collecteur abandonné dont on ne connaissait pas l'existence.

Le problème a été résolu rapidement avec des traitements ponctuels à l'azote liquide.

Pour le tunnel et la chambre de détente on a utilisé la méthode indirecte à la saumure au moyen de forages verticaux ou sub-verticaux à partir de la surface.

Le schéma d'intervention pour le tunnel est illustré dans la figure 34 :

- deux murs résistants de sol congelé;
- injection de compactage entre le vieux collecteur et la section de creusement du nouveau;
- injection de consolidation et étanchement par coulis chimiques en dessous, entre les murs latéraux de sol congelé;
- une série de parois transversales de sol congelé pour séparer les volumes d'excavation selon le programme de revêtement du tunnel.

Un schéma analogue a été adopté pour la chambre de détente (fig. 35).

Voici quelques chiffres sur la quantité des travaux de congélation : 6000 m de perforation, 800 m<sup>3</sup> d'azote liquide, un groupe frigorifique de 180 kW (200 000 kCal/heure).

La dernière application qu'on va présenter a été faite à Nice l'année passée, pour permettre le creusement d'un tunnel de 3 m de largeur, hauteur 2,6 m et 26 m de longueur, à partir d'une chambre de travail en parois moulées et descendant avec une pente de 12 % jusqu'au parking souterrain dans le complexe immobilier Nice-Étoile (fig. 36).

Le tunnel devait être réalisé en respectant un collecteur d'égout immédiatement au-dessus et le trafic de l'avenue Jean-Médécine, au cœur de la ville, avec une couverture entre 3,5 et 5 m.

Le sol, sous nappe, était constitué par une succession de limon sableux, argile et sable fin avec passages argileux.

L'impossibilité d'un traitement complet par injection a amené au choix de la congélation comme le seul moyen pour permettre l'excavation en souterrain.

Le projet a prévu la formation d'une couronne cylindrique de sol congelé autour de la section à creuser, à températures plus basses que  $-10^{\circ}\text{C}$  sur une épaisseur de 80 cm.

On a utilisé la méthode plus drastique à l'azote liquide pour des raisons techniques liées surtout à la nécessité de réduire au minimum le gonflement du sol et donc le risque de dégâts aux structures d'égout et routières.

Les forages pour la congélation et pour le contrôle des températures ont été exécutés à partir de la chambre de travail jusqu'à la paroi en béton constituant la structure d'enceinte du parking souterrain.

COLLECTEUR D'EGOUT

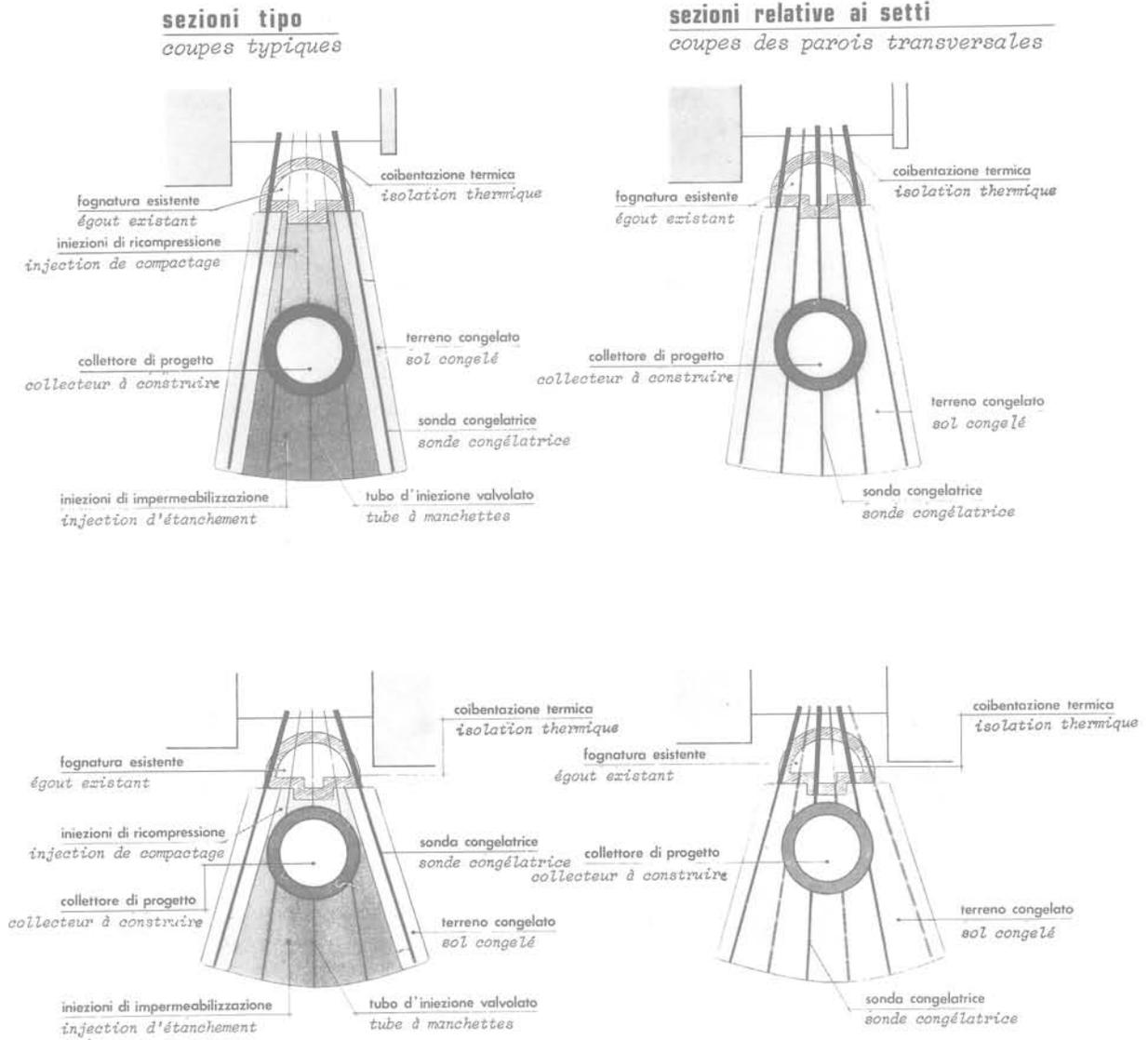


Fig. 34

CHAMBRE DE DETENTE

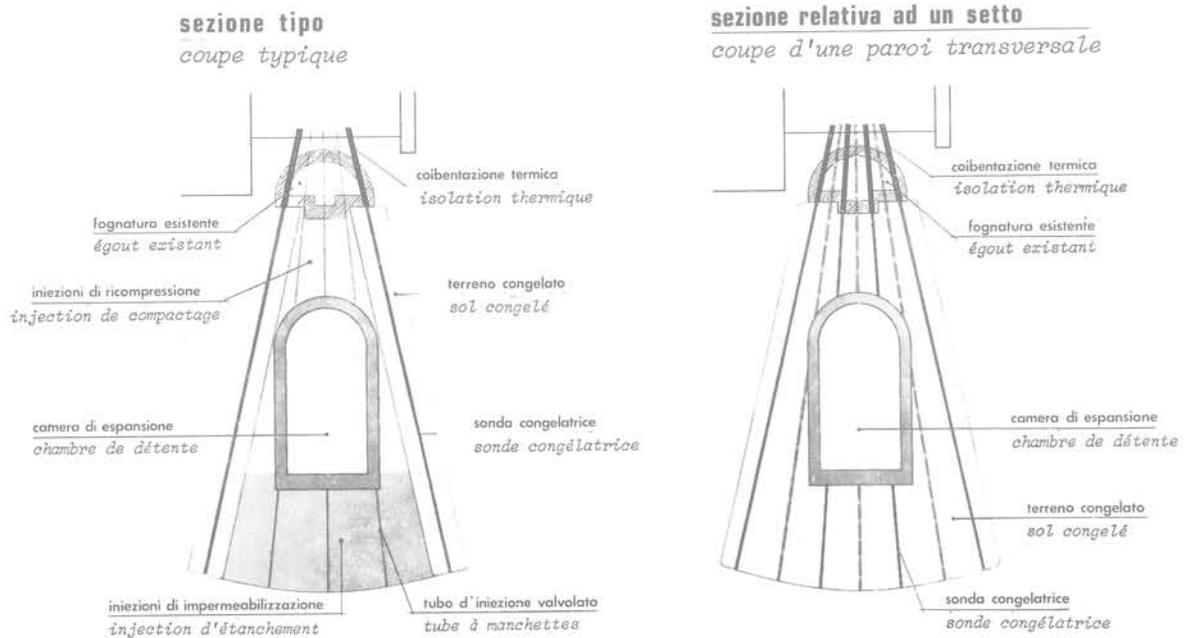


Fig. 35

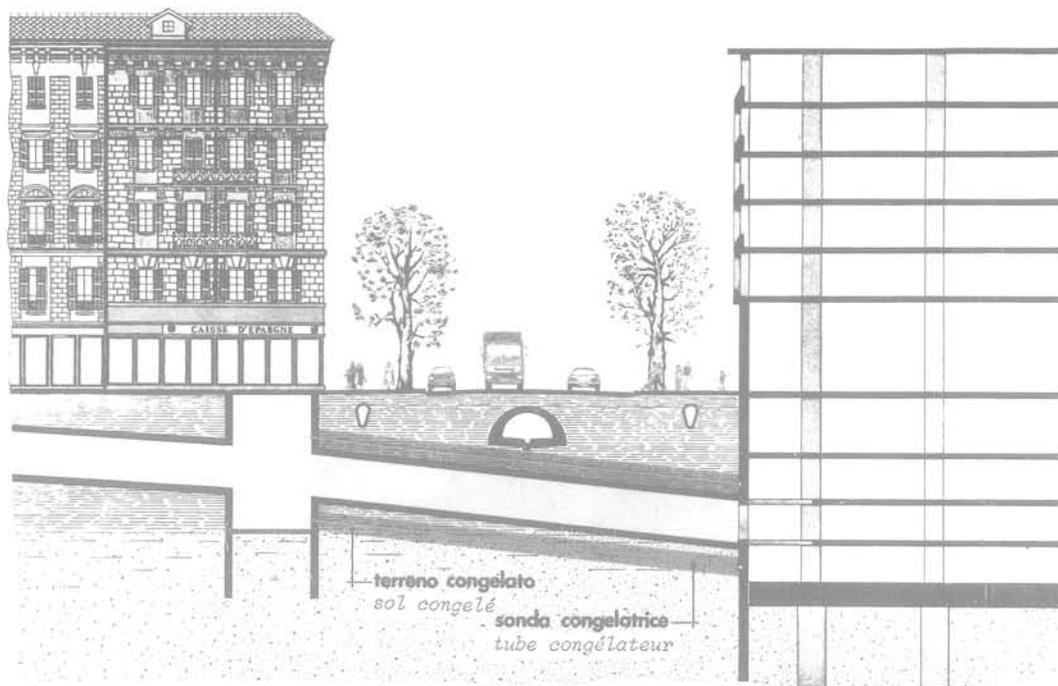
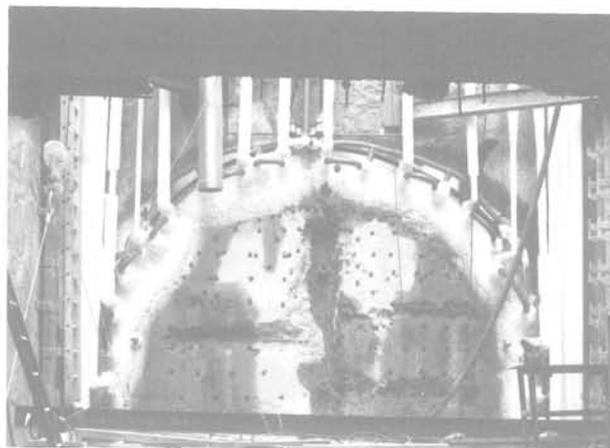


Fig. 36

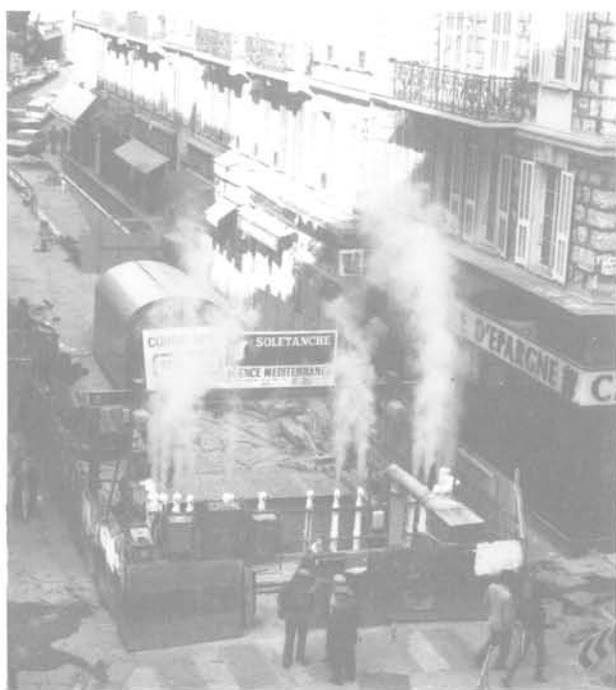
La connaissance exacte de la géométrie du traitement, permise par la vérification directe de la position des sondes congelatrices et des tubes de contrôle à l'intersection de la paroi du parking, a donné la possibilité d'étudier (avec un haut degré de précision) les liaisons entre les quantités d'azote et l'évolution des isothermes dans les différents types de sol.

En moyenne la condition de projet (isotherme  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  à 40 cm de l'axe de congélation) correspondait à une épaisseur de sol congelé d'environ 120 cm (c'est-à-dire : isotherme  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  à 60 cm de l'axe).

La consommation totale d'azote a été de  $650\text{ m}^3$  pour la congélation primaire (durée 100 heures) et  $880\text{ m}^3$  pour l'entretien pendant 35 jours d'excavation et bétonnage.



Cliché 38



Cliché 37



Cliché 39

En considérant le volume de sol au-dessous de  $-10^{\circ}\text{C}$  (anneau d'épaisseur 80 cm) la quantité d'azote est égale à 1600 litres/m<sup>3</sup> pour la congélation et 60 litres/m<sup>3</sup> jour pour l'entretien.

En se référant au volume de sol au-dessous de  $0^{\circ}\text{C}$  (épaisseur d'environ 120 cm) les chiffres susdits se réduisent respectivement à 1000 litres/m<sup>3</sup> et 40 litres/m<sup>3</sup> jour environ.

Le cliché 37 présente une vue panoramique du puits pendant la congélation avec les tubes de sortie du gaz.

Sur le cliché 38, on voit les raccords entre sondes congélatrices dans la zone de calotte, avant de commencer l'excavation.

Le cliché 39 montre un détail du contact entre la structure de sol congelé (à la fin du creusement) et la paroi en béton du parking souterrain.

### Références bibliographiques

BALOSSI RESTELLI A. (1971)  
«Un'applicazione mista d'iniezioni e congelamento con azoto liquido sull'Autostrada del Brennero» *L'Industria delle Costruzioni*, n° 26.

BALOSSI RESTELLI A. (1973)  
«La tecnica del congelamento dei terreni per risolvere un delicato problema geotecnico sulla S.S. 36» *L'Industria delle Costruzioni*, n° 38.

BALOSSI RESTELLI A. (1975)  
«Congelacion de los terrenos» *Materiales Maquinaria y Metodos para la Construcion*, n° 119.

BALOSSI RESTELLI A. (1980)  
«Le fondazioni profonde del viadotto di Pietratagliata nella zona sismica di Pontebba» *L'Industria delle Costruzioni*, n° 109, 21-28.

BALOSSI RESTELLI A., GALLAVRESI F. (1976)  
«Il congelamento del terreno ha risolto due difficili problemi di scavo in galleria» *L'Industria delle Costruzioni*, n° 57, 3-18.

BERNE' C., FIORAVANTI G., RUSSO R. (1979)  
«Congelamento del terreno ed opere di sostegno per uno scavo sotto falda» *Rivista Italiana di Geotecnica*, n° 1, 19.

COMPTE RENDUS I.S.G.F. 78 (1978)  
*1st International Symposium on Ground Freezing*, Ruhr University, Bochum, Germany.

COMPTE RENDUS I.S.G.F.'80 (1980)  
*2nd International Symposium on Ground Freezing*, Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim, Norvège.

GALLAVRESI F. (1979)  
«Techniques de la congélation dans les travaux de génie civil - Utilisation de la méthode combinée azote-saumure» *Comptes rendus de la Conférence des Journées d'Étude S.I.A.* - Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zurich, mars 1979.

GALLAVRESI F. (1980)  
«Ground Freezing - Application of the mixed method brine - liquid nitrogen» *Proc. 2nd International Symposium on Ground Freezing*, Trondheim, Norvège.

GALLAVRESI F. (1981)  
«Tecniche di congelamento» *Atti X° Ciclo di Conferenze dedicate ai problemi di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni* - Politecnico di Torino - Istituto di Scienza delle Costruzioni, 17/19.

GALLAVRESI F., TORNAGHI R. (1976)  
Written contribution - Session 1 - *Proc. 1st International Symposium Tunnelling'76* - Institution of Mining and Metallurgy, London.

HAFFEN M. (1981)  
«Tunnels dans les sols instables : État actuel des techniques de consolidation par injection et par congélation» *Comptes rendus Journées d'Études Internationales A.F.T.E.S. sur la recherche d'économie dans les travaux souterrains*, Nice 10, 4 mai.

KHAKIMOV Kh. R. (1966)  
«Artificial Freezing of Soils - Theory and Practice» Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.

NASONOV I.D. (1969)  
«Congelamento delle rocce filtranti» (en russe).

TORNAGHI R., GINETTI L. (1972)  
«Soil impermeabilization by grouting and freezing» *Proc. Conference on Protection of Underground Construction against Water*, Bratislava.

TSYTOVICH N.A. (1975)  
«The Mechanics of Frozen Ground» McGraw Hill Book Co., New York.

VYALOV S.S. (1965)  
«The Strength and Creep of Frozen Soils and Calculations for Ice-Soil Retaining Structures» Translation No 76, U.S. Army Cold Regions research and Engineering Laboratory, Hanover N.H.



# mesure des contraintes in situ par la cellule de surcarottage CERCHAR

par  
H. M. Helal

## 1 Introduction

Depuis un certain nombre d'années, le problème de la mesure des contraintes in situ préoccupe bon nombre de chercheurs en mécanique des terrains. L'intérêt que présenterait une bonne connaissance de l'état de contrainte des massifs rocheux n'est plus à démontrer, et cette recherche a fait l'objet de diverses contributions : Leeman (1), Bonnechère (2)\*, etc. Des symposiums, comme Zurich en 1977, lui ont même été entièrement consacrés.

Certains chercheurs ont orienté leurs travaux vers des tentatives de modélisation théorique des sites étudiés; d'autres ont préféré la mise au point de techniques et d'instruments permettant d'effectuer des mesures en place. Le tableau I ci-après rassemble quelques exemples de ces dispositifs et rappelle les principes de leur conception.

Le CERCHAR pour sa part, et dans le cadre de ses études relatives à la stabilité des exploitations à faible profondeur, a été amené à mesurer couramment les contraintes in situ, et à comparer systématiquement les valeurs obtenues aux résultats issus de calculs sur modèles. Deux techniques sont habituellement utilisées — Bonvallet (3) — :

— la méthode de la rosette, basée sur la mesure des déformations,

— la méthode du vérin plat, basée sur l'équilibrage des pressions.

L'intérêt de ces deux méthodes, relativement faciles à mettre en œuvre, souffre du fait que les mesures ne peuvent être faites qu'à la paroi des ouvrages. Or dans cette zone la roche est souvent dans un état plastique ou bien soumise à une importante fracturation d'origine mécanique.

Dans ces conditions, seules les mesures réalisées à partir d'un forage peuvent atteindre une profondeur suffisante pour pouvoir s'affranchir de ce handicap. Le CERCHAR a donc cherché à se doter d'une technique et d'un matériel lui permettant d'utiliser la technique du surcarottage, technique particulièrement bien adaptée à la mesure des contraintes dans le cœur des piliers ou dans le toit d'une exploitation.

Le principe de la méthode consiste à détendre la roche autour d'un sondage en mesurant les déformations diamétrales provoquées par cette opération. La mesure précise de ces déformations permet de remonter aux contraintes, moyennant la connaissance des caractéristiques élastiques ( $E$ ,  $\nu$ ) du matériau.

A cet effet, une cellule dilatométrique à mesure diamétrales a été conçue et mise au point, ainsi qu'un ensemble de matériels destiné à déterminer en outre un module pressiométrique du matériau.

Le texte qui suit décrit la cellule CERCHAR, son principe, son mode d'utilisation, le matériel de mesure qui lui est attaché, ainsi que les bases théoriques sur lesquelles les résultats obtenus sont interprétés. Quelques exemples d'utilisation de cette cellule en laboratoire et au chantier sont également présentés.

## 2 La procédure de surcarottage

Nous ne décrivons pas ici le principe du surcarottage, déjà publié par ailleurs (Leeman (1), Bonnechère (2), etc.). Nous rappellerons simplement la procédure adoptée par le CERCHAR.

Dans une première étape, on fore un trou de diamètre assez grand (210 mm) jusqu'à la profondeur à laquelle on veut mesurer les contraintes (fig. 1 a). On réalise ensuite un second forage concentrique au premier mais de diamètre plus petit (97 mm) (fig. 1 b). La cellule est alors introduite dans ce petit forage, et les conditions initiales sont mesurées et enregistrées

\* Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie placée en fin d'article.

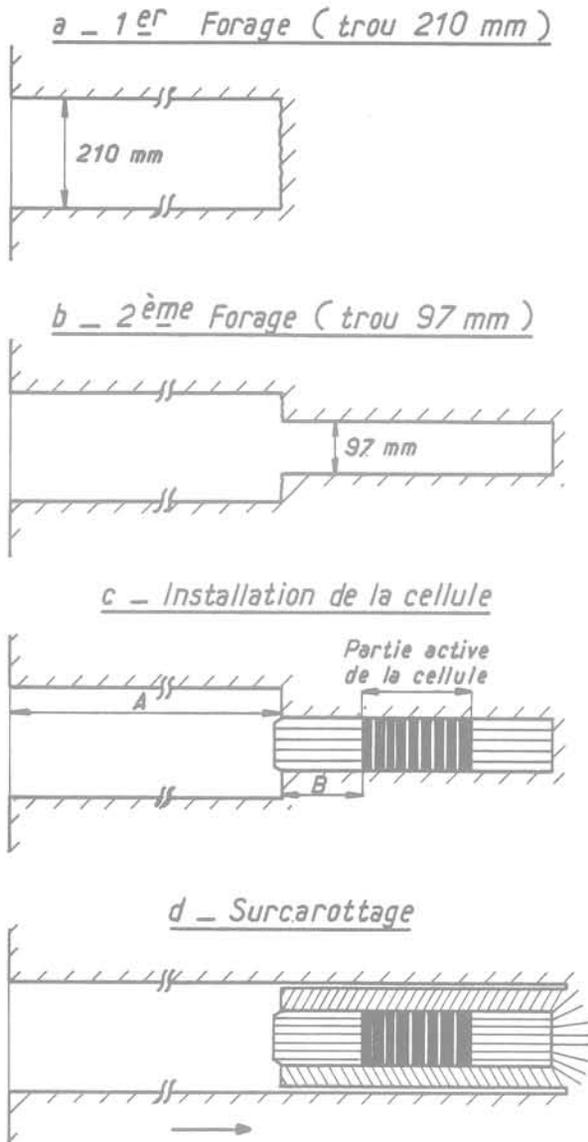


Fig. 1 La procédure du surcarrottage

(diamètre initial du trou) (fig. 1 c). Trois cycles pressiométriques de mise en pression et de décharge sont effectués, en vue de déterminer le module d'élasticité du massif. Une fois ces cycles terminés, le surcarrottage proprement dit est exécuté; les terrains autour de la cellule de mesure sont surcarrottés en grand diamètre (210 mm) pendant que l'on mesure simultanément les variations de diamètre selon trois directions (fig. 1 d).

### 3 La cellule CERCHAR

La cellule CERCHAR est une cellule dilatométrique fournissant des mesures diamétrales avec une résolution inférieure au micron, et qui peut fonctionner sous très faible pression.

Le prototype de l'appareil a été construit en coopération avec les sociétés Mazier et C<sup>ie</sup> et Coyne et Bellier. Il est conçu pour être utilisé dans un trou de forage de diamètre 97 mm. Un schéma de la cellule est donné par la figure 2, et une photo de l'appareil dans son montage d'étalonnage est présentée à la figure 3.

La cellule se présente sous la forme d'un cylindre de 500 mm de longueur et de 95 mm de diamètre. Le corps en acier est enveloppé par une manchette de caoutchouc souple. L'étanchéité est assurée, à chacune des deux extrémités par un manchon tronconique qui assure le blocage de la manchette sur le corps métallique.

Six capteurs de déplacement sont logés dans la partie centrale de la cellule dont la partie gonflable mesure 200 mm. Ils sont disposés en trois paires décalées de 120 degrés les unes par rapport aux autres, et sont placés dans trois plans distants de 40 mm. Pour tenir compte d'une éventuelle dérive des capteurs due, par exemple, à une variation de la température en cours d'essais, un septième capteur bloqué est installé dans le corps de la cellule et sert de référence.

Les capteurs sont de fabrication Coyne et Bellier. Chacun est constitué d'une bobine d'induction montée sur un anneau de quartz et d'un disque de laiton mobile par rapport à ce bobinage. Le circuit électronique contient un oscillateur et un amplificateur alimentés par une tension stabilisée. La grandeur caractéristique de la mesure du déplacement du disque de laiton par rapport à la bobine d'induction est la fréquence du courant alternatif parcourant le circuit.

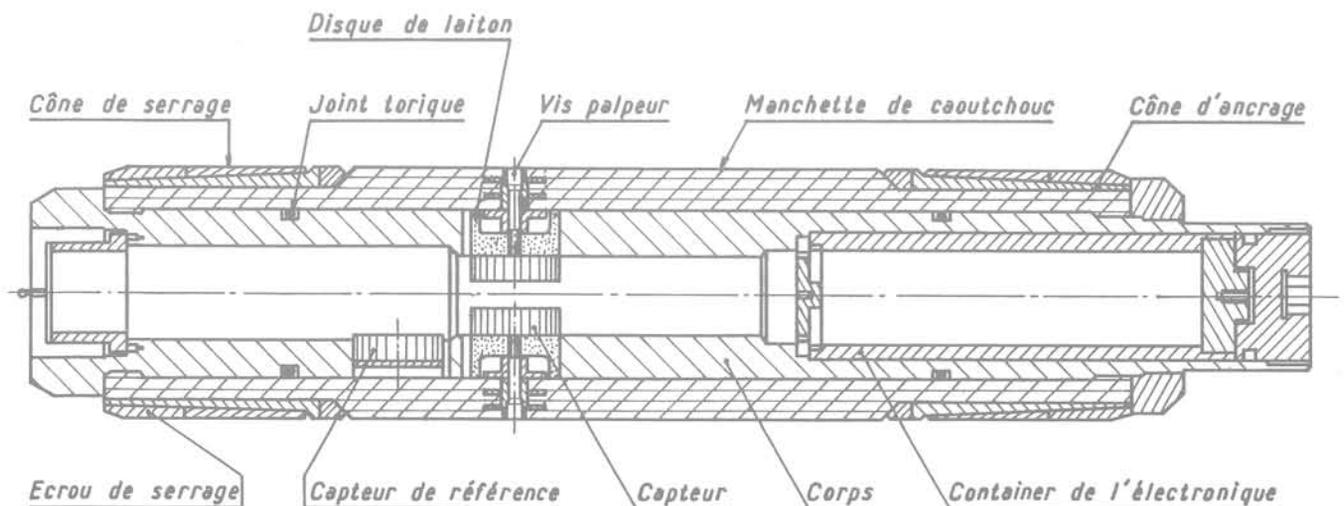


Fig. 2 Plan schématique de la cellule CERCHAR



Fig. 3 La cellule CERCHAR dans son montage d'étalonnage

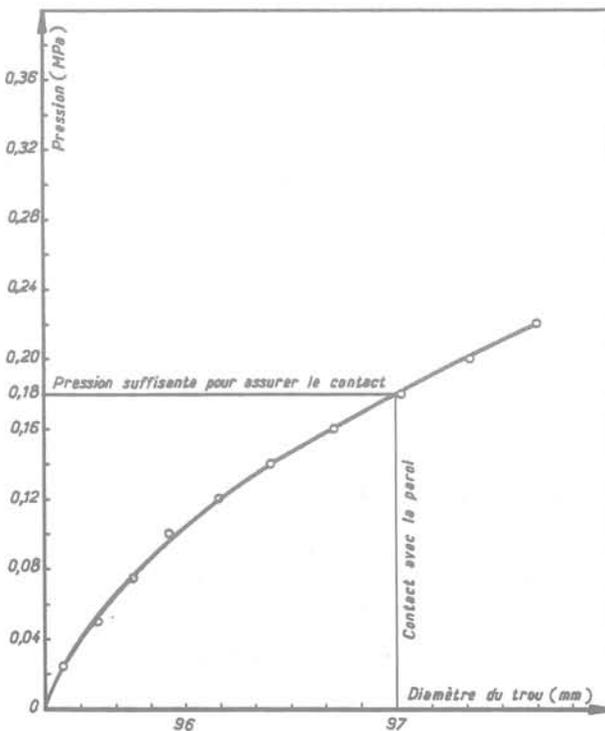


Fig. 4 Courbe caractéristique du gonflement de la manchette n° 3

Le disque de chaque capteur est fixé dans la manchette par une vis palpeur munie d'un joint torique pour assurer l'étanchéité de la cellule.

Pour assurer le contact entre la cellule et la paroi du forage, la cellule est gonflée par de l'azote sous pression. La pression nécessaire pour assurer ce contact est une fonction de deux paramètres principaux : la souplesse de la manchette utilisée, dont dépend la pression maximale que l'on peut appliquer lors de l'essai pressiométrique, et la résistance à la traction du matériau dans lequel l'essai est réalisé, pour éviter de casser l'anneau du surcarottage pendant l'opération. La figure 4 montre un exemple de courbe de gonflement de la manchette utilisée dans la craie. Dans ce cas, la pression suffisante pour assurer le contact des six capteurs avec la paroi est de l'ordre de 0,18 MPa. La pression retenue pour opérer dans la craie est de 0,2 MPa, pour assurer le contact même en cas d'irrégularité des parois du forage.

Afin de maintenir cette pression constante pendant toute l'opération, un système de détendeur asservi est utilisé. Il permet un double passage de l'azote, c'est-à-dire de la bouteille vers la cellule, mais également de la cellule vers l'extérieur.

#### 4 Étalonnage des capteurs

La courbe de réponse de chaque capteur — c'est-à-dire l'évolution de la fréquence du courant dans le circuit oscillant en fonction du déplacement du disque — est obtenue par l'étalonnage des capteurs. Cet étalonnage se fait à l'aide du montage présenté figure 3 qui permet de fixer la cellule et une vis micrométrique dont la précision est de deux microns.

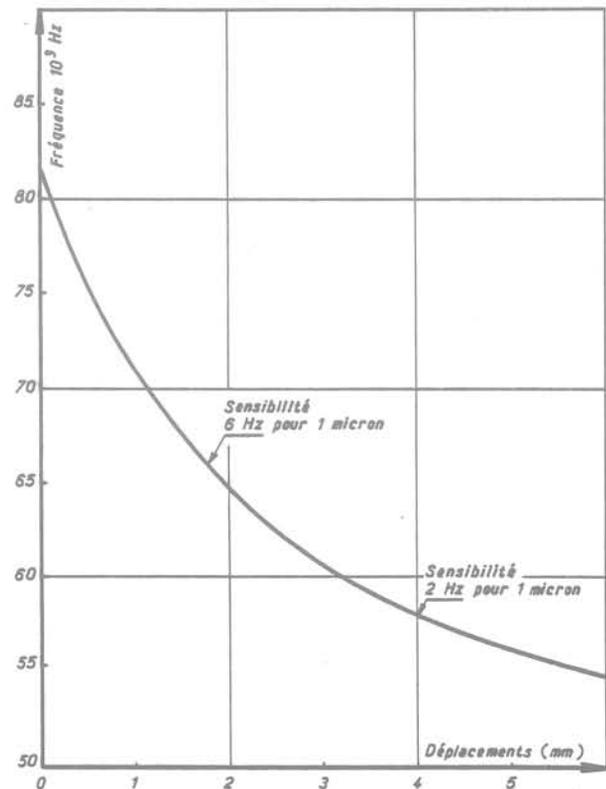


Fig. 5 Exemple de courbe de réponse du capteur 1

Le processus consiste à gonfler la cellule à la pression préalablement déterminée pour être utilisée pendant le surcarottage, et à imposer un certain déplacement à l'aide de la vis micrométrique au capteur à étalonner. On fait ensuite varier ce déplacement par paliers, en mesurant les fréquences correspondantes, et ce jusqu'en fin de course du capteur (10 mm environ).

Cette méthode permet d'obtenir un étalonnage contrôlé (100  $\mu$  chaque fois), sous une pression constante, et selon un processus proche de la mesure réelle.

La figure 5 donne un exemple de courbe d'étalonnage obtenue.

On note que la réponse de ce type de capteur n'est pas linéaire, et que la précision de mesure dépend de la plage de fonctionnement : pour les déplacements faibles, de un à deux millimètres, on a à peu près 6 Hz par micron, tandis que dans la plage de 4 à 5 mm, on a seulement 2 Hz par micron.

Les conséquences de cette non-linéarité sont de deux ordres : en premier lieu, il convient d'essayer toujours de faire travailler la cellule dans la plage correspondant au début de course des capteurs, afin d'avoir la meilleure précision. Pour cela, il faut que la différence entre le diamètre extérieur de la cellule et le diamètre du trou soit minimale, c'est-à-dire que le diamètre du trou soit le plus possible de 97 mm. D'autre part, un calculateur doit être utilisé pour convertir directement les fréquences mesurées en déplacements.

## 5 Le matériel de mesure

Le matériel nécessaire pour effectuer les mesures par la cellule CERCHAR peut se classer en deux groupes principaux :

- le premier concerne les travaux de forage; il comprend d'une part une sondeuse légère susceptible d'être dissociée en plusieurs éléments, équipée d'un moteur électrique puissant et alimentée par un groupe électrogène, et d'autre part un certain nombre de matériels de service, comme les carottiers, la pompe à eau, etc.;
- le deuxième est le système de saisie des données, piloté par un petit calculateur HP 9825. Il permet d'abord la saisie automatique des mesures successivement sur tous les capteurs grâce à un scrutateur et un fréquencemètre, ensuite la transmission au jour et la conversion des Hertz en microns selon les courbes d'étalonnage déjà établies et stockées en mémoire, et enfin l'enregistrement des résultats sur cassettes pour les traiter ultérieurement et l'impression sous forme d'un listing des résultats des mesures. Afin que l'ingénieur au fond contrôle en permanence la validité des mesures pendant l'opération de surcarottage, l'information est simultanément visualisée au fond sur un écran de télévision.

Ce système informatique est transportable et normalement laissé au jour; mais il peut être éventuellement descendu dans les mines non-grisouteuses moyennant certaines précautions vis-à-vis des poussières et de l'humidité. La figure 6 représente un schéma d'ensemble du matériel utilisé.

Tableau 1  
Quelques exemples des appareils des mesures des contraintes\*

| Appareils                           | Type de mesures effectuées                           | Principe de l'instrument de mesure                        | Méthode de détermination des contraintes                                  |
|-------------------------------------|--|---|---|
| Déformètre Invar D. C. O. T.        | Déformation linéaire                                 | Bobine d'induction  | Détente totale d'une surface libre plane                                  |
| Disque photoélastique               | Contraintes  | Photoélasticité   | Détente totale d'une surface libre plane ou bien du fond plat d'un forage |
| Doorstopper                         | Dilatations  | Résistances électriques<br>Jauges de déformation ohmiques | Détente totale du fond plat d'un forage                                   |
| Appareillage Talobre                | 3 déformations linéaires                             | Comparateurs  | Détente partielle par forage d'une surface libre plane                    |
| Vérin plat                          | Pression d'un liquide et déformation linéaire        | Manomètre et extensomètre                                 | Rétablissement des contraintes  |
| Cellule « Université du Minnesota » | Déformations diamétrales                             | Lames encastrées avec jauges de déformation ohmiques      | Détente totale d'un forage libre  |
| Cellule « Université de Liège »     | Déformation diamétrales et déformation longitudinale | Lames encastrées avec jauges de déformation ohmiques      | Détente totale d'un forage libre  |

\* D'après Bonnechère (2).

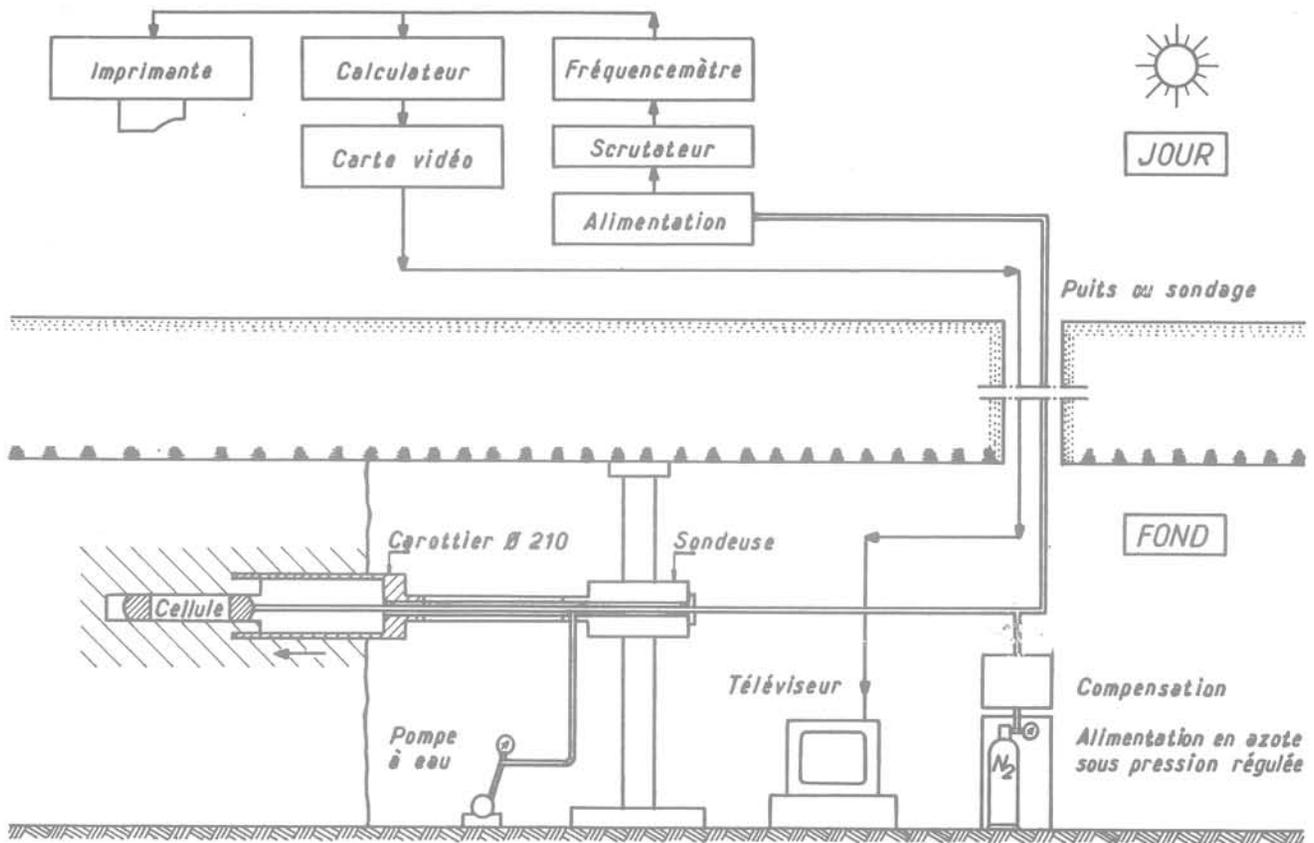


Fig. 6 Schéma d'ensemble du matériel de mesure de surcarottage

## 6 Méthode d'interprétation des mesures

Considérons un massif homogène, isotrope et linéairement élastique percé d'un trou circulaire de diamètre  $d$  et soumis à un état homogène de contraintes (figure 7).

La détente des contraintes appliquées induit une variation du diamètre du trou, qui est égale en module, mais de sens opposé, à la variation de diamètre qui avait été provoquée par l'application de ces contraintes sur le même massif initialement non-contraint.

Les relations entre la variation diamétrale  $U$  et les contraintes appliquées  $\sigma$  dans le repère local du trou, figure 7, s'écrivent Panek [4]; Himarastu et Ok [5] :

$$U = F_1 \cdot \sigma_1 + F_2 \cdot \sigma_2 + F_3 \cdot \sigma_3 + F_4 \cdot \tau_{13} \quad 1$$

avec

$$F_1 = \frac{d(1-\nu^2)}{E} (1 + 2 \cos 2\theta) + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$F_2 = -\frac{d\nu}{E}$$

$$F_3 = \frac{d(1-\nu^2)}{E} (1 - 2 \cos 2\theta) + \frac{d\nu^2}{E}$$

$$F_4 = \frac{d(1-\nu^2)}{E} (4 \sin 2\theta)$$

où  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \tau_{13}$  sont définis sur la figure 7.

$U$  = variation diamétrale dans la direction  $\theta$

$d$  = diamètre du trou

$E$  = module d'élasticité du matériau

$\nu$  = coefficient de Poisson du matériau.

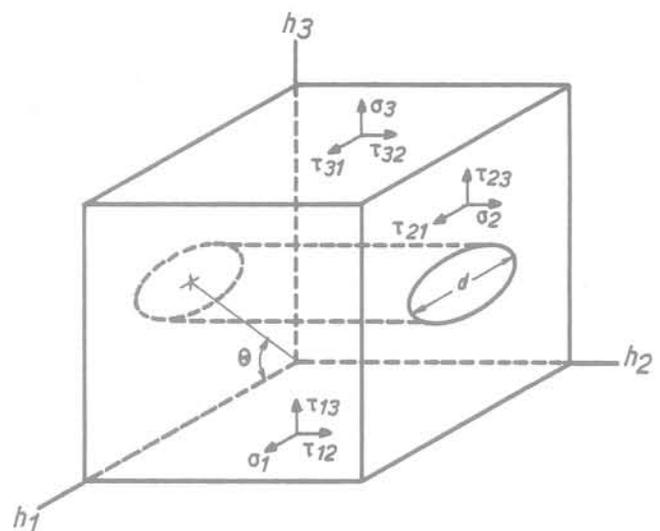


Fig. 7 Système de coordonnées de l'axe du trou

L'équation 1 est une relation paramétrique entre d'une part  $U$  et d'autre part  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  et  $\tau_{13}$ . Cependant, elle ne permet pas de calculer ces quatre composantes sans une hypothèse supplémentaire, car seulement trois valeurs de  $U$  sont indépendantes.

L'idée est donc d'effectuer des mesures dans d'autres trous et de rapporter toutes les mesures à un seul repère  $(x, y, z)$ , ce qui donne d'après les équations de transformation :

$$U = J_1 \sigma_x + J_2 \sigma_y + J_3 \sigma_z + J_4 \tau_{xy} + J_5 \tau_{yz} + J_6 \tau_{zx} \quad 2$$

avec

$$J_1 = F_1 \ell_1^2 + F_2 \ell_2^2 + F_3 \ell_3^2 + F_4 \ell_1 \ell_3$$

$$J_2 = F_1 m_1^2 + F_2 m_2^2 + F_3 m_3^2 + F_4 m_1 m_3$$

$$J_3 = F_1 n_1^2 + F_2 n_2^2 + F_3 n_3^2 + F_4 n_1 n_3$$

$$J_4 = 2F_1 \ell_1 m_1 + 2F_2 \ell_2 m_2 + 2F_3 \ell_3 m_3 + F_4 (\ell_1 m_3 + \ell_3 m_1)$$

$$J_5 = 2F_1 m_1 n_1 + 2F_2 m_2 n_2 + 2F_3 m_3 n_3 + F_4 (m_1 n_3 + m_3 n_1)$$

$$J_6 = 2F_1 n_1 \ell_1 + 2F_2 n_2 \ell_2 + 2F_3 n_3 \ell_3 + F_4 (n_1 \ell_3 + n_3 \ell_1)$$

où  $\sigma_x, \sigma_y, \dots, \tau_{zx}$  sont les composantes du tenseur des contraintes dans le repère  $(x, y, z)$ .

$\ell_i, m_i, n_i, i = 1, 2, 3$  sont les cosinus directeurs de  $h_i$  par rapport aux axes  $x, y, z$  respectivement.

L'équation 2 exprime une liaison linéaire entre la variation diamétrale mesurée et les contraintes appliquées au massif. Chaque détermination de  $U$  correspond à certaines valeurs de  $J_i$  qui dépendent seulement de la direction de mesure  $\theta$  et les caractéristiques élastiques  $E$  et  $\nu$ . La détermination de  $U$  pour six conditions indépendantes permet d'obtenir par l'équation un système de six équations indépendantes. La résolution de ce système donnera les six composantes du tenseur des contraintes.

La mesure des variations diamétrales dans un trou par la cellule CERCHAR (3 directions différentes) ne fournit que trois conditions indépendantes. Dans ces conditions, la détermination de ces six équations indépendantes peut être obtenue par deux trous au minimum, à condition qu'ils ne soient ni parallèles ni perpendiculaires.

Le problème de la validité des mesures et la précision du calcul des contraintes, c'est-à-dire la représentativité de la valeur calculée par rapport à la valeur réelle peut être abordé de deux manières. L'une consiste à améliorer la précision en mesurant  $U$  dans plusieurs trous et en calculant à l'aide de la méthode des moindres carrés une valeur moyenne pour chaque composante du tenseur des contraintes. L'application de la méthode des moindres carrés permet d'évaluer la dispersion des composantes calculées et de déterminer leur intervalle de confiance. D'autres analyses statistiques sont également possibles avec ce type de calcul. L'autre approche traite le problème par la simplification du calcul en faisant intervenir des hypothèses supplémentaires. Quant à la précision des mesures, elle devient alors une fonction de la validité de la simplification par rapport aux conditions in situ en particulier la géométrie de l'ouvrage.

Un programme informatique a été décrit pour exécuter les procédures de ce calcul. Il présente la possibilité d'effectuer les calculs avec des nombres de mesures variables et selon différentes hypothèses de répartition des contraintes.

Pour déterminer les contraintes in situ à l'aide du calcul précédent, il faut compléter la mesure des déformations diamétrales par la connaissance des paramètres élastiques du matériau ( $E, \nu$ ). La détermination de ces paramètres représente un des problèmes fondamentaux de la mesure des contraintes in situ. La précision de la détermination des contraintes est directement liée à la précision avec laquelle ces paramètres sont déterminés. Si toutefois, la variation du coefficient de Poisson  $\nu$  est relativement limitée, la valeur du module d'élasticité varie beaucoup; elle dépend de la structure des roches et peut-être également de l'état des contraintes in situ (M. Borecki et al).

## 7 Détermination des paramètres élastiques du matériau ( $E, \nu$ )

Il existe de nombreux moyens de détermination des caractéristiques élastiques des roches, au laboratoire ou in situ, qui tiennent compte de la spécificité du problème. La plupart des méthodes de laboratoire sont basées sur l'utilisation de carottes issues du forage lui-même, en simulant le champs des contraintes in situ, soit dans un essai monoaxial (Fitzpatrick [6]), soit dans un essai triaxial (Obert [7]). L'inconvénient principal des mesures de laboratoires réside dans la difficulté de simuler exactement les conditions in situ (en particulier, la température, l'humidité et peut-être la répartition des contraintes), tandis que la mesure en place prend en compte les conditions locales réelles, en particulier la fissuration, l'effet d'échelle et l'anisotropie du matériau. Plusieurs méthodes permettant de déterminer le module in situ sont proposées dans la bibliographie, comme par exemple, le vérin plat (Bonvallet [3]), l'essai à la plaque (Van Heerden [8]) et l'essai dilatométrique en trou de sondage (Duffaut [9]). Il faut toutefois noter que toutes ces méthodes nécessitent l'emploi d'un certain nombre de matériels spécialisés dans des conditions parfois difficiles.

La cellule CERCHAR a l'avantage de fonctionner comme un dilatomètre; cette possibilité peut être utilisée pour mesurer le module pressiométrique de la roche dans le trou même, avant de commencer l'opération du surcarottage proprement dite. Après l'installation de la cellule dans le forage de petit diamètre et la détermination des conditions initiales, un essai cyclique de pressiométrie (charge-décharge) peut être effectué. De cet essai, on déduit une pente de la courbe pressiométrique que l'on utilise dans la formule 3 développée à partir du modèle du cylindre épais :

$$E = (1 + \nu) d \cdot \frac{\Delta P}{\Delta U} \quad 3$$

où

$E$  = module d'élasticité

$d$  = diamètre du trou

$P$  = pression appliquée

$U$  = variation diamétrale mesurée

$\nu$  = coefficient de Poisson

En ce qui concerne le coefficient de Poisson  $\nu$ , il est déterminé en laboratoire sur éprouvettes. Afin d'améliorer la précision des résultats, plusieurs essais sont effectués.

## 8 Essais en laboratoire

Un certain nombre d'essais ont été réalisés en laboratoire sous presse. L'objectif était d'étudier le fonctionnement de la cellule et de contrôler la fiabilité de l'ensemble de l'appareillage utilisé avec cette cellule, sous un état de contrainte connu (monoaxial) avant son emploi in situ.

Pour atteindre cet objectif, 3 matériaux de caractéristiques différentes ont été choisis. Cinq blocs prismatiques de dimensions  $40 \times 40 \times 60$  cm percés d'un trou de diamètre 97 mm au milieu, ont été découpés. Au préalable, des essais de caractérisation ont été effectués sur des éprouvettes représentatives des 3 matériaux, en vue de connaître leurs caractéristiques et de déterminer la charge maximale à appliquer sur chaque bloc pour rester dans le domaine élastique.

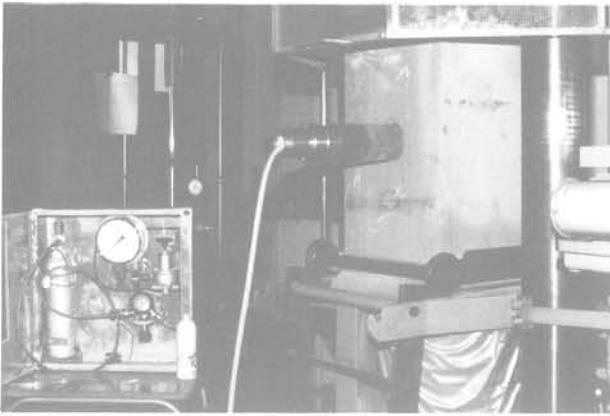


Fig. 8 La cellule dans le bloc de grès sous la presse

Déterminer la variation de diamètre intervenant dans le trou lorsque l'on supprime les contraintes appliquées au bloc revient à déterminer la variation diamétrale provoquée par le surcarottage.

L'opération de surcarottage a donc été simulée en portant la charge initiale à la valeur maximale possible, et en mesurant les variations de diamètre pendant la décharge. La figure 8 montre une vue de la cellule dans un bloc de grès de Niderviller sous la presse. Un exemple de la réponse de la cellule dans un bloc de béton est illustré par la figure 9.

L'examen des résultats obtenus montre que la variation diamétrale mesurée par la cellule est une fonction linéaire de la charge appliquée quel que soit le matériau, même pour des faibles niveaux de contraintes. Mais la pente de la courbe obtenue dépend du module d'élasticité de ce matériau. Nous avons constaté que la pente de la courbe correspondait à un module supérieur à celui mesuré sur éprouvettes en laboratoire.

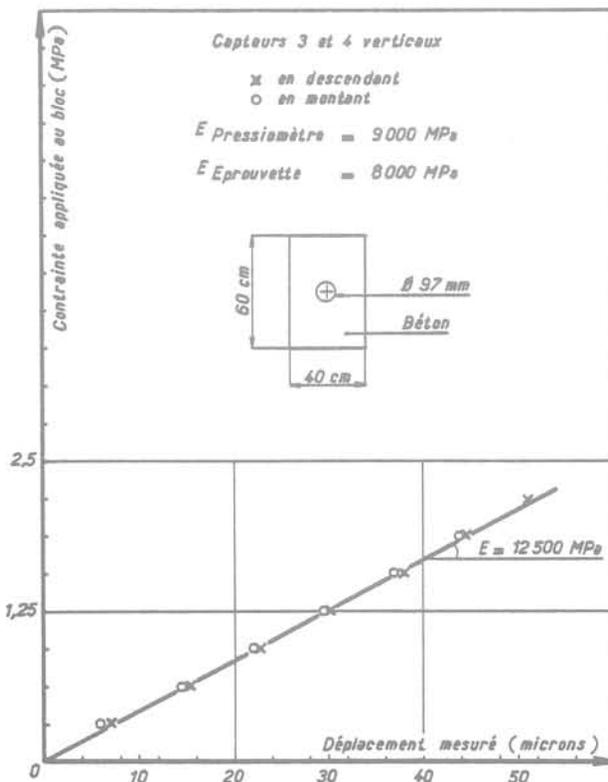


Fig. 9 Exemple de courbe de réponse de la cellule dans le béton

Dans la plupart des cas, il est impossible de déterminer un module pressiométrique dans le bloc sous la presse en raison de la fissuration que provoque l'essai, et qui se traduit par un éclatement du bloc.

## 5 Mesure in situ

L'ensemble de l'appareillage a été utilisé pour mesurer les contraintes in situ. Quelques campagnes de mesure ont été réalisées dans les carrières souterraines à faible profondeur et dans les mines à profondeur moyenne, où plusieurs séries de mesures de pressiométrie et de surcarottage ont été effectuées dans les piliers (tableau II ci-après). Parmi ces mesures, quelques-unes ont été réalisées en des points pour lesquels des mesures par la méthode du vérin plat avaient déjà été effectuées. La figure 10 illustre un exemple de courbe de pressiométrie obtenue dans la craie où la pression maximale a été limitée à 1,1 MPa. On remarque que le module déterminé par la première montée est très faible, ce qui peut être dû au tassement du matériau.

Tableau II  
 Caractéristiques élémentaires des sites étudiés

| Cas étudié                       | Taux de défruitement (%) | Profondeur en mètres |
|----------------------------------|--------------------------|----------------------|
| Lezennes (59)<br>(craie blanche) | 81                       | 11,5                 |
| Extreux (59)<br>(craie grise)    | 80                       | 19,8                 |
| Vaillon (60)<br>(calcaire)       | 68                       | 7                    |
| Grozon (39)<br>(gypse)           | 63-75                    | 55                   |
| Varangéville (54)<br>sel         | 75                       | 192                  |

Le module pressiométrique est calculé en prenant la moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> descentes entre 0,5 et 1,1 MPa. On note également que malgré le faible niveau de la pression appliquée, le module déterminé est en bonne concordance avec celui déterminé par la méthode du vérin plat au même endroit.

Quelques exemples des courbes caractéristiques du surcarottage dans différents états de contraintes sont donnés sur les figures 11, 12 et 13. Ces courbes représentent les déplacements diamétraux mesurés par la cellule, en fonction de l'avancement du carottier. Trois mesures par centimètre d'avancement ont été enregistrées, ce qui représente plus d'une centaine de points pour établir chaque courbe complète. L'analyse de ces courbes montre que la réponse de la cellule en fonction du milieu rocheux est en parfait accord avec la courbe théorique du surcarottage obtenue à partir d'un modèle par éléments finis (Blackwood [10]).

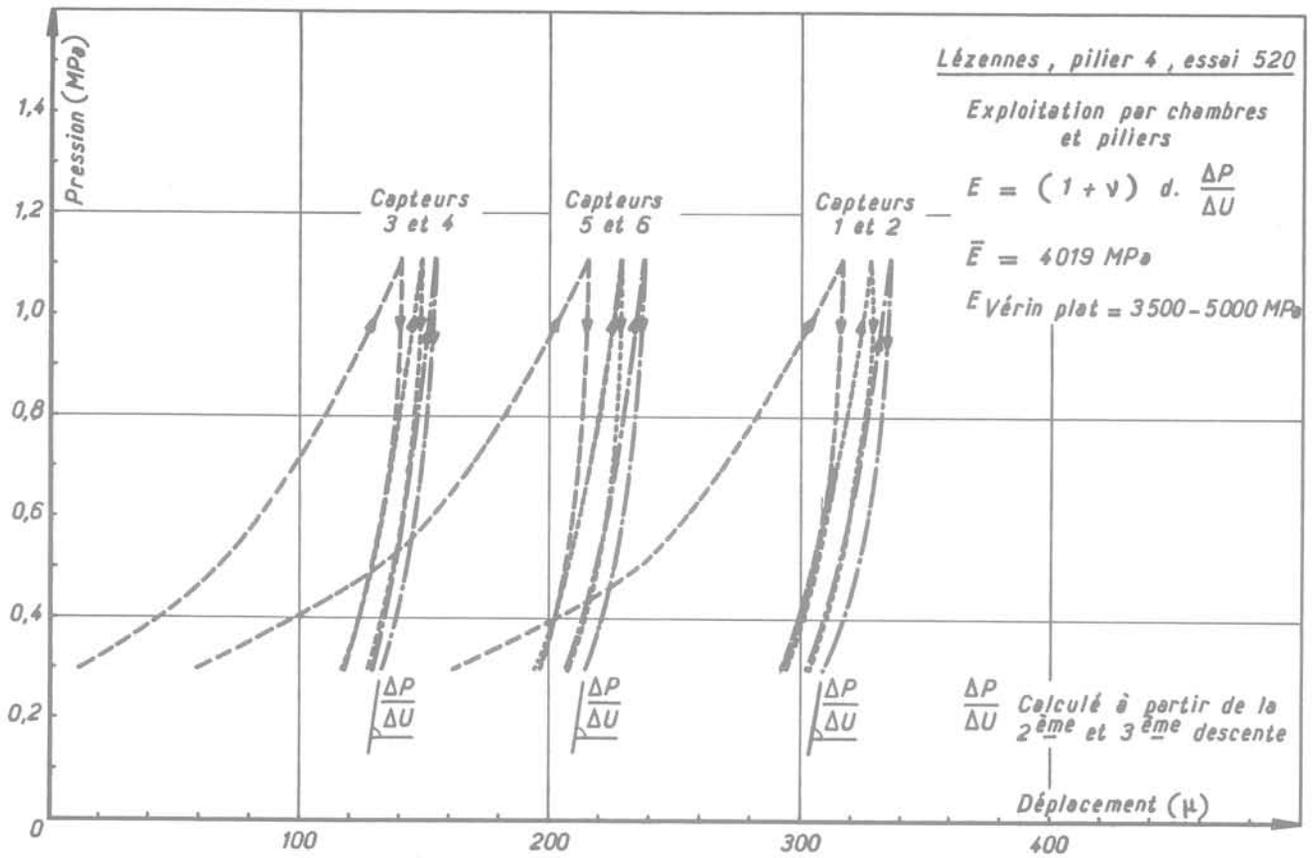


Fig. 10 Exemple de courbes pressiométriques obtenues dans la craie de Lézennes

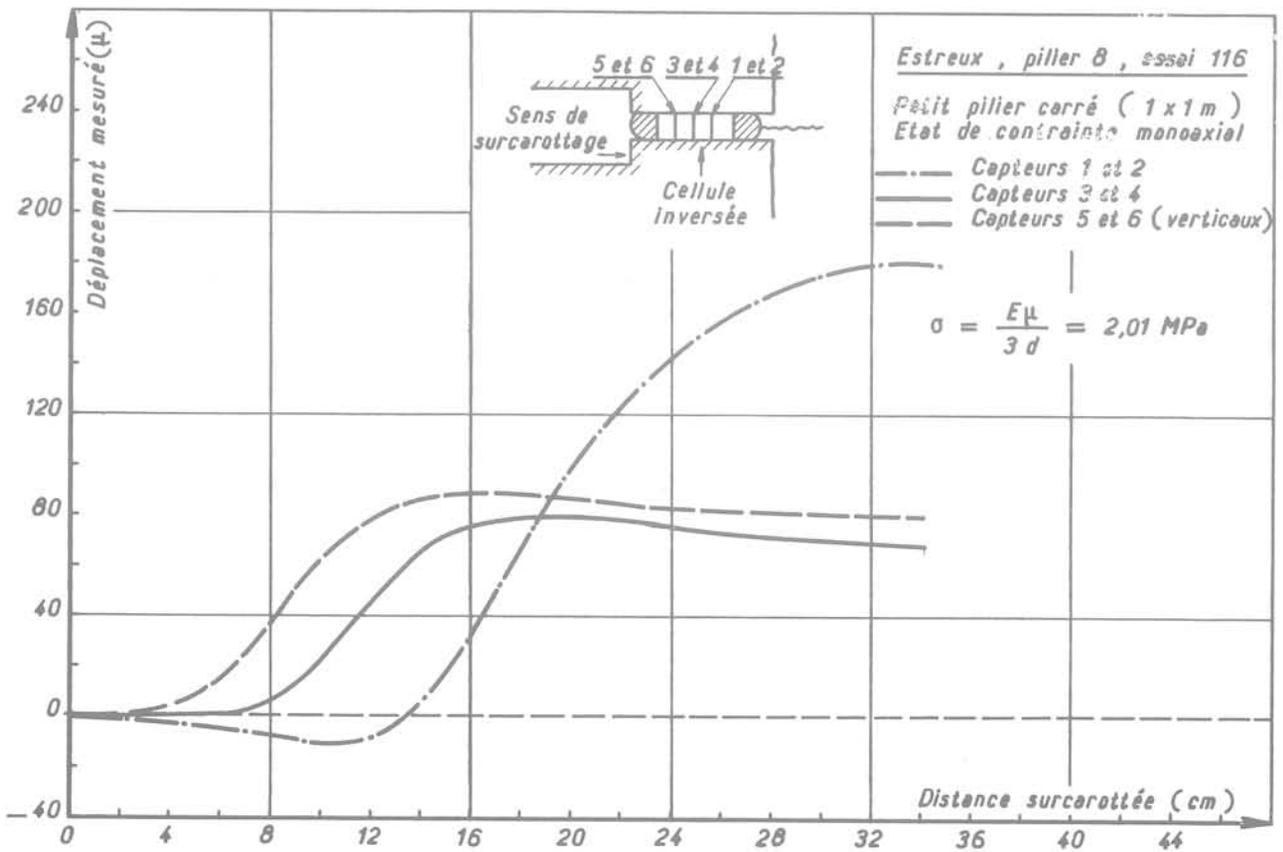


Fig. 11 Courbes caractéristiques du surcarrottage dans la craie d'Estreux

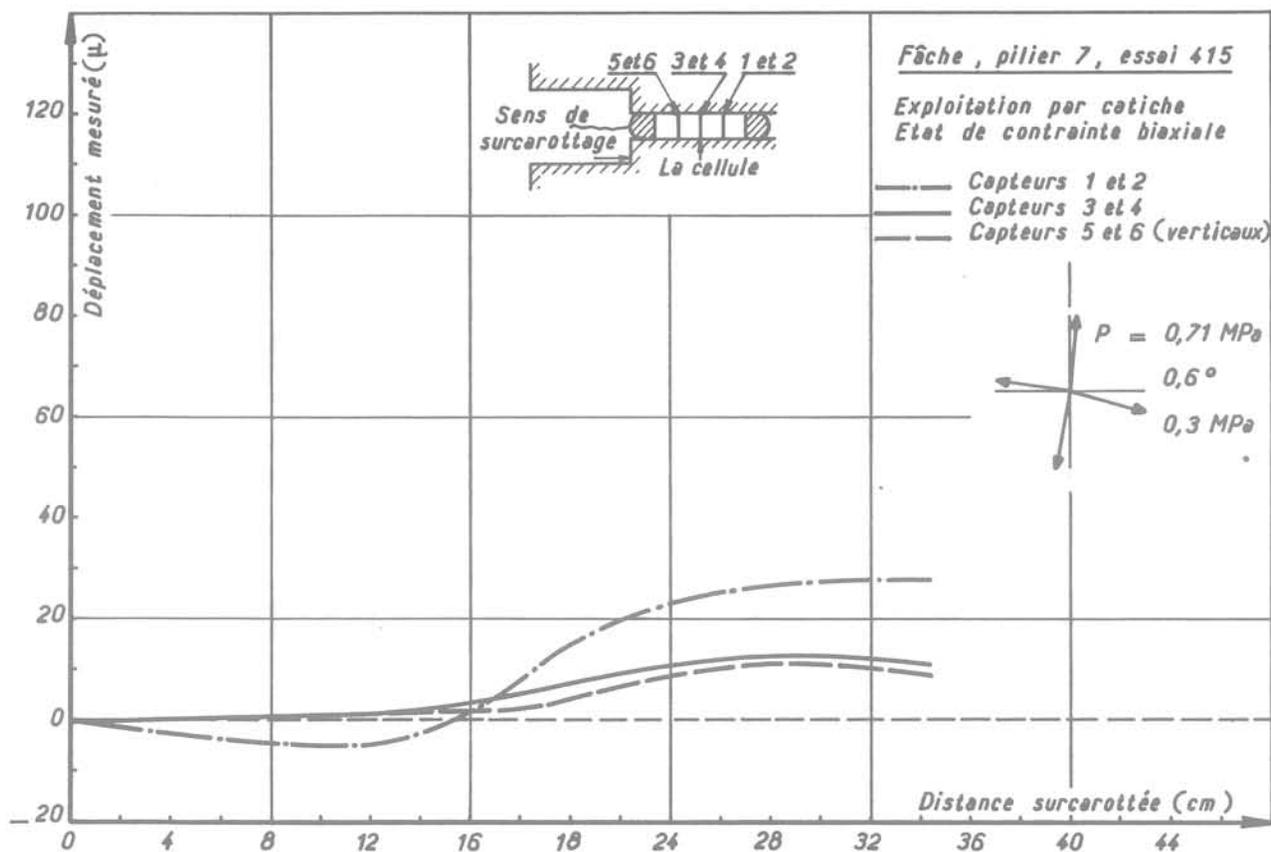


Fig. 12 Courbes caractéristiques du surcarrottage dans la craie de Fâche

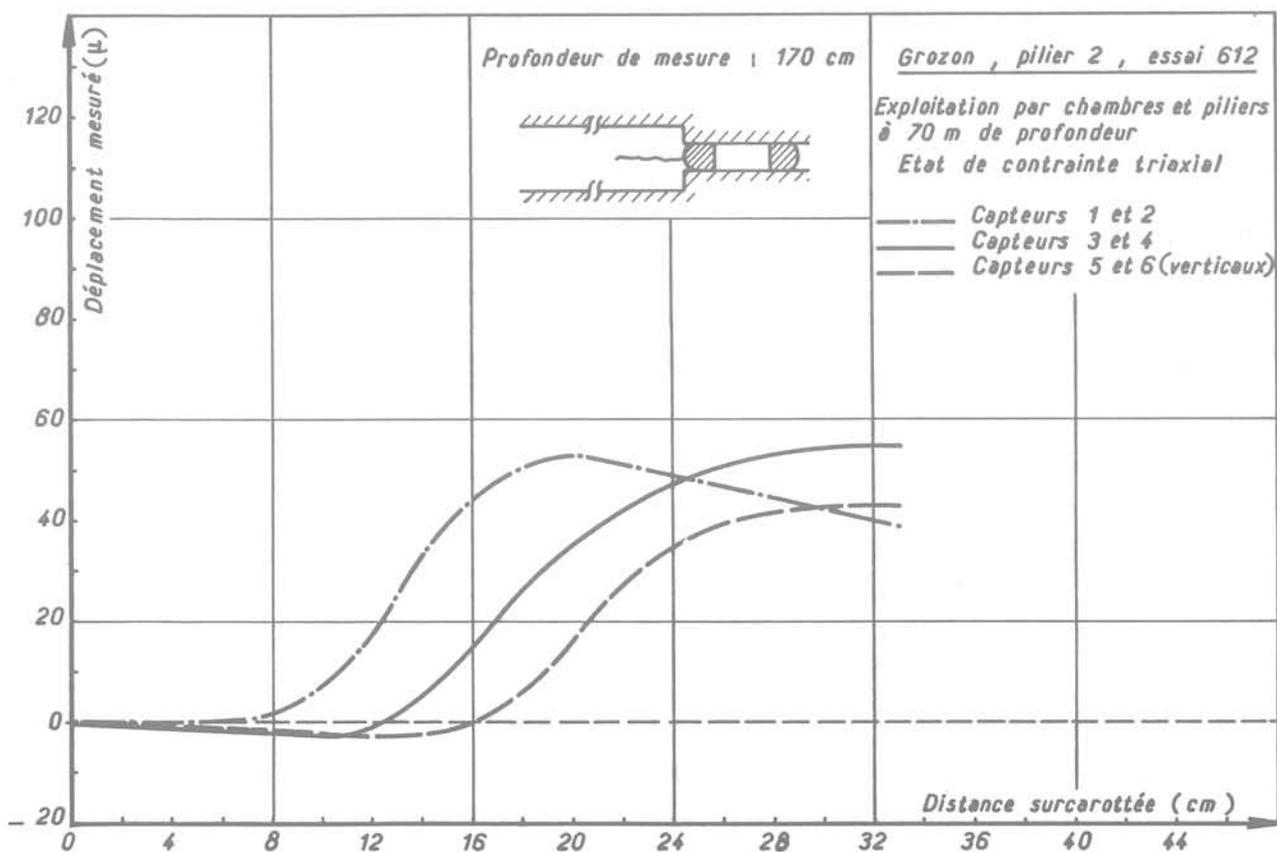


Fig. 13 Courbes caractéristiques du surcarrottage dans le gypse de Grozon

## 10 Conclusion

La cellule CERCHAR et l'ensemble de l'appareillage de mesure présentent une originalité qui satisfait toutes les exigences d'une méthode de mesure in situ, c'est-à-dire :

- une mesure continue est assurée par l'unité informatique, ce qui permet d'établir la courbe de surcarottage avec plus d'une centaine de points;
- les résultats sont simultanément affichés au chantier sur un téléviseur ce qui assure un contrôle de l'opération;
- la cellule présente une bonne précision sous très faible pression;
- la double utilisation de la cellule en tant que cellule de mesure radiale et comme dilatomètre permet la détermination du module d'élasticité sans aucun matériel supplémentaire;
- aucun collage n'est utilisé pour fixer la cellule. Le contact entre les capteurs et la paroi du trou est assuré par la pression de l'azote comprimé;
- les dérives possibles des capteurs de mesure pendant l'opération du surcarottage peuvent être corrigées grâce au capteur de référence;
- l'étalonnage des capteurs de mesure est très simple et demande un minimum de matériel.

Enfin, pour contrôler l'hypothèse de l'élasticité linéaire du matériau, il est nécessaire de compléter la procédure de mesure par la remise en pression de l'anneau de terrain surcarotté à l'aide de vérins courbes. Un dispositif (représenté sur la fig. 14) a été mis au point qui permet effectivement de contrôler in situ la linéarité du comportement du matériau, et d'effectuer les mesures en utilisant seulement l'hypothèse de la réversibilité des déformations.

## Références bibliographiques

- [1] LEEMAN — « The measurement of stress in rock », J.S. Afr. Instr. Min and Met.  
Part 1. The principles of rock stress measurements. Sept. 1964.  
Part 2. Borehole rock stress measuring instruments. Sept. 1964.  
Part 3. The results of some rock stress investigation. Nov. 1964.
- [2] BONNECHERE — « Contribution à la détermination de l'état de contrainte des massifs rocheux. » Thèse en Science devant l'Univ. de Liège 1971.
- [3] BONVALLET — « Critères de stabilité des exploitations souterraines à faible profondeur - Application au cas des carrières souterraines du Nord. » Thèse de Doct. Ing. I.N.P.L. 1978.

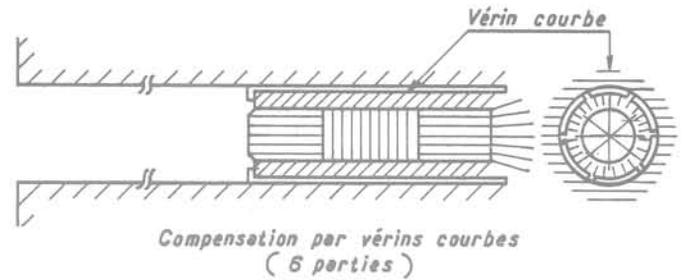


Fig. 14 Remise en pression de l'anneau de terrain surcarotté par des vérins courbes

- [4] PANEK L. A. — « Calculation of the average ground stress components from measurements of the diametral deformation of a drill hole. » Rep. of Inv. 6732. U.S. Bur. Mines, 41 pp., 1966.
- [5] HIRAMATSU and OKA — « Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. » Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 5, pp. 337, 1968.
- [6] FITZPATRICK — « Biaxial Device for determining the modulus of elasticity of stress relief cores. » U.S. BU. Mines Rept of Inv. 6128, 13 pp. 1962.
- [7] OBERT L. — « Triaxial method for determining the elastic constants of stress relief cores. » U.S. Bu. Mines Rep. of Inv. 6490, 22 pp., 1964.
- [8] VAN HEERDEN W. L., MASCHER R. K. A. — « In situ modulus determination, a case history. Elandsberg schema, south africa. » Proceedings of Int. Cong. on Rock Mechanics; Montreux 1979, vol. 2, pp. 705-710.
- [9] DUFFAUT P., COMES G. — « Comparaison de la déformabilité statique d'un matériau de fondation mesurée en place sur le parement d'une excavation et à la paroi d'un sondage. » Comptes rendus, 1<sup>er</sup> Cong. Soc. Int. Meca Roche, Lisbonne, 1966, vol. 1, pp. 399-404.
- [10] BLACKWOOD R. L. — « Diagnostic stress relief curves in stress measurement by overcoring. » Int. J. Rock. Mech. Min., Sci. vol. 15, pp. 205-209, 1978.
- [11] MARCIN BORECKI and ANTONI KIDYBINSKI — « Problems of stress measurements in rocks taken in Polish Coal Mining Industry. » Comptes rendus, 1<sup>er</sup> Cong. Soc. Int. Meca Roches, Lisbonne, vol. 11, p. 9-16, 1966.

# calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane

par

**J. Monnet**

Assistant

Laboratoire de Géotechnique de l'INSA de Lyon

La détermination classique du comportement effort-déformation d'un sol est réalisée au laboratoire par des essais triaxiaux à symétrie axiale de révolution. Cependant, dans un grand nombre de cas, on adopte en mécanique des sols, l'hypothèse de la déformation plane et on ramène l'étude du comportement du massif à celle d'un milieu à deux dimensions (soutènements, fondations et talus linéaires...) tout en continuant à caractériser le sol par des paramètres mécaniques déterminés par les essais triaxiaux classiques.

Le développement de moyens sophistiqués de calcul par la méthode des éléments finis impose de tendre à une cohérence entre les hypothèses de calcul adoptées et les lois expérimentales traduisant le comportement mécanique des sols.

Les modèles théoriques exprimant le comportement du sol en déformation plane et utilisables par un ordinateur sont dûs à Duncan et Chang (1970), Simpson et Worth (1972), Lade et Duncan (1975), Boulon, Chambon et Darve (1977), Vermeer (1978), Simpson, O'Riordan et Croft (1979). Ils nécessitent l'introduction de 7 à 13 paramètres selon le cas. Pour le praticien, plus ce nombre est réduit, plus l'utilisation est facilitée.

Nous présentons ici une loi à 4 paramètres pour le sol pulvérulent. Nous sommes partis des travaux de Frydman, Zeitlen, Alpan (1973) qui ont recherché la relation liant, au cours du cisaillement, les trois contraintes principales aux trois déformations plastiques principales, en exprimant la conservation de l'énergie pendant le phénomène. Monnet (1977) et Monnet, Gielly (1979) appliquent cette formulation au calcul par la méthode des éléments finis. Ils constatent que les résultats du calcul par ordinateur correspondent bien aux données expérimentales pour l'essai triaxial. Nous présentons une extension du domaine d'utilisation de notre modèle au cas du chargement en déformation plane et comparons sa formulation à celle de Rowe. Nous l'utilisons dans un calcul par la méthode des éléments finis, d'essais de cisaillement en déformation plane et comparons les résultats théoriques et expérimentaux.

Nous adopterons comme convention de signe, celle de la résistance des matériaux (les contraintes et les déformations sont négatives en compression) pour pouvoir appliquer directement les formules trouvées au programme de calcul par éléments finis.

## 1 Théorie du comportement du sol en déformation plane au cisaillement

Il est supposé que le sol se comporte de trois façons différentes au fur et à mesure que le cisaillement augmente. Il commence par réagir élastiquement, puis à partir d'un point appelé seuil d'érouissage, il se produit un érouissage durcissant. Enfin, le cisaillement maximum est atteint pour la valeur donnée par le critère de Mohr-Coulomb et il se produit alors un écoulement plastique parfait « non standard ».

### 1.1 Comportement du sol en élasticité

Il est donné par les relations classiques de la loi de Hooke et nécessite la connaissance du module de Young et du coefficient de Poisson.

### 1.2 Comportement du sol en érouissage durcissant

Ce comportement commence quand le seuil d'érouissage est atteint, ce qui correspond à la relation :

$$-\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} = \text{tg } \phi_{\mu} \quad (1)$$

$$\text{avec } \tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  sont les contraintes principales négatives en compression.

$\sigma_{\text{oct}}$  est appelée aussi contrainte moyenne

$\phi_{\mu}$  est l'angle de frottement intergranulaire

A partir de ce seuil, les déformations sont considérées comme totalement plastiques. Pendant cette phase du cisaillement, on observe une augmentation de volume du sol.

Frydman et al. (1973) ont montré que la conservation de l'énergie de déformation plastique conduit la relation :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = \text{tg } \phi_{\mu} + \frac{d\varepsilon_{oct}^p}{d\varepsilon_{oct}^p} \quad (2)$$

avec

$$d\varepsilon_{oct}^p = \frac{1}{3} (d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_2^p + d\varepsilon_3^p)$$

$$d\varepsilon_{oct}^p = \frac{1}{3} \sqrt{(d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_2^p)^2 + (d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p)^2 + (d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_1^p)^2}$$

$\varepsilon_1^p, \varepsilon_2^p, \varepsilon_3^p$  déformations plastiques principales.

La relation (2) ne permet pas de calculer directement le comportement du sol, et il est nécessaire de pousser plus loin l'analyse pour aboutir à des calculs théoriques par éléments finis. Il faut d'abord définir la direction de la composante  $d\varepsilon_{oct}^p$  du vecteur déformation plastique dans le plan octaédrique, ce qui permettra ensuite, grâce à la relation (2), de trouver la direction de la déformation dans l'espace des contraintes. Enfin il faudra trouver la longueur de la déformation plastique. Nous faisons l'hypothèse de la coïncidence des axes de contraintes principales et d'incrément de déformations plastiques principales.

### 1.2.1 Direction de la composante $d\varepsilon_{oct}^p$ du vecteur déformation plastique

Monnet (1977) et Monnet et al. (1979) ont montré que la relation (2) dans le cas de la symétrie axiale conduit à :

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \end{Bmatrix} \quad (3)$$

avec 
$$a = -\frac{\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} \cdot \cos \gamma}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$b = -\frac{-\frac{1}{\sqrt{6}} \cos \gamma + \frac{1}{\sqrt{2}} \sin \gamma}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$c = -\frac{-\frac{1}{\sqrt{6}} \cos \gamma - \frac{1}{\sqrt{2}} \sin \gamma}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

où  $\gamma$  est l'angle qui définit la direction du cisaillement octaédrique tel que :

$$\text{tg } \gamma = \frac{\sqrt{3}(\sigma_2 - \sigma_3)}{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3} \quad (4)$$

Dans le cas de la déformation plane, la démonstration de (3) reste valable.

Cependant nous supposons que la distorsion plastique  $d\varepsilon_{oct}^p$  n'est plus colinéaire au cisaillement octaédrique. Nous appellerons  $\gamma'$  l'angle qui permet de trouver sa direction :

$$\text{tg } \gamma' = \frac{\sqrt{3}(d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p)}{2d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p} \quad (5)$$

En déformation plane, il existe une direction de déformation nulle, qui correspond à l'axe de contrainte principale moyenne. On a donc :

$$b = -\frac{-\frac{1}{\sqrt{6}} \cos \gamma' + \frac{1}{\sqrt{2}} \sin \gamma'}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}} = 0$$

Si on pose  $t = \text{tg } \frac{\gamma'}{2}$

et 
$$\text{tg } \delta = \frac{1}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}}$$

il vient alors :

$$t^2 \left( \frac{1}{\text{tg } \delta \cdot \sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) + t \cdot \sqrt{2} + \frac{1}{\text{tg } \delta \cdot \sqrt{3}} - \frac{1}{\sqrt{6}} = 0$$

qui se résoud par le discriminant :

$$\Delta = 4 \left[ \frac{2}{3} - \frac{1}{\text{tg}^2 \delta \cdot 3} \right]$$

et dont les solutions sont :

$$\text{tg } \frac{\gamma'}{2} = \frac{-\sqrt{2} \pm \sqrt{\Delta}}{2 \left( \frac{1}{\text{tg } \delta \cdot \sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{6}} \right)} \quad (6)$$

Pour choisir entre les deux valeurs de  $\gamma'$ , il faut remarquer que la distorsion plastique  $d\varepsilon_{oct}^p$  sera dans la même moitié de plan que le cisaillement octaédrique  $\tau_{oct}$ , donc que  $\gamma'$  sera du signe de  $\sigma_2 - \sigma_3$ .

### 1.2.2 Direction de la déformation plastique dans l'espace des contraintes

L'angle  $\gamma'$  étant alors défini par (6), on aura la direction de la déformation plastique par :

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \begin{Bmatrix} a \\ 0 \\ c \end{Bmatrix} = d\lambda \{v\} \quad (7)$$

avec :

$$a = -\frac{\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} \cdot \cos \gamma'}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

et 
$$c = -\frac{-\frac{1}{\sqrt{6}} \cos \gamma' - \frac{1}{\sqrt{2}} \sin \gamma'}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \text{tg } \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

### 1.2.3 Longueur de la déformation plastique d'écroutissage

Le vecteur  $\{v\}$  dans la relation (7) étant connu en fonction des contraintes, on trouve la valeur du scalaire  $d\lambda$ , donc de la déformation plastique par la relation classique :

$$d\lambda = \frac{f(\sigma, k)}{\{v\}^T [E] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} - \{v\}^T \left\{ \frac{\partial k}{\partial (d\varepsilon^p)} \right\} \frac{\partial f}{\partial k}} \quad (8)$$

$$k = \frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^p}$$

et 
$$f(\sigma, k) = \tau_{oct} + \sigma_{oct}(\text{tg } \phi_{\mu} + k) \quad (9)$$

qui exprime la fonction de charge du matériau. Le terme  $k$  dépend des déformations plastiques d'écroutissement, c'est-à-dire des déformations totales se produisant à partir du seuil défini par la formule (1). Cela suppose que la formule (2) est également valable en déformations plastiques principales totales.

Pour résoudre le problème dans un calcul par éléments finis, il suffit alors d'appliquer la méthode des contraintes initiales en utilisant les relations définies auparavant.

### 1.3 Comportement du sol en écoulement plastique parfait « non standard »

La fonction de charge qui définit l'état limite du sol est le critère de Mohr-Coulomb :

$$g(\sigma) = \sigma_3 - \sigma_1 + \sin \phi(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (10)$$

où  $\sigma_1$  est la contrainte de compression maximum, et  $\sigma_3$  est la contrainte minimum.

Nous faisons l'hypothèse que les déformations plastiques changent d'état quand on arrive à l'état ultime. A partir du moment où la fonction  $g$  s'annule, nous considérerons qu'il se produit des déformations plastiques ultimes différentes des déformations plastiques d'écroutissement. Ce sont ces nouvelles déformations plastiques qui seront utilisées dans la suite. La conservation de l'énergie de déformation implique alors que la relation (2) soit vraie pour ces nouvelles déformations.

#### 1.3.1 Direction de la déformation plastique dans l'espace des contraintes

L'analyse effectuée précédemment pour l'écroutissement est également valable dans le cas de l'équilibre limite. La déformation plastique est donc définie en direction par la relation (7).

#### 1.3.2 Longueur de la déformation plastique ultime

On montre facilement que la longueur de cette déformation est proportionnelle à  $d\lambda$  tel que :

$$d\lambda = \frac{g(\sigma)}{\{v\}^T [E] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad (11)$$

La méthode des contraintes initiales permet alors de résoudre le calcul du sol à l'état ultime de cisaillement.

## 2 Comparaison entre la théorie de Rowe ainsi que notre théorie avec plusieurs essais de laboratoire

### 2.1 Les essais utilisés

Nous avons choisi de comparer les résultats donnés par notre analyse théorique ainsi que l'analyse de Rowe (1962) avec des résultats expérimentaux puisés dans la littérature. Les premiers essais de laboratoire en déformation plane, pour lesquels on mesure les trois contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) et les deux déformations ( $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ ) sont ceux de Cornforth (1964). Par la suite, on trouve les travaux de Lee (1970), Lade (1972), Al-Hussaini (1973), Ichihara et al. (1973) qui utilisent du sable homogène. Tous constatent que le sable se dilate moins et possède un angle de frottement ultime de 1 à 4 degrés plus fort qu'en

symétrie axiale. Nous utiliserons les travaux de Cornforth (1964) et Al-Hussaini (1973). Ces deux auteurs travaillent sur le même type d'appareillage. L'échantillon est un prisme de 40,6 cm de long (16 inches), 5,1 cm de large (2 inches) et 10,2 cm de haut (4 inches).

Les deux faces distantes de 40,6 cm sont maintenues parallèles pendant l'essai pour donner la direction de déformation nulle longitudinalement. Les deux faces distantes de 10,2 cm sont maintenues par des plaques rigides et lisses et permettent de charger l'échantillon verticalement. Les deux faces distantes de 5,1 cm sont recouvertes d'une gaine étanche et libre de se déformer horizontalement. Elles subissent la pression de l'eau de l'enceinte qui entoure tout l'appareillage. C'est la seule direction pour laquelle les déformations peuvent ne pas être homogènes.

La mise en équilibre limite du sol avec l'hypothèse de Mohr-Coulomb indique que la ligne de glissement générale fait un angle de  $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$  avec la direction de contrainte principale majeure. On doit donc veiller, quand on fait un essai, à ce que le sol soit libre de se déplacer le long de cette ligne. Pratiquement, cela implique la relation :

$$\operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) > \frac{\text{largeur}}{\text{hauteur}} \text{ de l'échantillon et } \phi < 36,9^\circ.$$

Cette condition n'est pas à vérifier si la lubrification des plaques est bonne. Nous utiliserons donc dans un premier temps ces résultats expérimentaux sans en tenir compte.

Nous exploiterons également les résultats de Lade (1972) pour lequel l'échantillon est un cube de 7,6 cm de côté. Chaque face est chargée par une plaque rigide et lubrifiée, ce qui fait que les déformations sont homogènes dans les trois directions principales. L'échantillon est montré sur une presse qui peut faire varier les trois contraintes  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ . Les essais de déformation plane ont été réalisés en maintenant la contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  telle qu'elle annule les déformations de l'échantillon dans cette direction.

### 2.2 Étude de l'écroutissement durcissant du sable

Nous considérons la déformation plastique d'écroutissement expérimentale comme la différence de déformation entre le moment où le sol est à son volume minimum et celui où il atteint le cisaillement maximum (colonnes 4 et 5 des tableaux 1 et 2).

#### 2.2.1 Étude de la direction de la distorsion plastique de $\varepsilon_{oc}^p$ dans le plan octaédrique

##### 2.2.1.1 Direction expérimentale

Connaissant les déformations plastiques expérimentales on peut, grâce à la formule (5), trouver la valeur de l'angle  $\gamma'$  (colonne 7 du tableau 1). On connaît également les contraintes au moment du maximum de cisaillement, ce qui permet de calculer la direction du cisaillement octaédrique dans le plan, grâce à la formule (4) qui donne  $\gamma$  (colonne 6 du tableau 1). Nous constatons alors un écart moyen de 16,8°, ce qui montre que l'hypothèse de la colinéarité de la distorsion plastique et du cisaillement octaédrique ne peut être retenue dans le cas de la déformation plane.

| Essai            | $\sigma_1$<br>kPa<br>1 | $\sigma_2$<br>kPa<br>2 | $\sigma_3$<br>kPa<br>3 | $\varepsilon_1^p$<br>%<br>4 | $\varepsilon_3^p$<br>%<br>5 | $\gamma$<br>degré<br>6 | $\gamma'$<br>degré<br>exp.<br>7 | $\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}$<br>8 | $\phi_\mu$<br>degré<br>9 | $\phi_{cv}$<br>degré<br>10 | $\gamma'$<br>théorique<br>degré<br>11 | R<br>12 | $\gamma'$<br>Rowe<br>degré<br>13 |
|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------------------|--|--------------------------|----------------------------|---------------------------------------|---------|----------------------------------|
| LADE<br>CT1-L2   | - 313,8                | - 162,3                | - 60                   | - 3,68                      | 4,31                        | - 156,4°               | - 147,4°                        | - 0,583                                | 26,4                     | 41,3°                      | - 146,5°                              | 5,230   | - 148,9°                         |
| LADE<br>CT1-D2   | - 703                  | - 280                  | - 60                   | - 1,021                     | 1,594                       | - 160,2°               | - 142,8°                        | - 0,767                                | 26,4                     | 41,3°                      | - 139,0°                              | 11,717  | - 136,6°                         |
| CORNFORTH        | - 1154                 | - 493                  | - 276                  | - 1,00                      | 1,11                        | - 166,3°               | - 148,2°                        | - 0,583                                | 26,6                     | 33,2°                      | - 146,7°                              | 4,181   | - 146,7°                         |
| AL-HUSSAINI<br>A | - 2207                 | - 876                  | - 483                  | - 3,03                      | 3,53                        | - 167,4°               | - 147,5°                        | - 0,621                                | 27,4                     | 33,3°                      | - 147,6°                              | 4,569   | - 145,3°                         |
| AL-HUSSAINI<br>B | - 1924                 | - 800                  | - 483                  | - 0,43                      | 0,47                        | - 167,9°               | - 148,5°                        | - 0,578                                | 27,4                     | 33,3°                      | - 149,0°                              | 3,983   | - 147,6°                         |

Tableau 1 Etude de la position du vecteur distorsion plastique et du cisaillement dans le plan octaédrique pendant l'écroutissage

| Essai            | $\sigma_1$<br>kPa<br>1 | $\sigma_2$<br>kPa<br>2 | $\sigma_3$<br>kPa<br>3 | $\varepsilon_1^p$<br>%<br>4 | $\varepsilon_3^p$<br>%<br>5 | $\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}$<br>6 | $\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^p}$<br>%<br>exp.<br>7 | $\phi_\mu$<br>degré<br>8 | $\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^p}$<br>théorique<br>9 | R<br>10 | $\phi_{cv}$<br>degré<br>11 | D<br>12 | $\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^p}$<br>Rowe<br>13 |
|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|---|--------------------------|---|---------|----------------------------|---------|---|
| LADE<br>CT1-L2   | - 313,8                | - 162,3                | - 60                   | - 3,68                      | 4,31                        | - 0,583                                | 0,064   | 26,4°                    | 0,087   | 5,230   | 41,3°                      | 1,071   | 0,028   |
| LADE<br>CT1-D2   | - 703                  | - 280                  | - 60                   | - 1,02                      | 1,594                       | - 0,767                                | 0,176   | 26,4°                    | 0,271   | 11,717  | 41,3°                      | 2,400   | 0,327   |
| CORNFORTH        | - 1 154                | - 493                  | - 276                  | - 1,00                      | 1,11                        | - 0,583                                | 0,043   | 26,6°                    | 0,082   | 4,181   | 33,2°                      | 1,222   | 0,082   |
| AL-HUSSAINI<br>A | - 2 207                | - 876                  | - 483                  | - 3,03                      | 3,53                        | - 0,621                                | 0,062   | 27,4°                    | 0,103   | 4,569   | 33,3°                      | 1,330   | 0,115   |
| AL-HUSSAINI<br>B | - 1 924                | - 800                  | - 483                  | - 0,43                      | 0,47                        | - 0,578                                | 0,036   | 27,4°                    | 0,060   | 3,983   | 33,3°                      | 1,160   | 0,060   |

Tableau 2 Etude de la dilatance du sol en écroutissage

### 2.2.1.2 Direction donnée par la théorie de Rowe

Rowe indique la relation :

$$R = KD \quad (12)$$

avec

$$R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad (13)$$

$$K = \frac{1 + \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_{cv}} \text{ en déformation plane} \quad (14)$$

$$D = \frac{\varepsilon_3^p}{\varepsilon_1^p} \quad (15)$$

la relation (12) se met sous la forme :

$$D = \frac{R}{K} \quad (16)$$

La connaissance des contraintes principales majeures et mineures et de l'angle  $\phi_{cv}$  (colonne 10 du tableau 1) permet de calculer le terme de dilatance D de Rowe. D'autre part, la relation (5) se transforme en :

$$\text{tg } \gamma' = \frac{D\sqrt{3}}{2+D} \quad (17)$$

ce qui permet de trouver les valeurs  $\gamma'$  déduites de la théorie de Rowe (colonne 13 du tableau 1). On constate un écart moyen de 1,9° par rapport au  $\gamma'$  expérimental.

### 2.2.1.3 Direction donnée par notre théorie

La valeur de l'angle  $\gamma'$  est donnée par la formule (6) qui a été démontrée précédemment. Il est nécessaire de connaître l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_\mu$  (colonne 9 du tableau 1) pour trouver  $\gamma'$  théorique (colonne 11 du tableau 1). On constate un écart moyen de 1,1° par rapport au  $\gamma'$  expérimental, ce qui est au moins aussi bon que les résultats donnés par la théorie de Rowe.

## 2.2.2 Étude de la dilatance

Nous étudierons la dilatance sous la forme du rapport :

$$\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^{'p}} \quad (18)$$

utilisé dans notre théorie.

### 2.2.2.1 Valeur de la dilatance expérimentale

La connaissance des déformations plastiques principales expérimentales (colonnes 4 et 5 du tableau 2) permet de calculer le terme de dilatance tel qu'il est défini par la formule (18) (colonne 7 du tableau 2).

### 2.2.2.2 Valeur de la dilatance donnée par la théorie de Rowe

La dilatance D de Rowe est donnée par la relation (16). Du fait que l'on est en déformation plane, on a  $\varepsilon_2^p = 0$ . On en déduit alors :

$$\varepsilon_{oct}^p = \frac{\varepsilon_1^p}{3} (1 - D)$$

$$\text{de même } \varepsilon_{oct}^{'p} = -\frac{\varepsilon_1^p}{3} \sqrt{(1+D)^2 + 1 + D^2}$$

D'où l'on tire :

$$\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^{'p}} = \frac{D-1}{\sqrt{(1+D)^2 + 1 + D^2}} \quad (19)$$

Cette formule exprime la dilatance déduite de la théorie de Rowe. Connaissant les contraintes principales et l'angle de frottement  $\phi_{cv}$  on en déduit les valeurs portées en colonne 13 du tableau 2).

Les résultats théoriques sont du même ordre de grandeur que les résultats expérimentaux. L'analyse statistique indique un coefficient de corrélation de 0,942 proche de l'unité.

### 2.2.2.3 Valeur de la dilatance donnée par notre théorie

La relation (2) est aussi valable en déformation plastique totale. Elle peut se mettre sous la forme :

$$\frac{\varepsilon_{oct}^p}{\varepsilon_{oct}^{'p}} = -\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} - \text{tg } \phi_\mu \quad (20)$$

ce qui permet connaissant les contraintes principales et l'angle de frottement  $\phi_\mu$  de trouver la dilatance théorique (colonne 9 du tableau 2). On constate là encore, que les résultats sont du même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales. L'analyse statistique indique un coefficient de corrélation de 0,992 donc légèrement meilleur que le coefficient trouvé avec la théorie de Rowe.

D'autre part, pour trois essais, il a été possible d'étudier l'évolution de la dilatance expérimentale en fonction du frottement moyen pendant la phase d'écroutissage. Cette étude est faite sur les figures 1 à 3. La formule (20) montre que théoriquement, on doit trouver une droite de pente -1. Les droites de régression qui ont été tracées ont des pentes comprises entre -0,78 et -1,35 et des coefficients de corrélation variant de 0,937 à 0,963.

## 2.3 Étude du comportement du sol au pic de cisaillement

A l'état ultime, nous avons posé comme hypothèse que les déformations plastiques sont de nature différentes. La déformation plastique expérimentale sera considérée comme la variation de déformation se produisant quand le sol se trouve au maximum du cisaillement (colonnes 4 et 5 des tableaux 3 et 4).

### 2.3.1 Étude de la direction de la distorsion plastique de $\varepsilon_{oct}^{'p}$ dans le plan octaédrique

#### 2.3.1.1 Direction expérimentale

La direction de la distorsion plastique de  $\varepsilon_{oct}^{'p}$ ,  $\gamma'$  est donnée par la formule (5). Les résultats sont portés en colonne 7 du tableau 3. La direction du cisaillement octaédrique est donnée par l'angle  $\gamma$  déduit de la formule (4). On constate un écart moyen de 18,7° proche de l'écart observé au cours de l'écroutissage.

#### 2.3.1.2 Direction donnée par la théorie de Rowe

Cette direction est donnée par la relation (17) connaissant les contraintes et l'angle  $\phi_{cv}$ . Les valeurs de  $\gamma'$  sont portées en colonne 13 du tableau 3).

On observe un écart moyen nul entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques.

#### 2.3.1.3 Direction donnée par notre théorie

La direction  $\gamma'$  de la distorsion plastique est donnée par

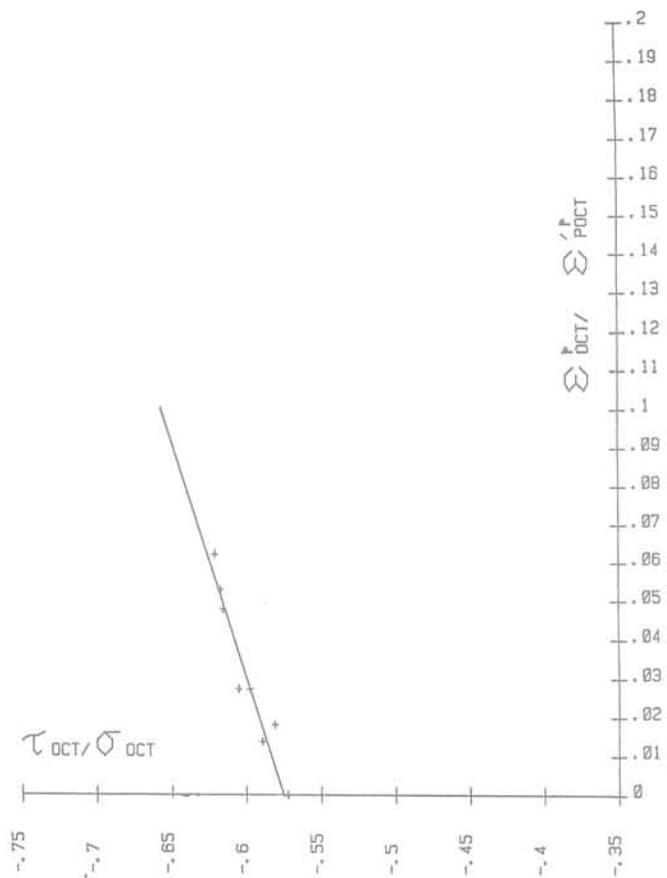


Fig. 1 Etude de la dilatance pendant l'écroutissage pour l'essai A de Al Hussaini

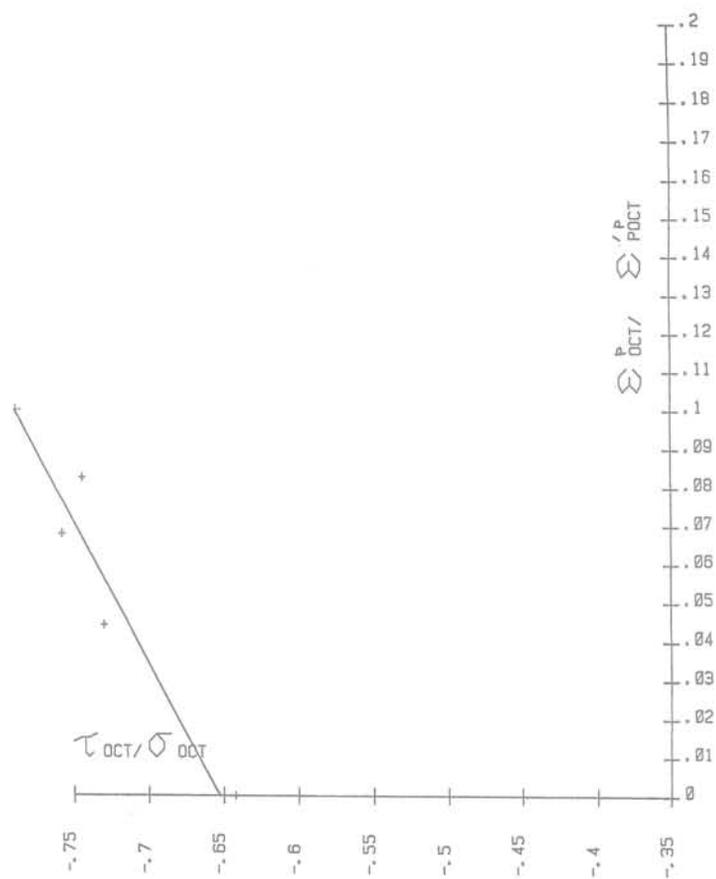


Fig. 2 Etude de la dilatance pendant l'écroutissage pour l'essai CT1 - D2 de Lade

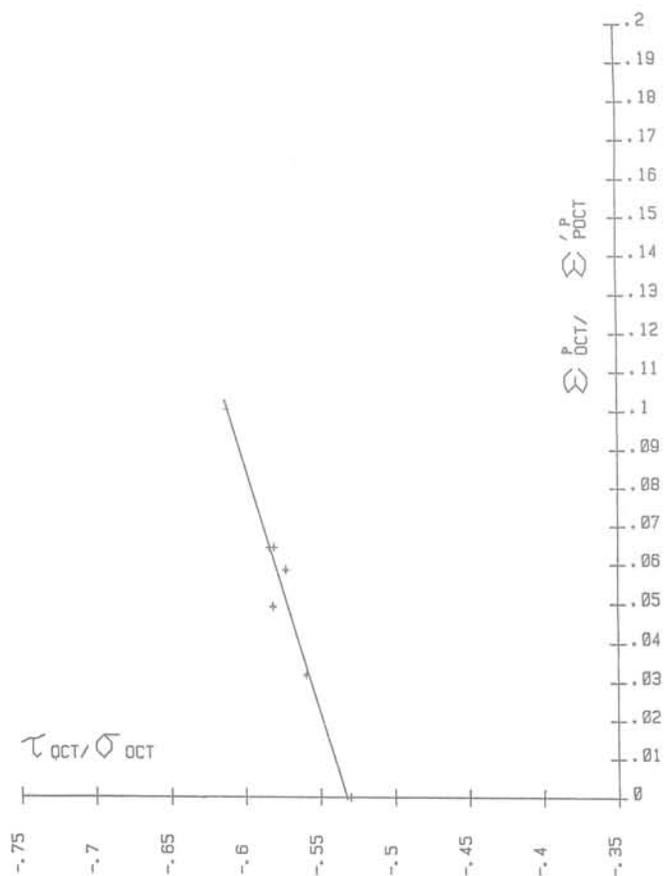


Fig. 3 Etude de la dilatance pendant l'écroutissage pour l'essai CT1 - L2 de Lade

| Essai            | $\sigma_1$<br>kPa<br>1 | $\sigma_2$<br>kPa<br>2 | $\sigma_3$<br>kPa<br>3 | $d\varepsilon_1^p$<br>%<br>4 | $d\varepsilon_3^p$<br>%<br>5 | $\gamma$<br>degré<br>6 | $\gamma'$<br>degré<br>7 | $\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}$<br>8 | $\phi_\mu$<br>degré<br>exp.<br>9 | $\phi_{cv}$<br>degré<br>10 | $\gamma'$<br>théorique<br>degré<br>11 | R<br>12 | $\gamma'$<br>Rowe<br>degré<br>13 |
|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|-------------------------|--|----------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|---------|----------------------------------|
| LADE<br>CT1-L2   | - 313,8                | - 162,3                | - 60                   | - 1,067                      | 1,249                        | - 156,4°               | - 147,4°                | - 0,583                                | 26,4                             | 41,3                       | - 146,5°                              | 5,230   | - 148,9°                         |
| LADE<br>CT1-D2   | - 703                  | - 280                  | - 60                   | - 0,277                      | 0,602                        | - 160,3°               | - 138,0°                | - 0,767                                | 26,4                             | 41,3                       | - 139,0°                              | 11,717  | - 136,6°                         |
| CORNFORTH        | - 1 154                | - 493                  | - 276                  | - 0,50                       | 0,61                         | - 166,3°               | - 146,7°                | - 0,583                                | 26,6                             | 33,2                       | - 146,7°                              | 4,181   | - 146,7°                         |
| AL-HUSSAINI<br>A | - 2 207                | - 876                  | - 483                  | - 0,860                      | 1,160                        | - 167,4°               | - 145,1°                | - 0,621                                | 27,4                             | 33,3                       | - 145,8°                              | 4,569   | - 145,3°                         |
| AL-HUSSAINI<br>B | - 1 924                | - 800                  | - 483                  | - 1,30                       | 1,42                         | - 167,9°               | - 148,5°                | - 0,578                                | 27,4                             | 33,3                       | - 147,6°                              | 3,983   | - 147,6°                         |
| AL-HUSSAINI<br>C | - 1 724                | - 745                  | - 483                  | - 0,860                      | 0,930                        | - 168,4°               | - 148,7°                | - 0,543                                | 27,4                             | 33,3                       | - 149,0°                              | 3,569   | - 149,4°                         |

Tableau 3 Etude de la position du vecteur distorsion plastique et du cisaillement dans le plan octaédrique à l'équilibre limite

| Essai            | $\sigma_1$<br>kPa<br>1 | $\sigma_2$<br>kPa<br>2 | $\sigma_3$<br>kPa<br>3 | $d\varepsilon_1^p$<br>%<br>4 | $d\varepsilon_3^p$<br>%<br>5 | $\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}$<br>6 | $\frac{d\varepsilon_{oct}^p}{d\varepsilon_{oct}^p}$<br>exp.<br>7 | $\phi_\mu$<br>degré<br>8 | $\frac{d\varepsilon_{oct}^p}{d\varepsilon_{oct}^p}$<br>théorique<br>9 | R<br>10 | $\phi_{cv}$<br>degré<br>11 | D<br>12 | $\frac{d\varepsilon_{oct}^p}{d\varepsilon_{oct}^p}$<br>Rowe<br>13 |
|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|--|--|--------------------------|---|---------|----------------------------|---------|---|
| LADE<br>CT1-L2   | - 313,8                | - 162,3                | - 60                   | - 1,067                      | 1,249                        | - 0,583                                | 0,064  | 26,4°                    | 0,077   | 5,230   | 41,3°                      | 1,071   | 0,028   |
| LADE<br>CT1-D2   | - 703                  | - 280                  | - 60                   | - 0,277                      | 0,602                        | - 0,767                                | 0,295  | 26,4°                    | 0,271   | 11,717  | 41,3°                      | 2,400   | 0,327   |
| CORNFORTH        | - 1 154                | - 493                  | - 276                  | - 0,50                       | 0,61                         | - 0,583                                | 0,081  | 26,6°                    | 0,082   | 4,181   | 33,2°                      | 1,222   | 0,082   |
| AL-HUSSAINI<br>A | - 2 207                | - 876                  | - 483                  | - 0,860                      | 1,160                        | - 0,621                                | 0,121  | 27,4°                    | 0,103   | 4,569   | 33,3°                      | 1,330   | 0,115   |
| AL-HUSSAINI<br>B | - 1 924                | - 800                  | - 483                  | - 1,30                       | 1,42                         | - 0,578                                | 0,036  | 27,4°                    | 0,060   | 3,983   | 33,3°                      | 1,160   | 0,060   |
| AL-HUSSAINI<br>C | - 1 724                | - 745                  | - 483                  | - 0,860                      | 0,930                        | - 0,543                                | 0,032  | 27,4°                    | 0,025   | 3,569   | 33,3°                      | 1,039   | 0,016   |

Tableau 4 Etude de la dilatance du sol à l'état limite

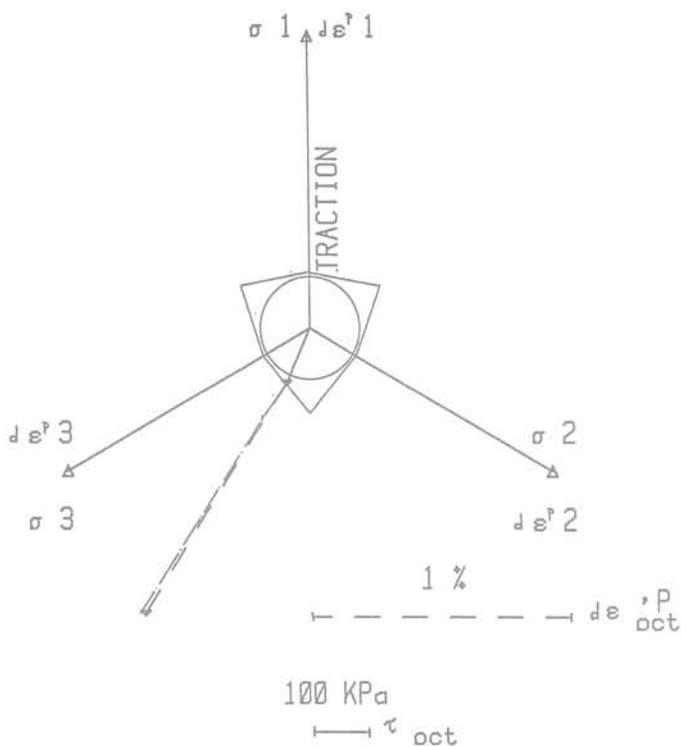


Fig. 4 Etude de la direction plastique dans le plan octaédrique pour l'essai CT1 - L2 de Lade

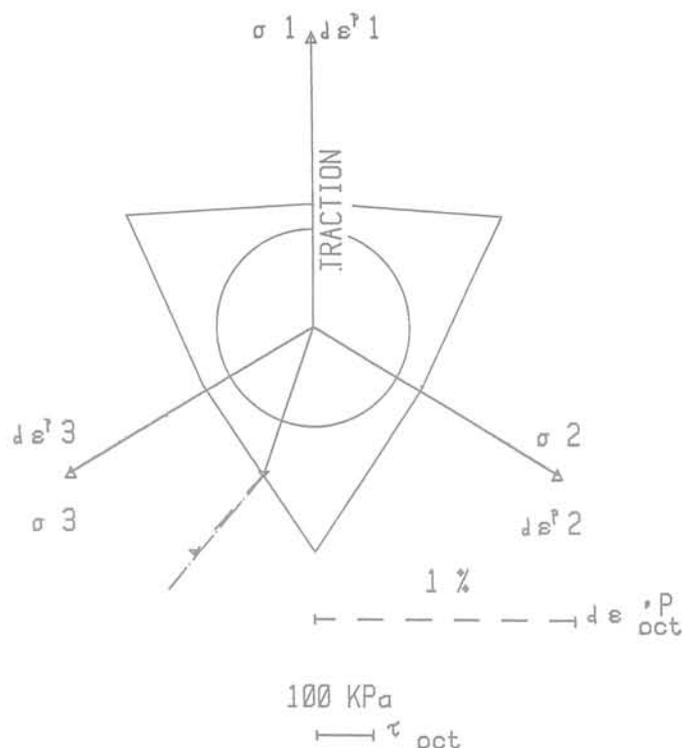


Fig. 5 Etude de la distorsion plastique dans le plan octaédrique pour l'essai CT1 - D2 de Lade

la relation (6), en fonction des contraintes principales et de  $\phi_\mu$ . Les valeurs de  $\gamma'$  trouvées sont portées en colonne 11 du tableau 3. Là encore, on observe un écart moyen nul entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales.

Nous avons porté sur les figures 4 et 5 le cisaillement et la distorsion plastique dans le plan octaédrique. Les trois axes disposés à  $120^\circ$  les uns des autres sont orientés positivement dans le sens de la traction. Le cercle centré sur l'origine correspond au seuil d'érouissage défini par la relation (1).

Si le point représentatif de l'état de contrainte se trouve à l'intérieur du cercle, on a un comportement élastique. L'hexagone extérieur au cercle correspond à la rupture définie par le critère de Mohr-Coulomb (formule 10). Entre le cercle et l'hexagone, le sol se trouve en érouissage.

On constate sur les figures 4 et 5 que le point représentant l'état de contrainte est sur l'hexagone correspondant à la rupture. Le vecteur reliant l'origine au point correspond au cisaillement octaédrique. Le vecteur tiré partant de l'hexagone correspond à la distorsion plastique expérimentale. On observe bien un décalage angulaire entre le cisaillement et la distorsion. Le trait d'axe partant de l'hexagone correspond à la direction de la distorsion telle qu'elle est donnée par notre théorie. On observe très bien sur les deux figures, la coïncidence entre expérience et théorie.

### 2.3.2 Étude de la dilataance à l'état ultime

Nous étudierons la dilataance sous la forme  $d\varepsilon_{oct}^p/d\varepsilon_{oct}^p$ .

### 2.3.2.1 Dilataance expérimentale

La connaissance des déformations plastiques ultimes permet de calculer les valeurs indiquées en colonne 7 du tableau 4.

### 2.3.2.2 Dilataance donnée par la théorie de Rowe

Cette dilataance est donnée par la formule (19). Connaissant les contraintes et l'angle  $\phi_{cv}$ , on en déduit les valeurs portées en colonne 13 du tableau 4 qui sont du même ordre de grandeur que les résultats expérimentaux. L'analyse statistique indique un coefficient de corrélation de 0,983 proche de l'unité.

### 2.3.2.3 Dilataance donnée par notre théorie

Elle est donnée par la relation (2). Connaissant les contraintes et l'angle  $\phi_\mu$  on en déduit les valeurs portées en colonne 9 du tableau 4. L'analyse statistique indique un coefficient de corrélation de 0,989 légèrement meilleur que celui donné par la théorie de Rowe.

## 2.4 Définition de l'angle $\phi_{cv}$

Cet angle a été utilisé précédemment. Pour le définir, on part de la relation (12) qui se met sous la forme :

$$K = \frac{R}{D}$$



Fig. 6 Le maillage utilisé

La connaissance des contraintes permet de définir la valeur de  $R$  (colonne 10 du tableau 4). A partir des déformations, on trouve le terme  $D$  (colonne 12, du tableau 4). On peut donc calculer  $K$  et en déduire  $\phi_{cv}$  par :

$$\sin \phi_{cv} = \frac{K - 1}{K + 1}$$

Les valeurs obtenues sont portées en colonne 11. La moyenne des résultats indique  $\phi_{cv} = 41,3^\circ$  pour le sable de Cornforth, et  $\phi_{cv} = 33,3^\circ$  pour le sable de Al-Hussaini.

### 3 Comparaison de nos calculs théoriques établis par la méthode des éléments finis et des résultats expérimentaux

#### 3.1 Maillage

Le programme Rosalie (Guellec et al 1976) a été modifié pour tenir compte du comportement plastique du sol, mais il n'est pas possible de calculer simultanément le frottement sol-piston et la plasticité dans l'échantillon. Aussi a-t-il été choisi de supprimer le frottement. Les contraintes et les déformations sont alors homogènes et un maillage très simple suffit pour le calcul. Il est présenté sur la figure 6. On a un rapport hauteur sur largeur de 2 comme pour la majorité des essais. Les éléments utilisés sont des quadrilatères à 8 nœuds. Le long du bord gauche qui représente un plan de symétrie de l'échantillon, les déplacements horizontaux sont nuls, et les déplacements verticaux

sont libres. Le long du bord inférieur qui représente le second plan de symétrie, les déplacements verticaux sont nuls et les déplacements horizontaux sont libres. On charge le modèle par l'intermédiaire du piston placé à la partie supérieure.

#### 3.2 Choix des quatre paramètres constants

La loi de comportement utilisé demande la définition de 4 paramètres seulement (module de Young, coefficient de Poisson,  $\phi_{cv}$ ,  $\phi$ ).

##### 3.2.1 Définition du coefficient de Poisson

Au début du chargement, le sol se comporte élastiquement. Il faut donc définir à la fois le coefficient de Poisson et le module de Young. Quand on réalise un essai, on a coutume de tracer la courbe de variation de volume en fonction du raccourcissement de l'échantillon. On observe alors que pendant l'état élastique, le sol diminue de volume au chargement, et la courbe est linéaire. On peut mesurer sa pente initiale  $p_1$ , ceci permet de définir le coefficient de Poisson. En effet, les relations de l'élasticité indiquent :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3))$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)) = 0$$

en déformation plane

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)).$$

La seconde relation se transforme en :

$$\sigma_2 = \nu(\sigma_1 + \sigma_3). \quad (21)$$

On trouve également :

$$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} = \frac{\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)}{\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

En tenant compte de la relation précédente on peut éliminer  $\sigma_2$  et en changeant l'origine de mesure des contraintes en posant  $\sigma'_3 = 0$  et  $\sigma'_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ , on obtient alors :

$$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} = -\frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (22)$$

Or, la variation de volume élastique du sol en déformation plane s'écrit :

$$\frac{\Delta v}{v} = \theta = \varepsilon_1 + \varepsilon_3$$

d'où

$$1 = \frac{\theta}{\varepsilon_1} = 1 + \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

$p_1$  étant la pente initiale de la courbe de variation de volume du sol que l'on peut mesurer facilement. En tenant compte de la formule (22), on trouve alors :

$$\nu = \frac{1 - p_1}{2 - p_1}. \quad (23)$$

Le tableau 5 indique en colonne 1, la pente initiale de la courbe de variation de volume pour chaque essai. On en déduit alors le coefficient de Poisson indiqué en colonne 2.

##### 3.2.2 Définition du module de Young

Les relations de l'élasticité indiquent :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)).$$

Si l'on tient compte de la condition de déformation plane (21), on a :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1(1 - \nu^2) - \nu\sigma_3(1 + \nu)].$$

On fait maintenant un changement d'origine des pressions tels que  $\sigma_3$  s'annule. Il vient alors :

$$p_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

ou encore  $E = p_2(1 - \nu^2)$  (24)

où  $p_2$  est la pente initiale de la courbe déviateur en fonction de l'écrasement de l'échantillon. Cette pente a été portée en colonne 6 du tableau 5. En tenant compte de  $\nu$  (colonne 2), on obtient par la relation (24), le module de Young (colonne 7).

### 3.2.3 Définition de l'angle $\phi$

L'angle de frottement interne  $\phi$  est donné par le critère de Mohr-Coulomb.

### 3.2.4 Définition de l'angle $\phi_\mu$

La relation (2) peut se mettre sous la forme :

$$\text{tg } \phi_\mu = -\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}} - \frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}'}$$

Connaissant les contraintes à l'équilibre limite, on peut calculer le frottement  $\frac{\tau_{\text{oct}}}{\sigma_{\text{oct}}}$  (colonne 6 du tableau 4).

Partant des déformations plastiques à la rupture (colonnes 4 et 5), on peut trouver :

$$\frac{d\varepsilon_{\text{oct}}^p}{d\varepsilon_{\text{oct}}'}$$
 (colonne 7)

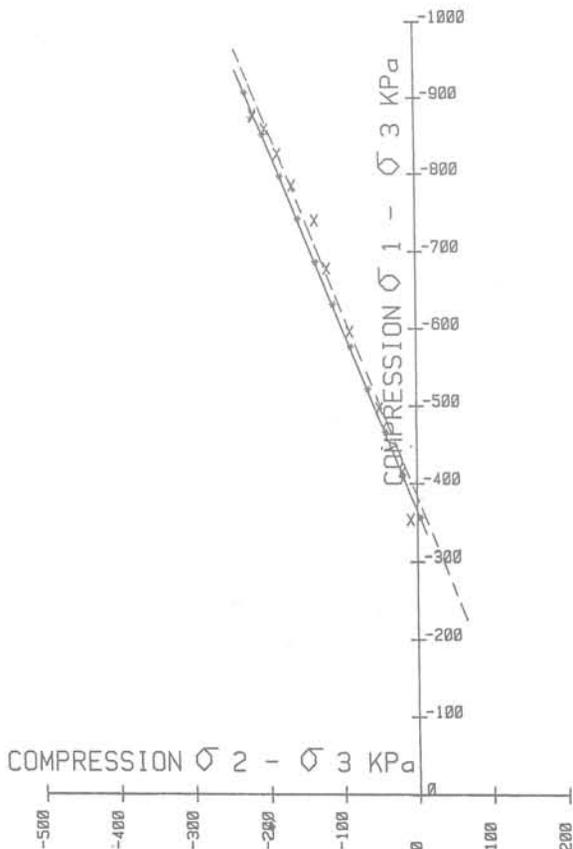


Fig. 7 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai de Cornforth

La relation précédente permet alors de définir  $\text{tg } \phi_\mu$  (colonne 8). La moyenne des valeurs est de  $\phi_\mu = 26,4^\circ$  pour le sable de Lade,  $\phi_\mu = 26,6^\circ$  pour celui de Cornforth, et  $\phi_\mu = 27,4^\circ$  pour Al-Hussaini, ce qui est très proche de  $\phi_\mu = 28^\circ$  que Monnet et al. (1979) avaient trouvé pour un sable.

### 3.3 Étude de la contrainte intermédiaire $\sigma_2$

Cornforth (1964) considère que la relation élastique (21) est encore valable à la rupture. D'une façon plus générale, on peut généraliser l'hypothèse à l'écrasement. En procédant à un changement d'origine des pressions, il vient :

$$\nu = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (25)$$

Nous avons donc tracé pour tous les essais, la variation de  $\sigma_2 - \sigma_3$  en fonction de  $\sigma_1 - \sigma_3$  (figures 7 à 12). Les points expérimentaux sont sensiblement alignés le long de la droite de régression dessinée en tireté. Les coefficients de corrélation sont indiqués en colonne 3 du tableau 5.

Nous avons également porté sur les figures en trait continu, les résultats donnés par le calcul par éléments finis, pour lesquels la formule 21 est utilisée.

Ces points sont alignés sur des droites de pente correspondant au coefficient de Poisson (colonne 2 du tableau 5). On observe que les droites de régression expérimentales sont proches des droites calculées et ont des pentes voisines (colonne 5 du tableau 5).

On peut donc considérer que la relation 21 est bien valable pendant la plasticité.

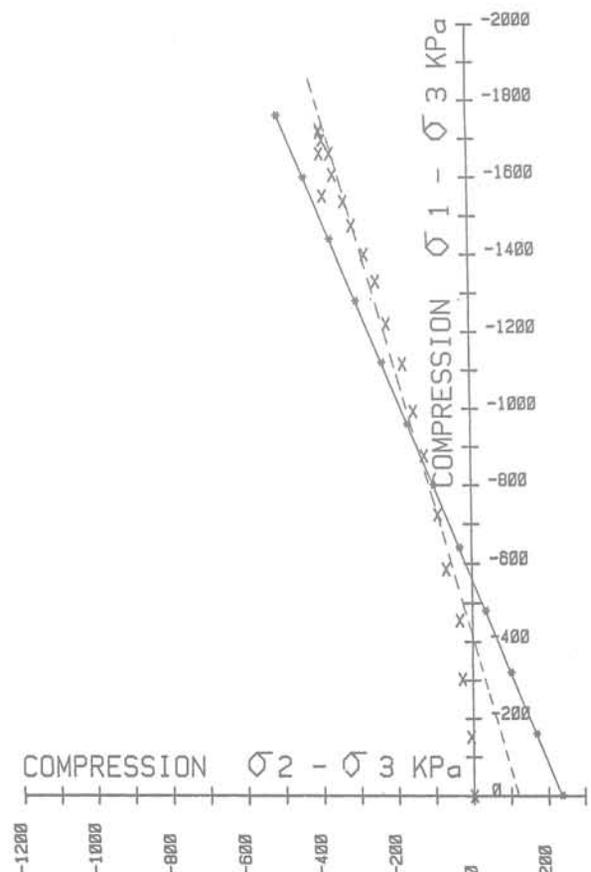


Fig. 8 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai A de Al Hussaini

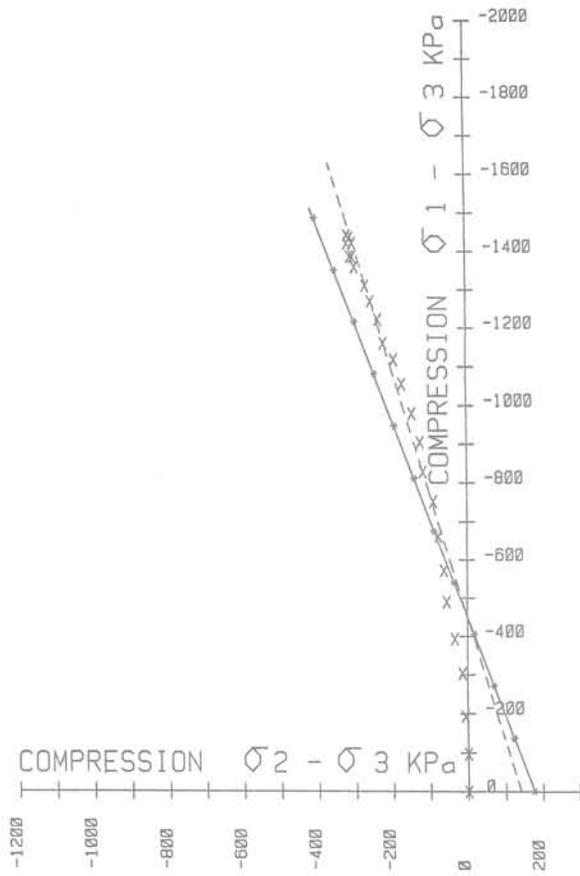


Fig. 9 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai B de Al Hussaini

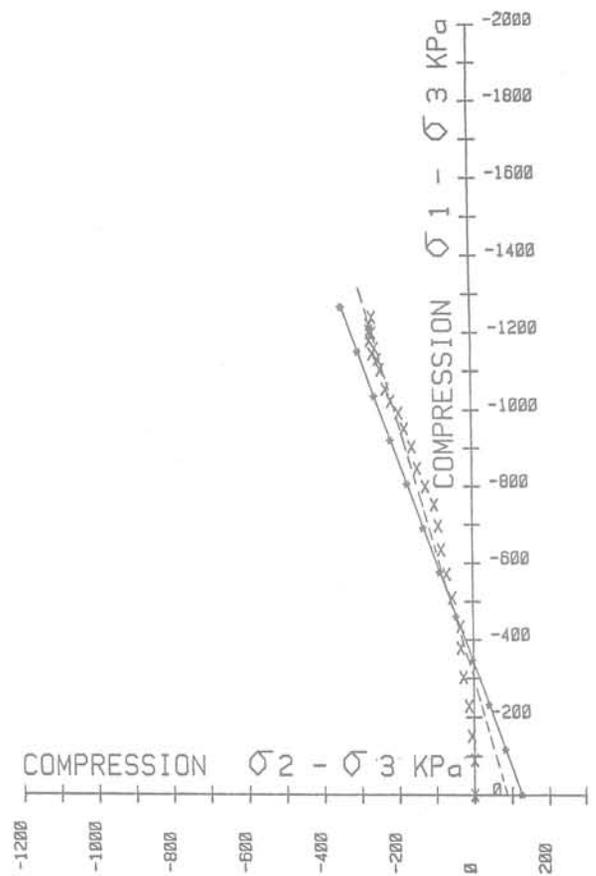


Fig. 10 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai C de Al Hussaini

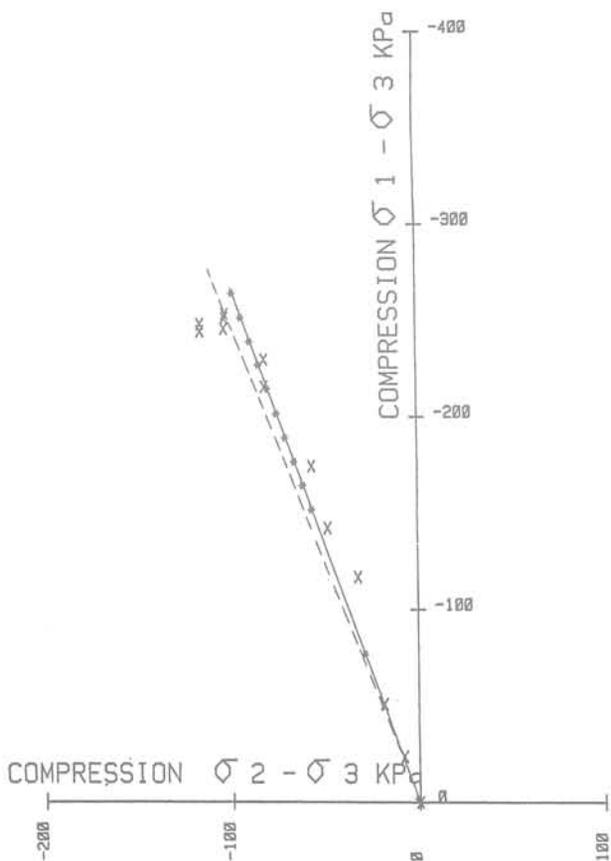


Fig. 11 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai CT1 - L2 de Lade

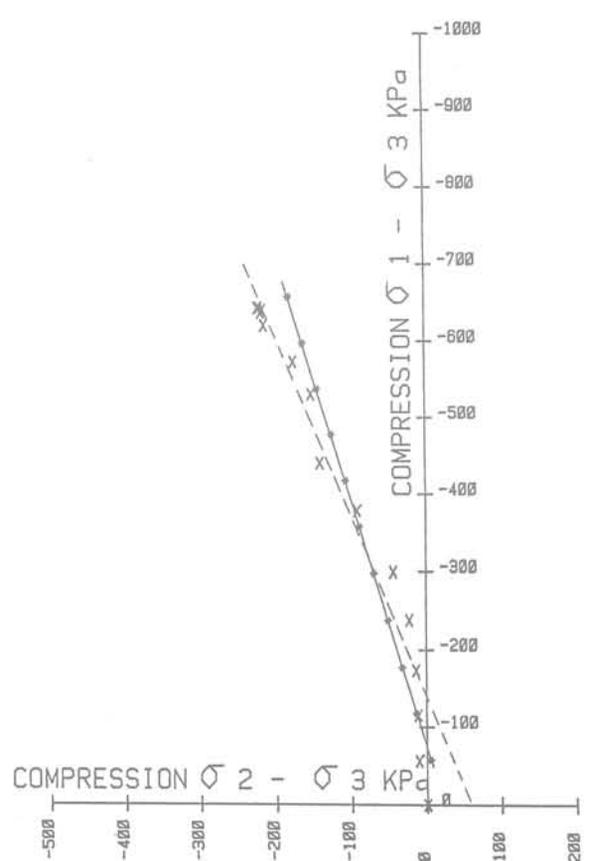


Fig. 12 Etude de la contrainte moyenne calculée et mesurée  $\sigma_2$  pour l'essai CT1 - D2 de Lade

| Essai         | $p_1$<br>1 | $\nu$<br>2 | corrélation<br>3 | ordonnée à l'origine<br>kPa<br>8 | $p_3$<br>5 | $p_2$<br>kPa<br>6 | E<br>kPa<br>7 | $\phi$<br>degré<br>8 | $\phi_\mu$<br>degré<br>9 |
|---------------|------------|------------|------------------|----------------------------------|------------|-------------------|---------------|----------------------|--------------------------|
| LADE CT1-L2   | 0,417      | 0,37       | 0,9835           | 8                                | 0,42       | 40 980            | 34 000        | 42,8°                | 26,4°                    |
| LADE CT1-D2   | 0,550      | 0,31       | 0,9856           | 63,3                             | 0,43       | 147 000           | 133 000       | 57,4°                | 26,4°                    |
| CORNFORTH     | 0,288      | 0,42       | 0,9945           | 160,8                            | 0,42       | 57 200            | 47 000        | 37,9°                | 26,6°                    |
| AL-HUSSAINI A | 0,274      | 0,42       | 0,9928           | 119,5                            | 0,29       | 32 770            | 27 000        | 39,9°                | 27,4°                    |
| AL-HUSSAINI B | 0,368      | 0,39       | 0,9910           | 141,                             | 0,31       | 21 280            | 18 000        | 36,8°                | 27,4°                    |
| AL-HUSSAINI C | 0,420      | 0,37       | 0,9846           | 85,3                             | 0,29       | 15 100            | 13 000        | 34,2°                | 27,4°                    |

Tableau 5 Paramètres de la loi de comportement

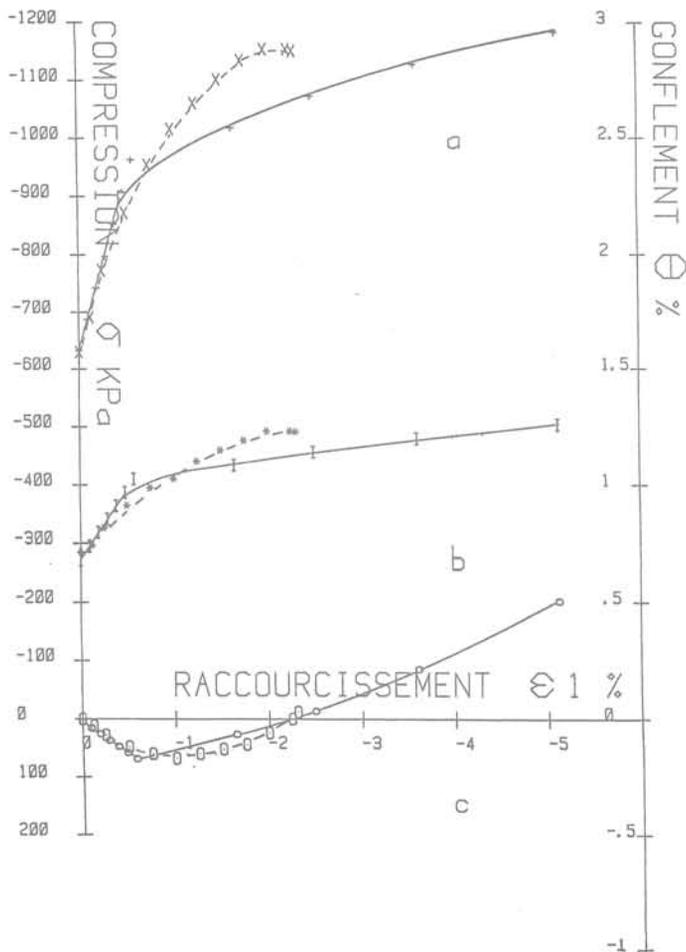


Fig. 13 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai de Cornforth,  $\sigma_3 = 276$  KPa

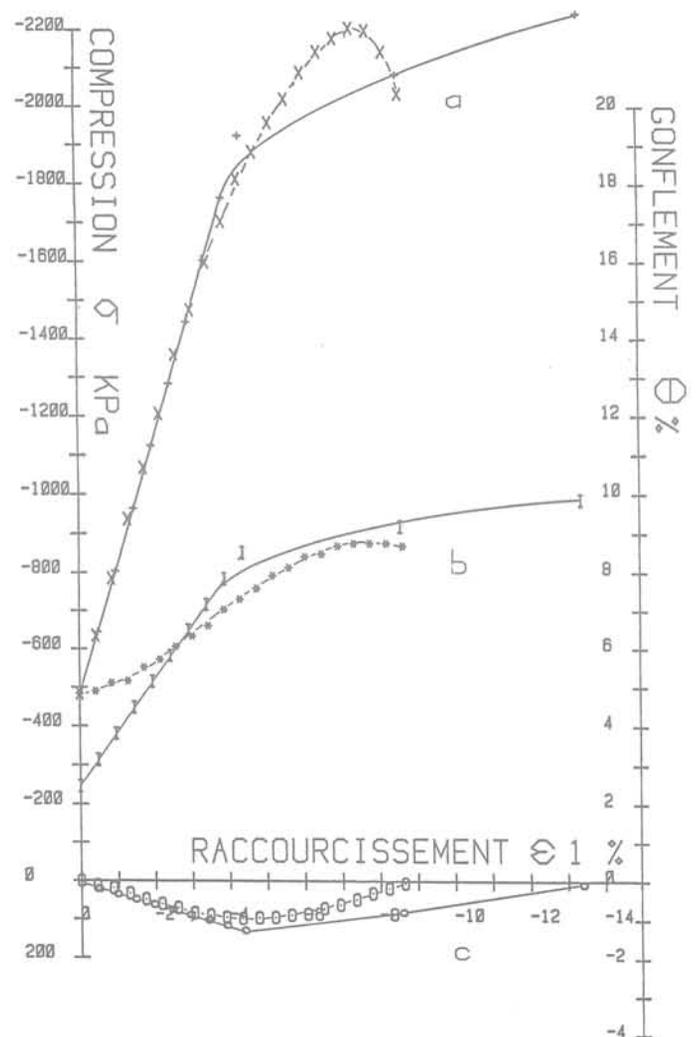


Fig. 14 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai A de Al Hussaini,  $\sigma_3 = 483$  KPa

### 3.4 Calcul de l'essai de Cornforth

La comparaison des résultats expérimentaux et théoriques a été faite sur la figure 13. Les courbes en pointillés correspondent à l'expérience et les courbes continues au calcul. Les courbes «a» montrent la variation de la contrainte principale majeure. Les courbes «b» donnent la contrainte moyenne. Les points «c» montrent la variation de volume du sol. Dans le domaine élastique, on observe une bonne coïncidence, que ce soit en contrainte ou en variation de volume. Par contre, dès qu'on arrive en écouvissage, les déformations calculées sont plus fortes que ce qui est donné par l'expérience.

La rupture, qui correspond au dernier point calculé est obtenue pour un raccourcissement de 5,1% alors qu'il est de 2,3% en réalité. Par contre, la courbe de variation de volume est correctement calculée. La différence sur les déplacements peut venir du fait que le sable a un angle de frottement de 37,9° qui est donc trop fort pour cet échantillon.

L'éclatement de 2 de l'éprouvette expérimentale implique en effet que l'angle de frottement soit inférieur à 36,9°.

### 3.5 Calcul des essais de Al-Hussaini

Le sable testé est assez lâche, ce qui fait que le domaine d'écrouissage est faible.

L'étude contrainte-déformation a été faite pour l'essai A sur la figure 14, pour l'essai B sur la figure 15, pour l'essai C sur la figure 16. On constate aussi bien en contrainte majeure (courbes «a»), en contrainte moyenne (courbes «b») ou en variation de volume (courbes «c») une très bonne coïncidence entre théorie et expérience.

### 3.6 Calcul des essais de Lade

Ces essais sont plus intéressants puisque le sol est dense, ce qui implique des angles de frottement interne élevé ( $\phi = 42,8^\circ$  et  $57,4^\circ$ ) et donc une zone d'écrouissage étendue. D'autre part, l'échantillon est limité sur toutes ses faces par des plaques, les déformations et les contraintes sont alors parfaitement homogènes et la condition de dimensionnement de l'échantillon n'est plus à respecter. L'étude contrainte-

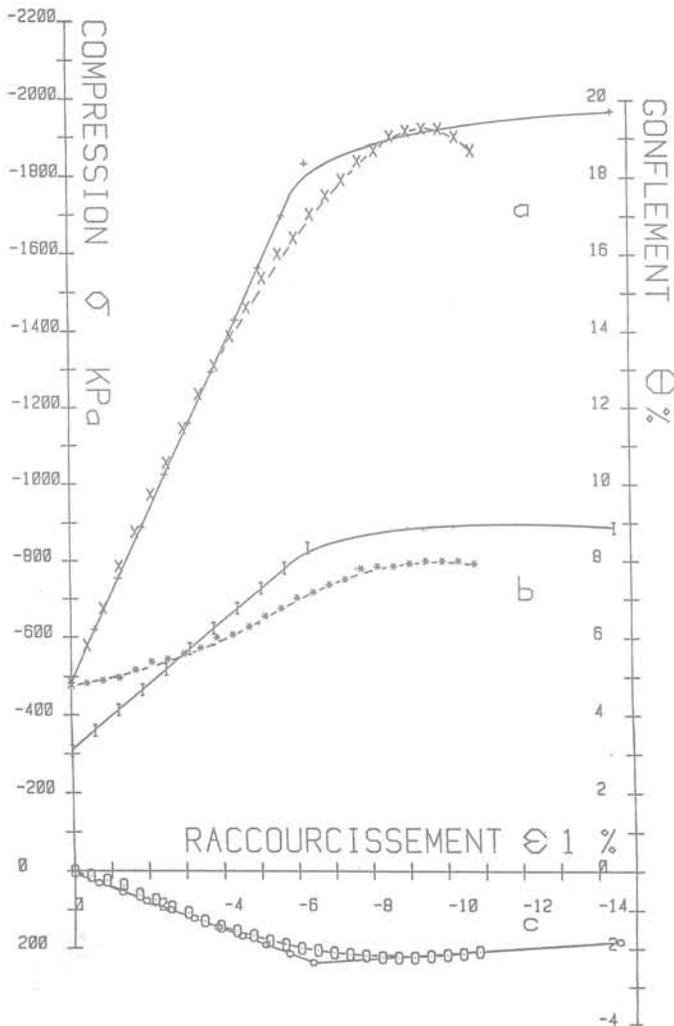


Fig. 15 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai B de Al Hussaini,  $\sigma_3 = 483$  KPa

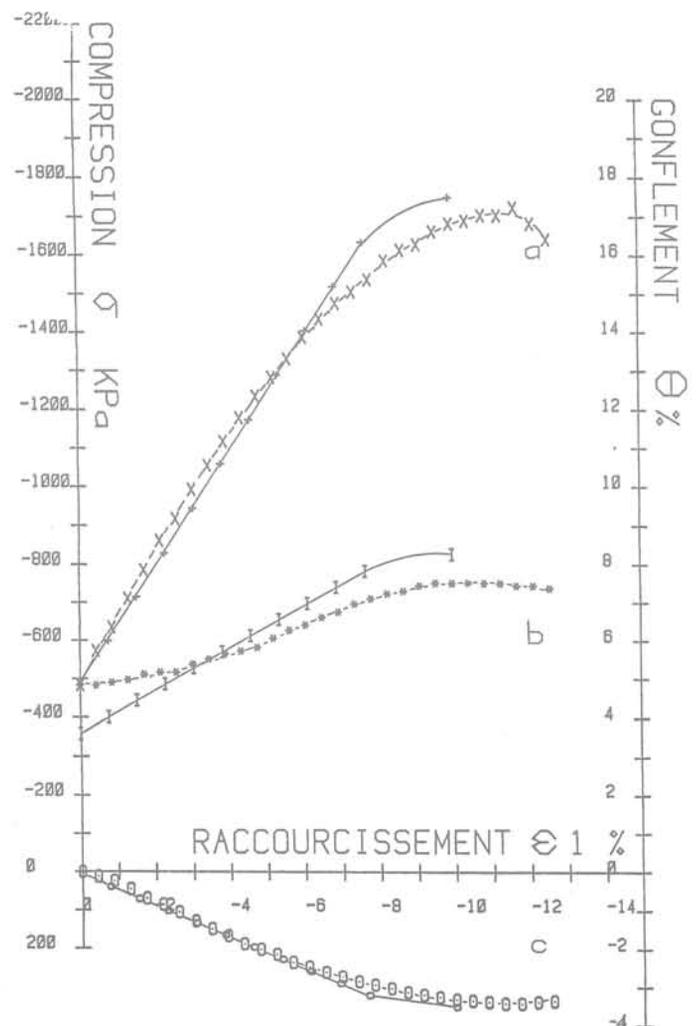


Fig. 16 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai C de Al Hussaini,  $\sigma_3 = 483$  KPa

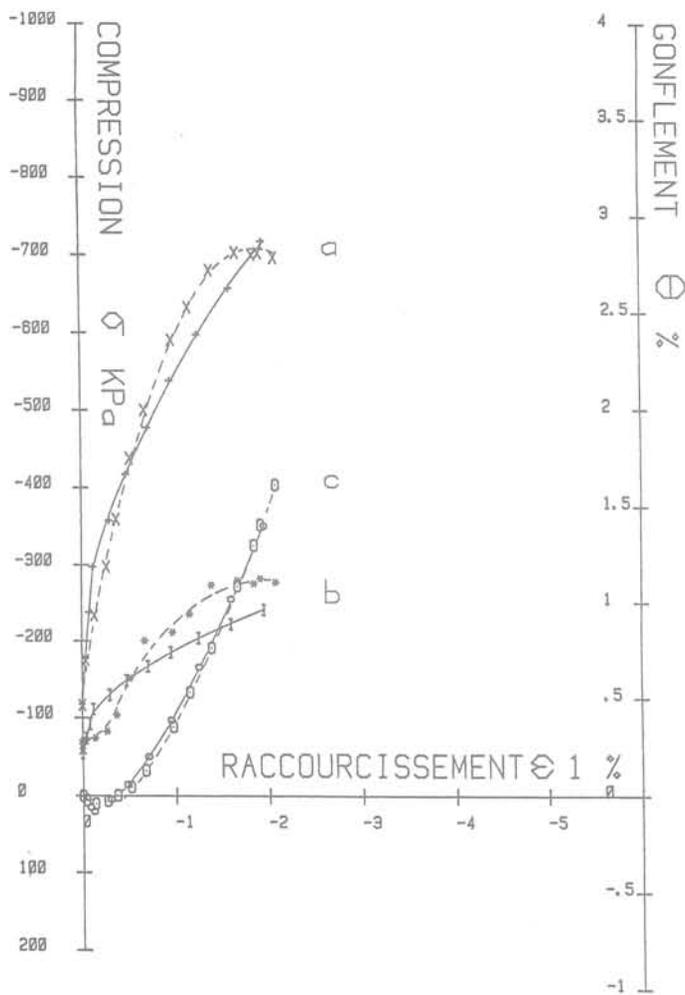


Fig. 17 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai CT1 - D2 de Lade,  $\sigma_3 = 60 \text{ KPa}$

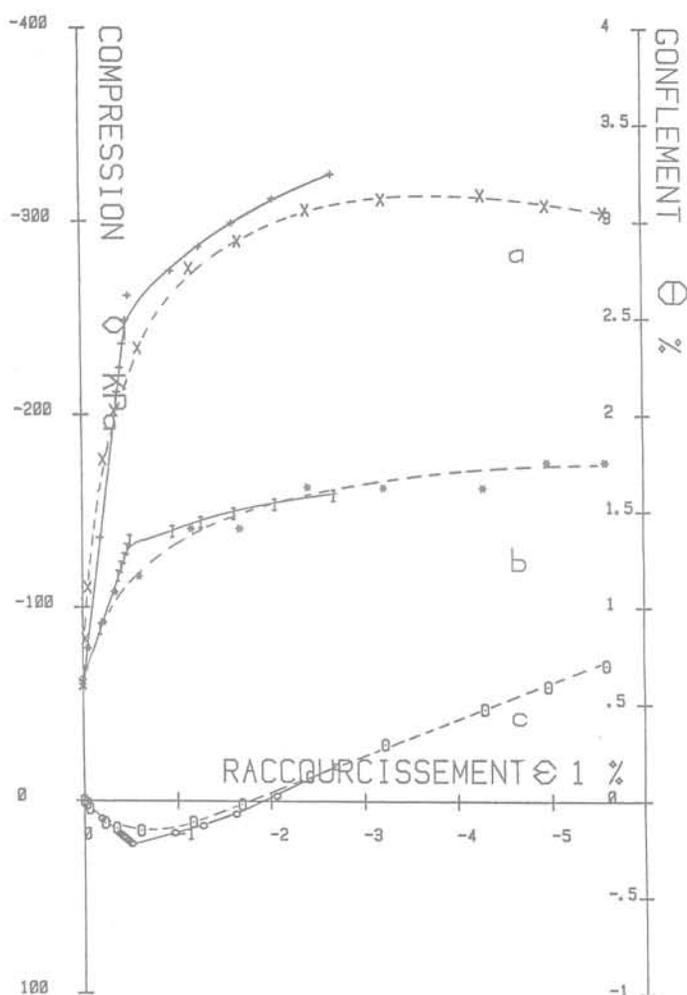


Fig. 18 Comparaison du calcul et de l'expérience pour l'essai CT1 - L2 de Lade,  $\sigma_3 = 60 \text{ KPa}$

déformation a été faite pour l'essai CT1-D2 sur la figure 17 et pour CT1-L2 sur la figure 18. On observe une coïncidence parfaite pour les contraintes maximum et moyennes, mais aussi pour la variation de volume.

#### 4 Conclusion

La loi de comportement du sol pulvérulent présentée par Monnet et al. (1979) dans le cas du changement du sol en symétrie axiale a été étendue au cas de la déformation plane.

Moyennant des hypothèses simples concernant la valeur des déformations plastiques d'écroutissage et d'équilibre limite, la théorie permet de retrouver l'expérience aussi bien en ce qui concerne la position de la distorsion plastique dans le plan octaédrique (ou plan moyen), que pour la dilatance. Cette formulation se montre au moins aussi bonne et même parfois meilleure que celle de Rowe.

D'autre part, l'application des formules au calcul par éléments finis permet de retrouver l'expérience pour toute une série d'essais sur des sables denses.

Enfin, cette méthode de calcul est plus simple que la majorité des autres lois de comportement connues, puisqu'elle utilise seulement quatre paramètres constants ( $E, \nu, \phi, \phi_{\mu}$ ). En particulier le paramètre utilisé pour l'écroutissage  $\phi_{\mu}$  est le même en symétrie axiale et

en déformation plane, ce qui est une amélioration par rapport à la théorie de Rowe qui utilise  $\phi_{\mu}$  et  $\phi_{cv}$ . Elle est d'autre part plus générale que la loi élastoplastique classique car elle tient compte de l'écroutissage durcissant et de la plasticité parfaite non standard.

Toutes ces constatations permettent de conclure à la validité de la loi proposée, et présagent de son application prochaine à de nombreux problèmes de génie civil.

#### Références bibliographiques

- 1 — AL-HUSSAINI — « Influence of relative density on the strength and deformation of sand under plane strain conditions ». American Society for testing and materials, 1973, p. 332-347.
- 2 — AL-HUSSAINI, RADHAKRISHNAN — « Analysis of plane strain tests using the finite element method » proceedings of the Symposium on the application of the F.E.M. in geotechnical engineering. Vicksburg Mississippi, 1972, vol. 1, p. 215-256.
- 3 — ARTHUR, ASSADI — « Ruptured sand sheared in plane strain ». Congrès international de Tokyo, 1977, vol. 1, p. 19-22.

- 4 — BARDEN, ISMAIL, TONG — «Plane strain deformation of granular material at low and high pressures». *Geotechnique*, 1969, vol. 19, n° 4, p. 441-452.
- 5 — BOULON, CHAMBON, DARVE — «Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis». *Revue Française de Géotechnique*, octobre 1977, n° 2, p. 7-22.
- 6 — CANIZO, SAGASETA — «Earth pressure of an elastoplastic soil upon a moving rigid wall». 5<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols, Madrid, 1972, vol. 1, p. 13-21.
- 7 — CORNFORTH — «Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand.» *Géotechnique*, 1964, vol. 14, n° 2, p. 143-167.
- 8 — DARVE, LABANIEH, CHAMBON — «Incremental stress-strain relationship for cohesionless soil.» *Proc. Numerical Method in Geomechanics*. Blackburg, 1977, n° 1, p. 264-269.
- 9 — DUNCAN, CHANG — «Non linear analysis of stress and strain in soils.» *A.S.C.E. soil mechanics*, septembre 1970, SM5, p. 1629-1653.
- 10 — FRYDMAN, ZEITLEN, ALPAN — «The yielding behaviour of particulate media.» *Can. Geot. J.* 10 1973, p. 341-362.
- 11 — FRYDMAN — «Yielding of sand in plane strain.» *A.S.C.E. GT* 5, May 1974, p. 491-501.
- 12 — GUELLEC, HUMBERT, RICARD — «La méthode des éléments finis et le système Rosalie.» — *Bulletin de liaison laboratoire des Ponts et Chaussées*, janv. 1976, p. 152-162.
- 13 — ICHIHARA, MATZUZAWA — «Application of plane strain test to earth pressure.» *Congrès international de Moscou*, 1973, vol. 1, p. 185-190.
- 14 — LEE — «Comparison of plane strain and triaxial tests on sand.» *A.S.C.E. S.M.* 3, May 1970, p. 901-923.
- 15 — LADE, DUNCAN — «Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil.» *A.S.C.E. GT* 10, October 1975, p. 1037-1053.
- 16 — LADE — «The stress strain characteristic of cohesionless soils.» Ph. Thesis, University of California, Berkeley, 1972.
- 17 — MONNET — «Détermination d'une loi d'écroutissement des sols et utilisation de la méthode des éléments finis.» Thèse doct.-ingénieur, I.N.S.A. de Lyon, 1977.
- 18 — MONNET, GIELLY — «Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents.» *Revue Française de Géotechnique*, 1979, n° 7, p. 45-56.
- 19 — ODA, KOISHIKAWA, HIGUCHI — «Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test.» *Soils and Foundations*, vol. 18, n° 1, mars 1978, p. 24-38.
- 20 — ROWE — «The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact.» *Proc. Roy. Soc.*, 1962, 269-p. 500-527.
- 21 — ROWE — «The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear.» *Geotechnique*, 1969, vol. 19, n° 1, p. 75-86.
- 22 — ROWE, BARDEN, LEE — «Energy components during the triaxial cell and direct shear tests.» *Geotechnique*, 1964, vol. 14, n° 3, p. 247-261.
- 23 — SIMPSON, WROTH — «Finite element computations for a model retaining wall in sand.» 5<sup>e</sup> congrès européen de mécanique des sols, Madrid, 1972, vol. 1, p. 85-93.
- 24 — SIMPSON, O'RIORDAN, CORFT — «A computer model for the analysis of ground movements in London Clays.» *Geotechnique* 29, n° 2, 1979, p. 149-175.
- 25 — VERMEER — «Double hardening model for sand.» *Geotechnique* 28, 1978, n° 4, p. 413-433.



# affaissements miniers et exploitation partielle

par

J. Arcamone

M. Dejean

Ingénieurs au CERCHAR

Pour protéger les terrains de surface influencés par des exploitations minières souterraines, sans sacrifier délibérément les réserves, le mineur doit parfois envisager un dimensionnement des chantiers approprié s'il ne veut pas recourir à la solution très coûteuse du remblayage. C'est le cas, en particulier, quand l'exploitation se trouve placée sous des villes ou des installations industrielles.

En ménageant des piliers entre des bandes exploitées, on peut minimiser et parfois éviter les mouvements à la surface. Ces méthodes sont dites *d'exploitation partielle par bandes et piliers*. La conception de telles exploitations dont les taux de défrètement peuvent atteindre 55 % est soumise à deux règles fondamentales :

- les piliers doivent être stables pour une durée « infinie »;
- la largeur des bandes ne doit pas excéder une valeur critique au-delà de laquelle l'équilibre global du massif se modifie radicalement.

De telles exploitations tendent à se développer dans des conditions de plus en plus diverses et nécessitent une connaissance accrue du phénomène.

Nous proposons, dans cet article, une méthode de prévision de l'affaissement en exploitation partielle. Cette méthode repose sur une étude statistique de différentes expériences d'exploitation partielle dans des mines de charbon, en France, au Royaume Uni, en Pologne et en Australie et tient compte de l'environnement géologique et minier de l'exploitation.

## 1 Rappel des connaissances actuelles

Une exploitation minière a deux sortes d'effets sur les terrains qui l'entourent : des effets transitoires qui suivent la progression du chantier et des effets définitifs qui resteront pratiquement non modifiés après l'arrêt du chantier. Ces effets se ressentent à la surface et y déterminent des déplacements du sol (fig. 1). Le déplacement vertical est l'affaissement

proprement dit. Les mouvements différentiels associés sont la pente pour l'affaissement et la déformation pour le déplacement horizontal. Ces mouvements différentiels sont les principaux responsables des dégâts aux constructions et doivent donc faire l'objet de prévisions les plus sûres possibles.

Nous nous intéresserons, dans ce qui suit, aux mouvements finals sur lesquels repose toute étude prévisionnelle. Dans ce cas, on peut relier assez précisément la valeur de la déformation maximale  $dm$  ou de la pente maximale  $pm$  sur un site à l'affaissement maximal  $Am$  avec une relation du type :

$$dm = k_1 \frac{Am}{P}; \quad pm = k_2 \frac{Am}{P}$$

$dm$ , déformation maximale,  
 $pm$ , pente maximale,  
 $Am$ , affaissement maximal,  
 $P$ , profondeur.

$k_1$ ,  $k_2$  coefficients à déterminer en fonction de la géométrie de l'exploitation et du type de terrain en surface.

Les exploitations partielles par bandes et piliers ont des longueurs de chassage grandes par rapport à la largeur de la bande (plus de 5 fois supérieures en général), de sorte que l'on peut considérer que les phénomènes se produisent dans des plans verticaux comme sur la figure 2. Les caractéristiques géométriques de l'exploitation se réduisent à :

- la profondeur  $P$  et l'ouverture  $O$  de la couche exploitée;
- les largeurs  $W$  du pilier,  $L$  de la bande et  $LT$  du panneau (largeur totale du chantier).

Deux méthodes ont été proposées pour prévoir l'affaissement maximal  $Am$ , sur un site, à partir de ces caractéristiques géométriques :

- ORCHAD [1] (National Coal Board, NCB) propose de faire la somme des profils (fig. 3) d'affaissements relatifs aux différentes bandes et de mesurer l'affaissement maximal sur le profil ainsi obtenu.

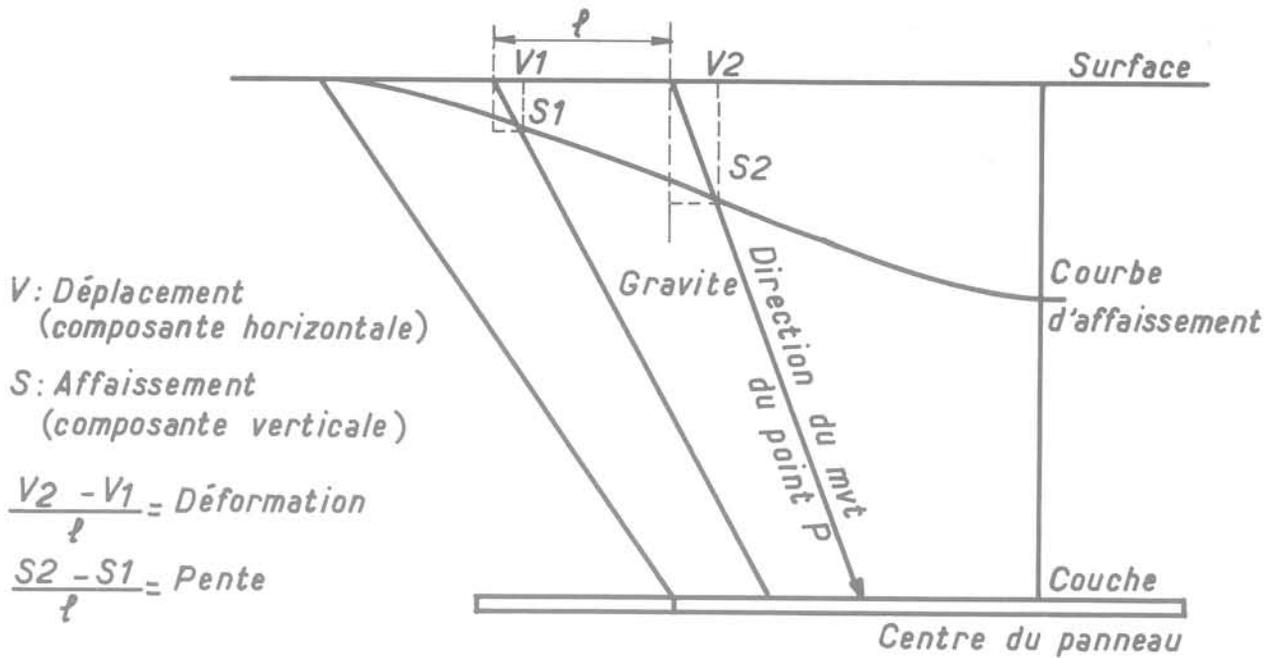


Fig. 1 Relation affaissement/déplacement

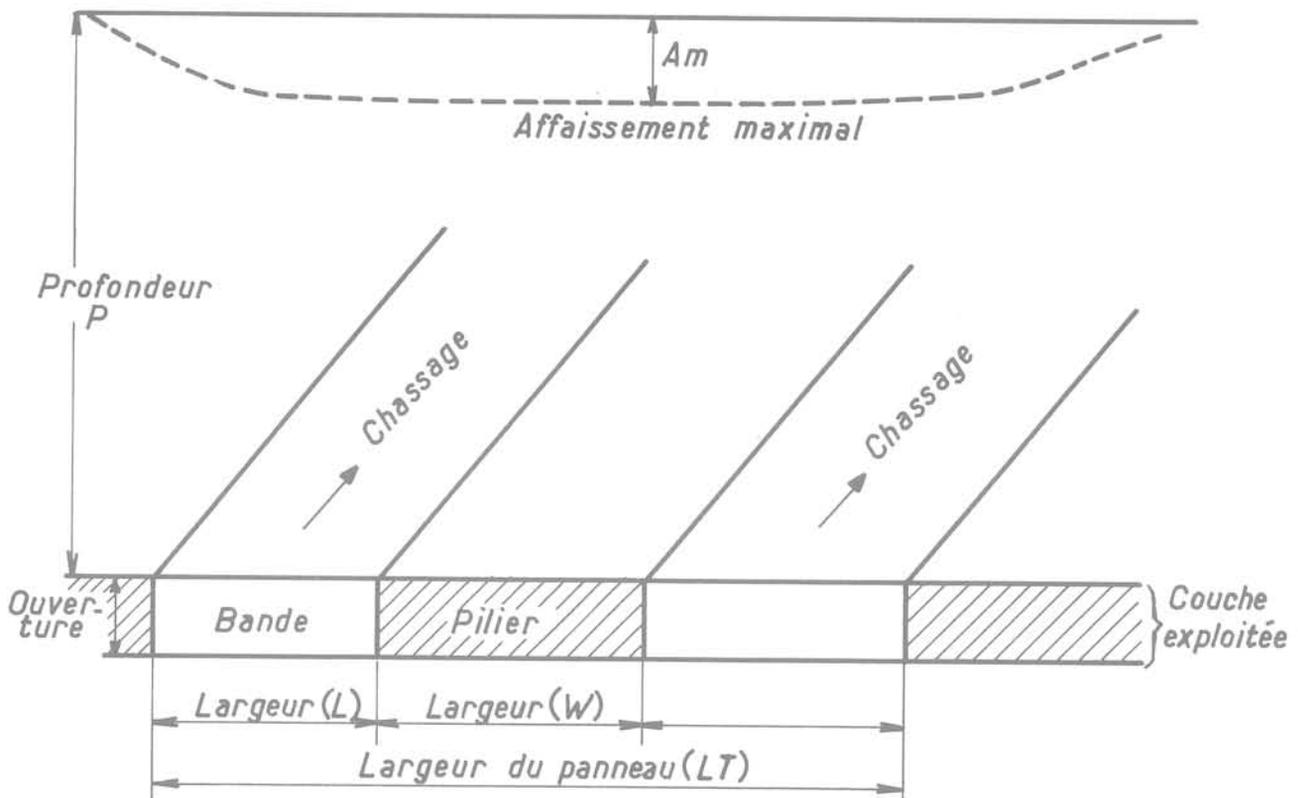


Fig. 2 Les caractéristiques géométriques des exploitations partielles

Sur un certain nombre de cas(\*) d'exploitation au Royaume Uni, cette méthode permet de retrouver à 10 % près les affaissements mesurés.

— WARDELL [2](\*\*) analyse un modèle de mouvements du massif, qui tient compte du comportement du pilier et du vide causé par l'exploitation et propose d'évaluer l'affaissement maximum  $A_m$  en fonction de la charge imposée aux piliers  $Ca$ , de l'élanement des piliers  $O/W$ , et du volume du vide

$L \times O$  selon l'expression :

$$Ca \times \frac{O}{W} \times L \times O$$

d'où il tire :  $\frac{A_m}{O} = f\left(Ca \times \frac{O}{W} \times L\right)$ .

La fonctionnelle  $f$  est établie à partir de 10 cas; elle est représentée sur la figure 4.

La première méthode fait l'hypothèse d'additivité des effets de chacune des bandes à la surface, hypothèse difficile à justifier « a priori » suivant la nature des terrains. L'extrapolation est toujours délicate avec la seconde méthode dont la fonctionnelle n'est définie

(\*) Ces cas ont été repris dans l'étude qui suit.

(\*\*) Bureau d'ingénieurs consultants : K. Wardell and Partners.

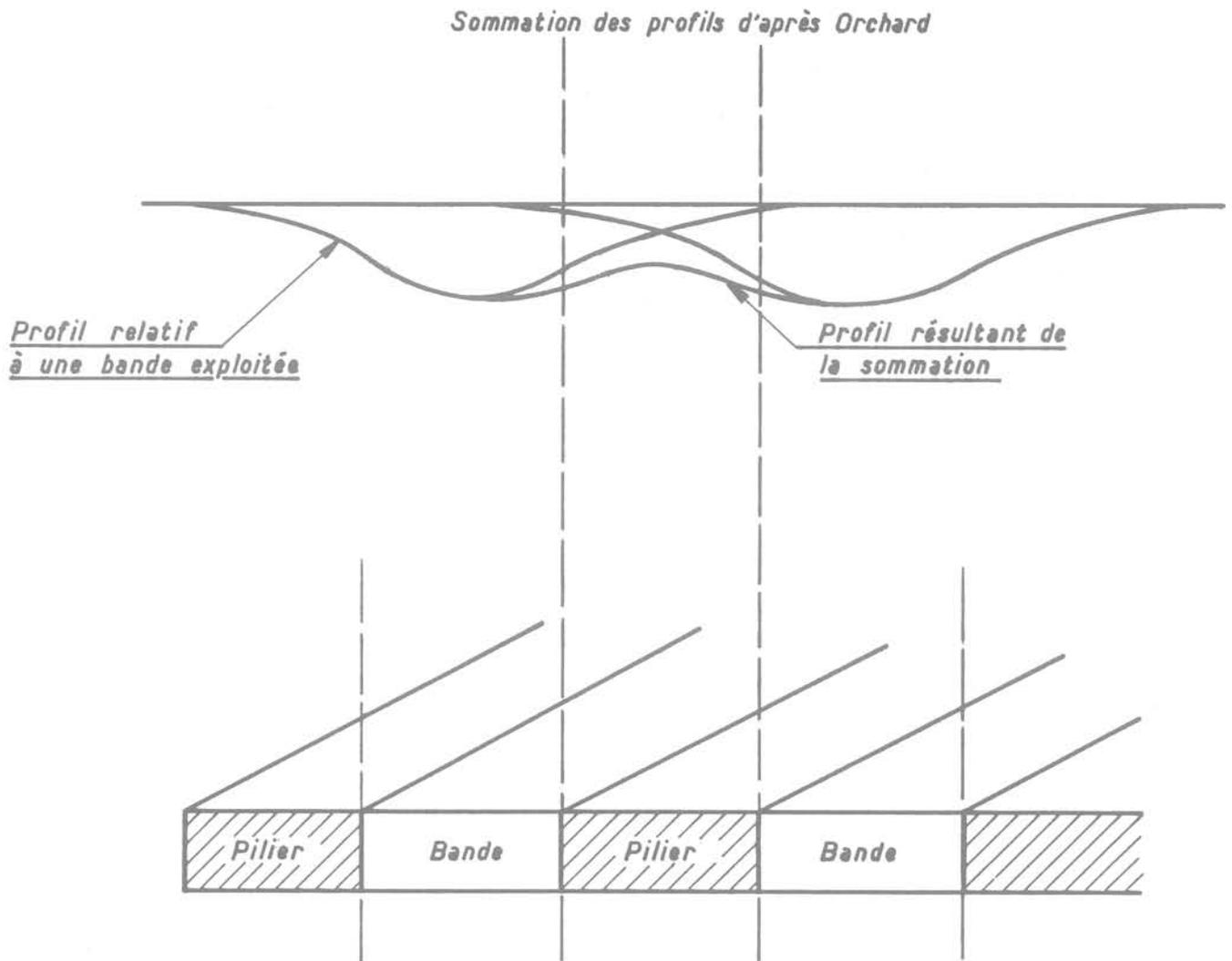


Fig. 3 Schéma des méthodes d'exploitation partielle par bandes et piliers

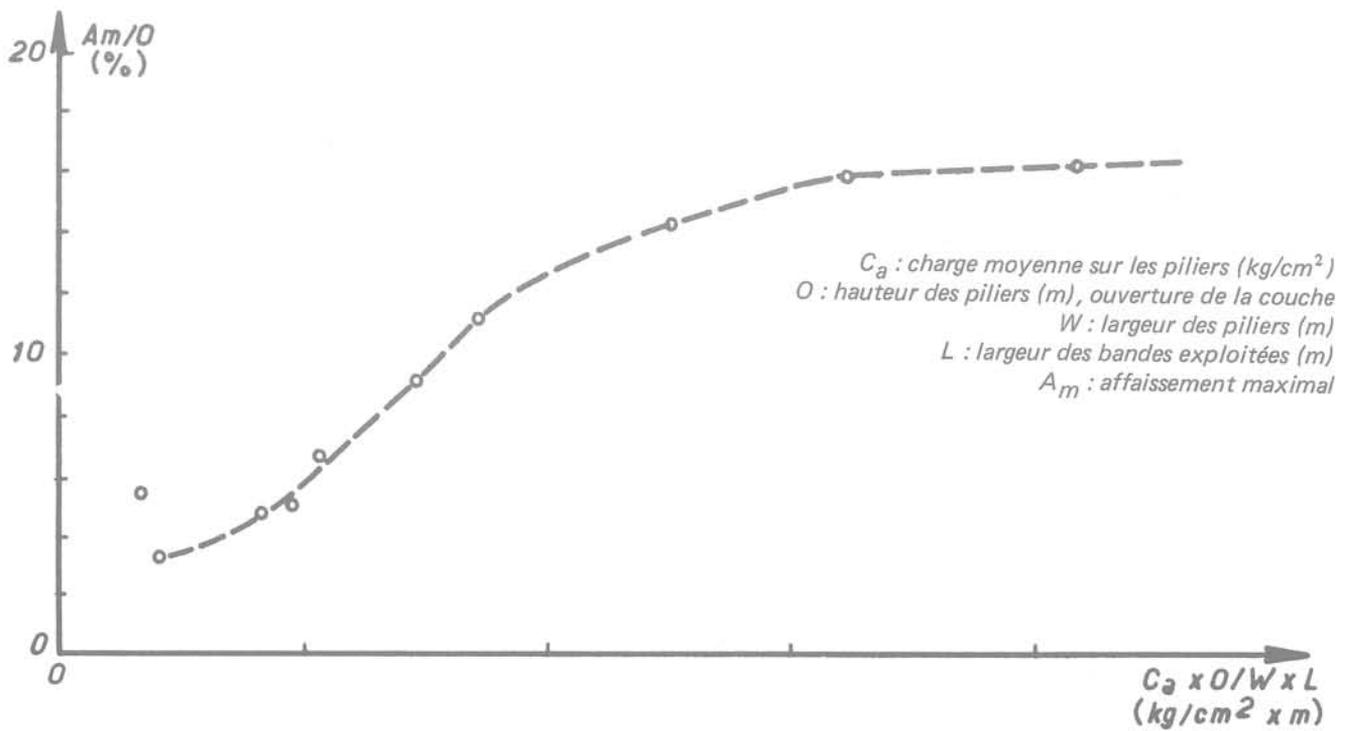


Fig. 4 Affaissement du A des méthodes de défilage partiel par bandes et piliers (d'après Wardell et Eynon)

que pour 10 cas d'environnement géographique et probablement géologique voisins.

Ces méthodes ne faisant intervenir que les seules caractéristiques géométriques de l'exploitation, nous avons voulu étudier par des méthodes statistiques, l'influence de facteurs naturels et tenter de préciser le mécanisme du comportement des terrains au-dessus de ce type d'exploitation.

## 2 Collecte et traitement des données

Le traitement statistique qui a été réalisé a porté sur des observations faites dans des bassins houillers divers [4] :

4 cas ont été étudiés en France : 3 dans les houillères du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais et un dans les houillères d'Aquitaine;

17 cas ont été rassemblés par le National Coal Board provenant de bassins aussi différents que ceux des Midlands ou d'Écosse;

7 cas ont été étudiés en Australie, dans les Northern Coalfields;

3 cas ont été rassemblés dans la région de Katowice, dans les charbonnages polonais.

Pour réaliser cette étude statistique, nous avons caractérisé l'environnement géologique et minier de l'exploitation par les éléments suivants :

- la présence d'exploitations antérieures et le remblayage;
- la résistance globale du massif (RE) partagée en trois classes définies par la proportion de bancs très résistants (grès par exemple) dans le recouvrement.

- Recouvrement « compétent » (\*) (REC) : 50 à 80 %.
- Recouvrement « intermédiaire » (REI) : 20 à 50 %.
- Recouvrement « plastique » (REP) : moins de 20 %.
- la distance séparant la couche du haut-toit qui a été définie comme le premier banc résistant pouvant supporter la flexion. Trois classes ont été constituées :

- Haut toit « bas » (HTb) : à moins de 20 m de la couche.
- Haut toit « moyen » [HTM] : entre 20 m et 30 m de la couche;
- Haut toit « haut » (HTh) : à plus de 30 m.
- le pendage (supérieur ou inférieur à 35°) et la tectonique (souple ou rigide).

Un paramètre « qualité de la mesure » a été introduit pour tenir compte du fait que dans certains cas, les affaissements avaient été sous-estimés en raison de la durée trop courte des mesures, ou au contraire surestimés en raison de l'influence d'anciennes exploitations non stabilisées.

Dans l'échantillon ainsi rassemblé, les affaissements mesurés varient entre 1 et 60 cm, les ouvertures se répartissent entre 2 et 7 m à des profondeurs de 100 à 900 m.

### 2.1 Le traitement

Le traitement a été conduit avec deux techniques d'analyse très différentes :

- l'analyse en composantes principales [3];
- la régression multiple linéaire.

(\*) Compétent : néologisme désignant un massif constitué en grande partie de bancs épais et résistants. Une définition plus précise sera donnée dans le texte.

L'analyse en composantes principales est une technique de description et de classification des observations qui permet de faire apparaître simplement certaines structures caractérisant l'ensemble des données. Chaque observation peut être représentée par un point dans un espace comportant autant de dimensions que de variables : chacune des variables occupe un axe de coordonnées. L'échantillon étudié est alors représenté par un « nuage » de points qui a la forme d'un ellipsoïde. L'analyse en composantes principales consiste à projeter ce nuage de points sur les axes principaux de cet ellipsoïde : le plus grand axe est appelé axe 1, et fait apparaître des différenciations caractéristiques à l'intérieur de l'échantillon; la figure 5, qui représente cette projection du nuage sur cet axe, montre l'hétérogénéité entre les cas australiens et les cas européens. On peut également projeter le nuage de points sur le plan constitué par deux axes principaux de l'ellipsoïde, comme sur la figure 6. Sur cette figure, on voit apparaître une partition nette entre les différents bassins européens. On verra que cette différenciation géographique pourra être interprétée en terme de différences géologiques.

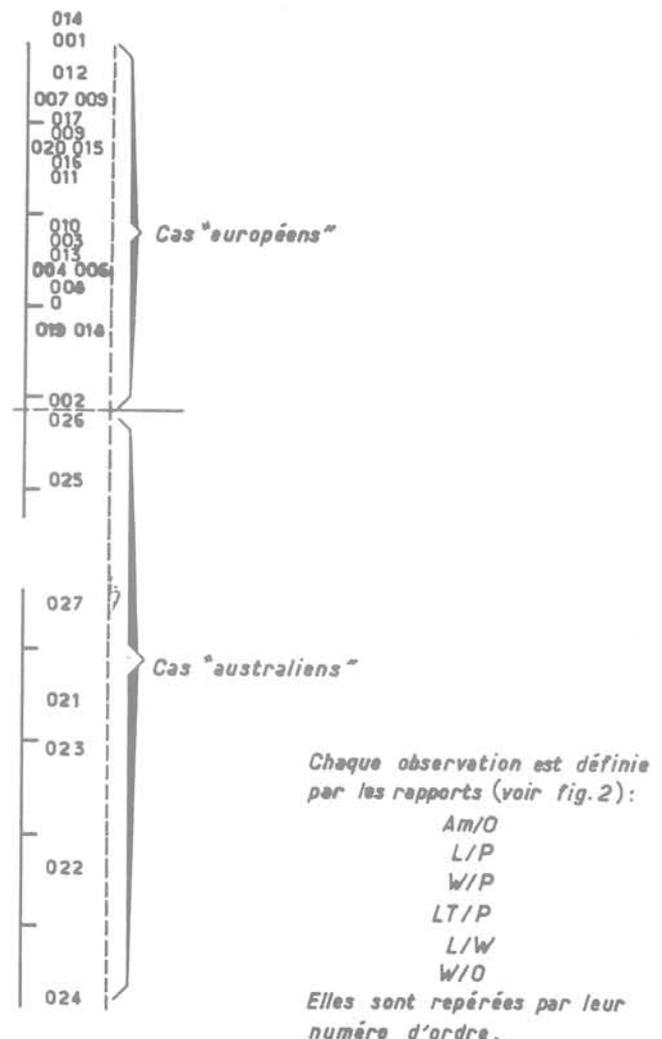


Fig. 5 Projection des différents individus sur l'axe 1 (analyse dans l'espace des variables)



La régression multiple est une technique qui permet une approche plus quantitative; elle fait, toutefois, un certain nombre d'hypothèses :

La première hypothèse est celle de l'additivité de l'influence des différentes variables :

On admet que l'on peut écrire :

$$Am = \sum_{i=1}^{i=n} xi Vi$$

avec Am : affaissement maximal;

Vi : ième variable explicative;

xi : coefficient recherché.

L'analyse physique du phénomène, que ce soit au niveau du toit, des piliers chargés ou du recouvrement, conduit à penser que les variables quantitatives sont multiplicatives. L'analyse sera donc conduite sur le logarithme des variables.

Cette hypothèse de travail est confirmée par les approches bibliographiques.

Les variables qualitatives (recouvrement, hauteur de toit, qualité de la mesure) sont suggérées par l'analyse en composantes principales (influence de l'environnement géologique).

La seconde hypothèse fondamentale de la technique de régression est celle de l'indépendance de l'influence des différentes variables.

Afin d'éviter les erreurs d'interprétation dues éventuellement aux hypothèses de la régression, chaque analyse a été conduite en trois temps :

- sur le groupe des cas « européens » (groupe 1);
- sur le groupe des cas « australiens » (groupe 2);
- sur l'ensemble des cas.

a) La première analyse présentée ici est faite sur les variables quantitatives explicatives suivantes :

- ouverture O;
- profondeur P;
- largeur de bande L;
- largeur du panneau LT;
- rapport largeur de bande sur largeur de pilier  $\frac{L}{W}$ ;

L'affaissement maximal est la variable expliquée.

Les résultats du calcul cités sur les tableaux 1, 2 et 3, permettent de tirer les conclusions ci-après :

- avec un coefficient de corrélation multiple supérieur à 0,9 (0,924), la régression explique plus de 80 % des variations de l'affaissement. Les variables significatives sont alors l'ouverture, la largeur de bande et la classe de recouvrement pour le premier groupe.

Les résultats de la régression s'écrivent alors :

$$\text{Log } Am = 1,07 \text{ Log } O + 0,8 \text{ Log } L - 2,6$$

dans le cas de recouvrement « plastique » (REP) et

$$\text{Log } Am = 1,07 \text{ Log } O + 0,8 \text{ Log } L - (2,6 + 0,29)$$

dans le cas de recouvrement « intermédiaire » (REI).

En prenant l'exponentielle de chacun des membres, on obtient :

$$Am = 2,5 \cdot 10^{-3} \times 0^{1,07} \times L^{0,8} \text{ (REP)}$$

$$Am = 1,3 \cdot 10^{-3} \times 0^{1,07} \times L^{0,8} \text{ (REI)}$$

Ouverture de la couche et largeur de la bande ont un exposant voisin de 1; à dimensionnement constant, l'affaissement maximal est plus fort dans le cas de recouvrement plastique, ce qui paraît physiquement réaliste.

- avec un coefficient de corrélation plus faible de

0,901, les variables significatives du deuxième groupe sont :

- la largeur de bande (exposant voisin de 1);
  - la classe de hauteur de toit.
- le coefficient de corrélation diminue légèrement (0,886) quand l'ensemble des cas sont réunis pour l'analyse. L'ouverture et la largeur de bande demeurent des variables significatives avec un exposant voisin de 1.

L'ensemble des cas se divise en deux groupes suivant que le recouvrement est « plastique » ou non.

Enfin, l'affaissement ne dépend, dans l'échantillon étudié, ni de la largeur de pilier, ni du rapport largeur de bande sur largeur de pilier qui est lié directement à la charge sur les piliers.

Avant de commenter plus avant et d'utiliser les résultats de ces calculs de régression, il est nécessaire d'en étudier la « stabilité », c'est-à-dire de vérifier qu'ils ne sont pas modifiés de manière importante par une petite modification de l'échantillon ou des variables étudiés.

Pour cela, les calculs suivants ont été effectués également :

- sans le cas Cagnac (Houillères d'Aquitaine), d'ouverture très forte, on obtient des résultats équivalents;
- sans les variables qualitatives décrivant la composition du toit, « ouverture » et « largeur de bande » restent les principales variables significatives. La prise en compte de ces dernières améliore nettement la qualité de la corrélation.

b) Une deuxième analyse a été effectuée, pour mieux apprécier le rôle des différents facteurs. Elle a consisté à prendre le rapport Am/O, suggéré par l'analyse précédente, comme variable expliquée.

Les résultats obtenus sont équivalents aux précédents; le coefficient de corrélation multiple est légèrement amélioré sur l'analyse de l'ensemble des observations (0,896).

Les résultats de cette analyse sont illustrés sur la figure 7. Cette figure montre que tous les cas se répartissent autour de deux droites dans le plan défini par les paramètres : largeur de bande et rapport affaissement maximal sur ouverture. Cette partition définit des exploitations de type « compétent » (ci-dessus « compétent » et « intermédiaire ») et des exploitations de type « plastique ».

Les droites de corrélation simple issues de cette partition sont parallèles, ce qui indique que les mécanismes d'affaissement sont équivalents dans les deux cas.

c) L'absence d'influence des paramètres géométriques qui paraissent a priori importants dans le dimensionnement d'une exploitation partielle, comme la largeur des piliers et la profondeur de l'exploitation s'explique par les particularités de l'ensemble des cas qui ont été analysés :

- d'une manière générale, les piliers et les bandes ont été dimensionnés de manière à limiter les affaissements à la surface à quelques centimètres ou quelques décimètres, pour empêcher les dégâts aux structures existantes. Le domaine des variations de l'affaissement mesuré est donc faible, et l'effet des facteurs qui tendent normalement à augmenter son amplitude comme par exemple la charge sur les piliers, a pu être « corrigé » au moment de la conception de l'exploitation par la

Tableau 1 Groupe 1

| <i>Coefficient de corrélation multiple</i> 0,924 |                    |                                     |                               |                                      |
|--|--------------------|-------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| <i>Terme constant</i> - 2,5883                   |                    |                                     |                               |                                      |
| <i>Variable</i>                                  | <i>Coefficient</i> | <i>Ecart-type de ce coefficient</i> | <i>Valeur du T de Student</i> | <i>Coefficient de cor. partielle</i> |
| <i>O</i>   | 1,0737             | 0,1593                              | 6,7419                        | 0,8531                               |
| <i>L</i>   | 0,7963             | 0,1148                              | 6,9362                        | 0,8596                               |
| <i>REI</i>                                       | -0,2871            | 0,0703                              | -4,0822                       | 0,7036                               |

Tableau 2 Groupe 2

| <i>Coefficient de corrélation multiple</i> 0,901 |                    |                                     |                               |                                      |
|--|--------------------|-------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| <i>Terme constant</i> - 1,0113                   |                    |                                     |                               |                                      |
| <i>Variable</i>                                  | <i>Coefficient</i> | <i>Ecart-type de ce coefficient</i> | <i>Valeur du T de Student</i> | <i>Coefficient de cor. partielle</i> |
| <i>L</i>   | 0,8313             | 0,5493                              | 1,5134                        | 0,6034                               |
| <i>HTm</i>                                       | 0,4771             | 0,1386                              | 3,4432                        | 0,8647                               |

Tableau 3 Groupe 3

| <i>Coefficient de corrélation multiple</i> 0,886 |                    |                                     |                               |                                      |
|--|--------------------|-------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| <i>Terme constant</i> - 3,4765                   |                    |                                     |                               |                                      |
| <i>Variable</i>                                  | <i>Coefficient</i> | <i>Ecart-type de ce coefficient</i> | <i>Valeur du T de Student</i> | <i>Coefficient de cor. partielle</i> |
| <i>O</i>   | 1,0043             | 0,2292                              | 4,3811                        | 0,6745                               |
| <i>L</i>   | 0,9684             | 0,1509                              | 6,4173                        | 0,8010                               |
| <i>HTm</i>                                       | 0,3176             | 0,0875                              | 3,6299                        | 0,6035                               |
| <i>REP</i>                                       | 0,6630             | 0,0886                              | 7,4875                        | 0,8421                               |

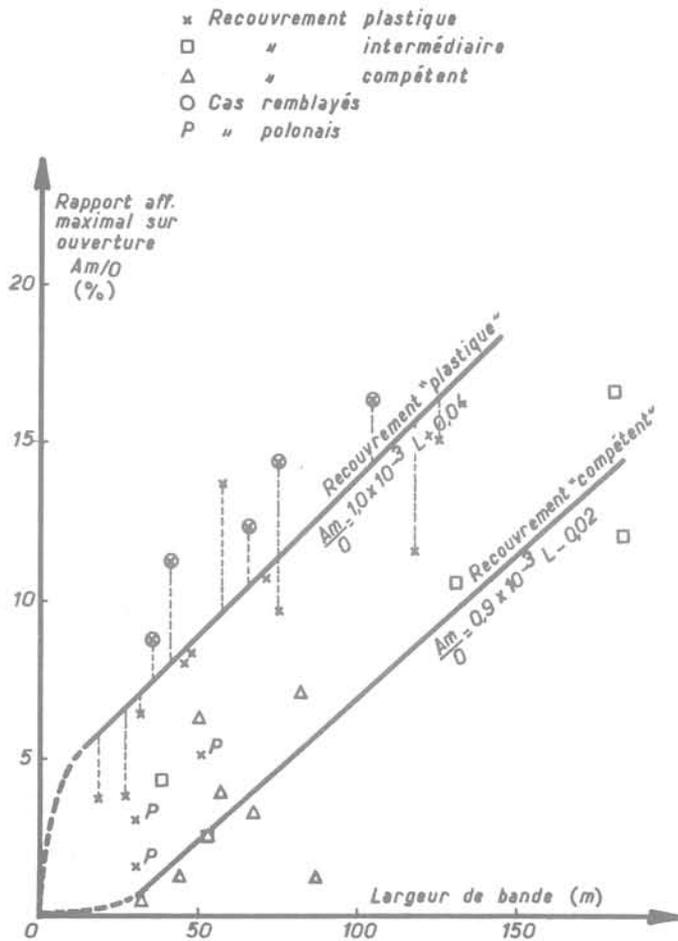


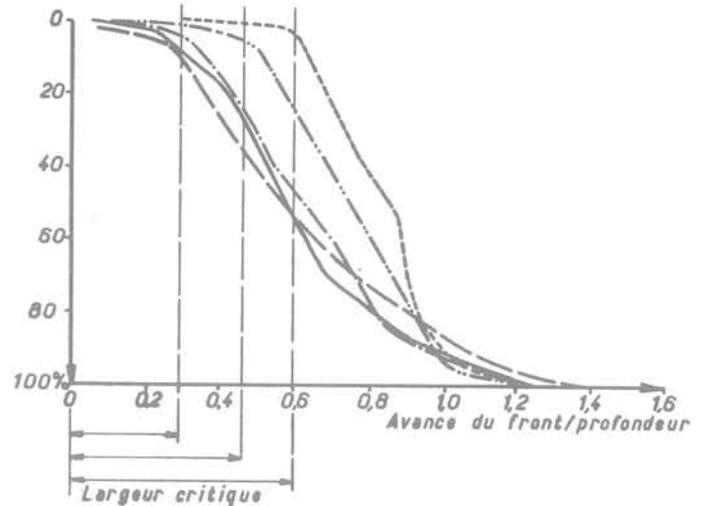
Fig. 7 Evolution de l'affaissement maximal  $A_m$  en fonction de la longueur des bandes. Différenciation des classes de recouvrement

modification d'un autre facteur (par exemple l'augmentation de la largeur des piliers).

— le dimensionnement des exploitations a été fait, pour la plupart des cas étudiés, selon des règles analogues, qui font que la largeur des piliers est systématiquement voisine de la largeur des bandes exploitées : l'étude de la corrélation entre la largeur des piliers et les autres variables (largeur de bande, profondeur, ouverture, taux de charge sur les piliers) montre que 80 % des variations de la largeur des piliers peuvent être expliqués par la variation de la largeur des bandes exploitées. La largeur des piliers augmente significativement avec la profondeur, de même que la largeur des bandes exploitées. Ainsi, les variations de l'affaissement avec la largeur des piliers ou la profondeur sont prises en compte par la liaison qui existe entre la largeur des bandes et ces paramètres.

Enfin, il est intéressant de noter que dans le cas des exploitations partielles, le remblayage des chambres ne semble pas avoir d'influence directe sur l'affaissement : sur la figure 7, les exploitations remblayées sont homogènes aux exploitations foudroyées et leurs points représentatifs sont situés au-dessus de la courbe supérieure. Mais le remblayage garde un rôle dans la stabilité des piliers notamment en assurant un fretage quasi immédiat des piliers. On peut dire que par ce biais, il a bien pour rôle de limiter les affaissements.

Rapport entre affaissement au temps  $t$  et affaissement maximum final.



#### Lithographie

- Mine de potasse française ..... sel, anhydrite et schistes
- Mine de charbon allemande ----- marne
- Mine de charbon hollandaise :..... schistes et grès durs
- Mine de charbon française - - - - - schistes et calcaires fins
- Mine de potasse espagnole ————— carnallite, sel et grès

Fig. 8 Comparaison des différentes courbes d'affaissement en fonction de l'avance du front. Définition de la largeur critique (courbes citées par Wardell et Eynon)

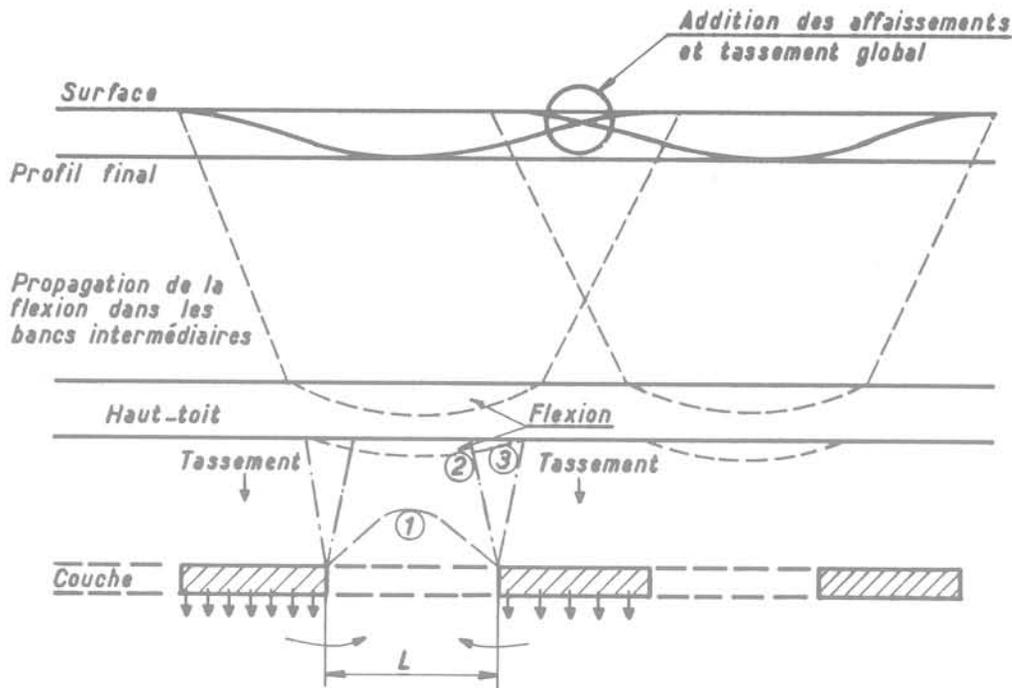
## 2.2 Éléments pour une méthode de prévision des affaissements en exploitation partielle

Le dimensionnement d'une exploitation partielle consiste à choisir la largeur des piliers stables, la largeur des bandes et la longueur de chassage des chantiers de manière à ce que l'affaissement maximal attendu reste inférieur à une quantité définie en fonction de la protection de la surface qui est nécessaire.

Dans le cas que nous avons étudié, la longueur de chassage des chantiers est sans influence sur les affaissements de la surface : ce paramètre est choisi seulement en fonction de la planification générale des travaux.

Le choix de la largeur du pilier et de la largeur de bande dépend du matériau exploité et de son environnement.

De nombreuses méthodes, liées à des « écoles » différentes, permettent de calculer la largeur du pilier stable. Une analyse critique dépasserait le cadre de cet article. Notons toutefois que la détermination de cette largeur est une étape clé dans le dimensionnement d'une exploitation partielle. Un calcul optimiste, en effet, pourrait conduire à une rupture des piliers et par conséquent à un affaissement souvent catastrophique de la surface. Un calcul pessimiste, par contre, peut aboutir à une largeur de pilier anormalement grande.



Après l'ouverture de la chambre (1), la voûte se déplace en (2) jusqu'au haut-toit qui fléchit. Les terrains prennent ensuite l'état d'équilibre en (3)

Fig. 9 Terrains plastiques

Dans ce cas, la cuvette d'affaissement ne présente plus un fond plat sur sa plus grande partie, mais des ondulations. Ces ondulations peuvent entraîner des déformations horizontales anormalement fortes, qui font perdre une grande partie du bénéfice de l'exploitation partielle.

La largeur de la bande doit être déterminée de façon à conserver l'intégrité du haut-toit. Les mesures à la surface permettent, sur un site, de définir la largeur critique au-delà de laquelle le massif change de comportement global à cause de la rupture du banc porteur principal. Sur les courbes de la figure 8 définies par l'affaissement en fonction de l'avance du front pour des chantiers très larges, on peut distinguer trois parties :

- une phase en plateau au cours de laquelle l'affaissement évolue lentement;
- une phase d'accélération des déplacements;
- une phase de ralentissement tendant vers un équilibre.

Dans ces chantiers, la longueur de chassage est équivalente à la largeur de bande dans les exploitations partielles. L'équilibre initial du massif est conservé si on reste dans la phase en plateau; la largeur du chantier correspondant constitue la largeur critique. A titre d'exemple, on peut considérer que dans le cas de recouvrement « compétent », cette distance peut atteindre 45 % de la profondeur.

Pour apprécier le rôle de la largeur de bande et la définition du type de recouvrement, points clés d'une étude d'exploitation partielle, nous proposons un modèle simple de mécanisme du massif.

Dans le cas de terrains de type « plastique » comme illustré sur la figure 9, il y a enfoncement et tassement

des piliers dans les terrains du mur et du toit, qui se tassent également. Au-dessus du vide, un foudroyage partiel se produit avec foisonnement des terrains et l'ensemble des bancs compris entre le haut toit et les piliers se tassent en raison du surcroît de charge. Le haut toit fléchit mais repose sur les terrains foisonnés et ne se détruit pas, préservant l'équilibre global du massif. La flexion de ces bancs se propage jusqu'au jour. Globalement, pour l'ensemble du panneau, on obtient en surface une cuvette à fond plat en raison du tassement général de l'ensemble et de la répartition de la flexion du haut toit dans le massif. La largeur de la bande croissant, le supplément de charge sur les piliers et la flexion du haut toit augmentent ainsi que l'affaissement. Dans ce cas, un affaissement se produit même pour de petites longueurs exploitées.

Pour les terrains de type « compétent » (fig. 10), le comportement du massif présente un seuil. Pour de faibles largeurs de bande, la rupture des bancs n'atteint pas le haut-toit et, par conséquent, on n'enregistre en surface qu'un affaissement minime dû au tassement et à l'enfoncement des piliers. Quand le seuil est dépassé, c'est-à-dire quand la rupture des bancs atteint le haut toit, il y a flexion du haut-toit et affaissement en surface. Dans ce cas toutefois, l'affaissement est plus faible que dans le cas précédent car les terrains étant plus raides, la flexion des bancs et les tassements globaux sont réduits.

Cette approche du mécanisme des mouvements du massif et de la surface permet de mieux guider le choix de l'exploitation pour un type de recouvrement donné. Une fois ce choix fait, il reste à se placer sur l'abaque de la figure 7 pour déterminer l'affaissement maximal à prévoir.

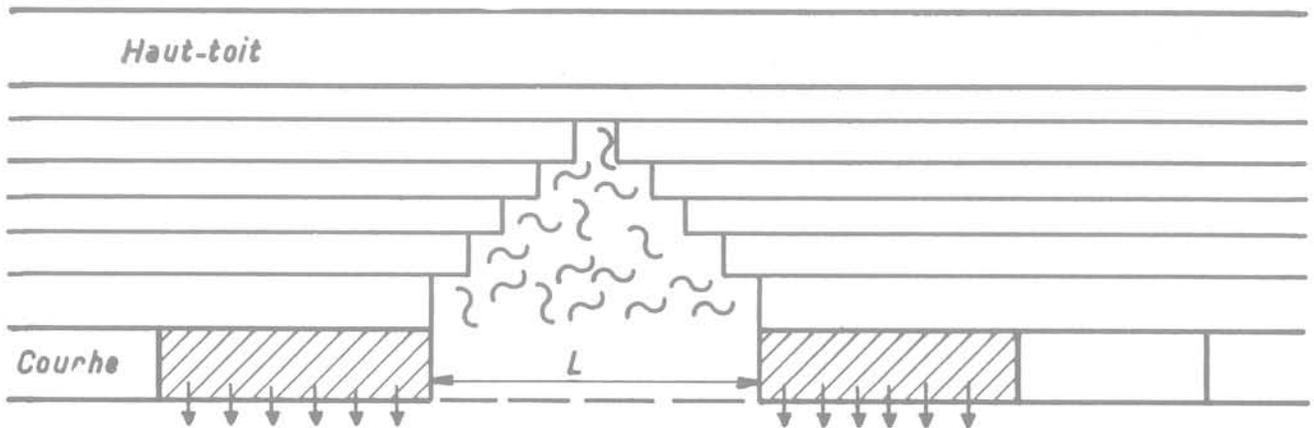


Fig. 10 Terrains épais et résistants (avant le seuil)

### 3 Conclusion

A partir de l'étude statistique de différents cas d'exploitation partielle nous proposons une méthode de prévision de l'affaissement maximal et corrélativement un modèle pour le mécanisme des mouvements dans le massif.

Ce modèle est en accord avec la méthode proposée par ORCHARD. Sans qu'il y ait simplement additivité des effets des différentes bandes, on a pu constater que la sommation des profils rendait compte dans une certaine mesure de la réalité. Les prévisions à partir de cette méthode sont en général comprises entre les deux droites définies sur la figure 7.

Le modèle de comportement de WARDELL, défini à partir du volume du vide exploité, le paramètre  $LO$ , produit de la largeur de la bande par l'ouverture, est aussi en accord avec la méthode proposée dans cet article.

Toutefois, le modèle présenté ici tient compte de la nature des terrains environnant l'exploitation et permet

donc une extrapolation raisonnable à des cas différents.

Il serait, en particulier intéressant de confronter ce modèle avec les mesures d'affaissement effectuées lors d'exploitations partielles dans d'autres matériaux, comme le fer ou la potasse.

### Références bibliographiques

- R. J. Orchard — « Longwall Partial Extraction Systems. » *Mining Engineer* CXXIX 1969-1970.
- K. Wardell — « Structural Concept of Strata Control. » *Mining Engineer* CXXVII 1967-1968.
- Caillez et Pages — « Introduction à l'Analyse des données. » Smash éditeur.
- J. Arcamone — « Méthodologie de prévision des affaissements miniers en exploitation totale et partielle. » Thèse INPL juin 1980.

# les argilites surconsolidées du Domérien de Nancy : relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques

par

**Jean-Pierre Troalen**

Assistant

Institut National Polytechnique de Lorraine, E. N. S. G.,  
Laboratoire de Mécanique et d'Hydraulique des Sols et des Roches

## 1 Introduction

Les argilites du Domérien, d'épaisseur maximale 82 m, se rencontrent dans la région de Nancy, soit à l'affleurement, soit lors de fouilles ou de sondages. Elles peuvent se trouver sous une couverture sédimentaire pouvant atteindre le Bajocien ou sous des formations superficielles souvent alluviales.

Ces argilites sont des matériaux surconsolidés et leur état actuel est le résultat des actions successives des phénomènes diagenétiques, de la consolidation et des processus d'érosion ultérieurs.

Les recherches effectuées jusqu'à présent ont abordé aussi bien l'aspect sédimentologique (1) que le comportement mécanique des argilites (9), (8), (4), (6) et (7). Elles ont permis de dégager diverses méthodes d'identification et de mesure des propriétés physiques ou mécaniques. Cependant, les corrélations entre ces propriétés restent peu nombreuses. D'autre part, dans le cas particulier des argilites surconsolidées, l'homogénéité apparente des matériaux (nature minéralogique, identification géotechnique) ne permet pas de lui corréler un comportement mécanique.

Des essais de désagrégation, complétés par l'étude des textures au microscope électronique à balayage, mettent en évidence la diagenèse, des différentes liaisons acquises par le matériau durant sa diagenèse, permettent d'estimer les énergies de liaison correspondantes et la prévision de certains types de comportement mécanique.

Les liaisons acquises durant la diagenèse peuvent être classées en deux familles. Les forces d'attraction moléculaires (forces de Van der Waals), les liaisons hydrogènes ou oxygènes et celles dues à l'introduction d'ions dans la structure forment la première famille. Toutes ces liaisons sont sensibles à l'eau qui les détruit ou les neutralise. Elles caractérisent les matériaux du type « sol ». La seconde famille est plus complexe et est constituée par les liaisons interparticulaires. Ce sont les liaisons qui s'opposent aux contraintes dévelop-

pées par des minéraux gonflants, par les phénomènes de décompression ou d'altération météorique et aux sollicitations classiques des essais de géotechnique (limites d'Atterberg par exemple). L'expression « liaisons interparticulaires » paraît préférable à celle dite « liaisons texturales » citée par Le Roux (3). En effet, « liaisons texturales » caractérise des matériaux type « roche » et est souvent assimilée au terme « ciment ». Les liaisons interparticulaires désignent donc des liaisons caractéristiques des matériaux argileux surconsolidés, intermédiaires entre un « sol » et une « roche ».

Le carbonate de calcium (micrite), fréquent dans les argilites du Domérien, apparaît alors comme une forme de liaison interparticulaire et non comme un ciment continu.

Dans l'exposé qui va suivre, l'essentiel du raisonnement portera sur les liaisons interparticulaires, essentiellement seules responsables des anomalies observées dans le comportement mécanique des argilites du Domérien.

## 2 Diagenèse, consolidation, phénomènes ultérieurs et comportement mécanique

D'origine marine et initialement plastiques, les argilites du Domérien ont été progressivement consolidées sous des charges croissantes pour atteindre une pression de consolidation maximale. L'épaisseur des surcharges réellement imposées est difficile à calculer. Ces argilites ont fini de se déposer il y a environ 180 millions d'années et le modelé actuel de la région lorraine est daté du Plio-quatenaire. Malgré l'imprécision des reconstitutions paléogéographiques, le recouvrement peut être estimé à plusieurs centaines de mètres (6). La pression des terrains de recouvrement s'est maintenue au moins jusqu'au Pliocène et des processus physico-chimiques (diagenèse) se sont produits à l'intérieur des argilites. Il en résulte une déformation des feuilletts argileux avec emboîtement

Tableau I - Caractérisation physique et géotechnique des argilites du Domérien de Jeandelaincourt

w, n, w<sub>l</sub>, w<sub>p</sub>, I<sub>p</sub> (%)

A : pourcentage d'argiles obtenu par la méthode des résines échangeuses d'ions

CaCO<sub>3</sub> : pourcentage par dosage par complexométrie à l'E. G. T. A. (acide Éthylène Glycol) bis (amino 2 étylèther) N, N, N', N' - tétracétique)

E. L. I. : énergie de liaison interparticulaire

Surface spécifique (m<sup>2</sup>/g) obtenue par la méthode B. E. T. (Brunauer, Emmet et Teller)

|        | Niveau | Classification          | Poids volumiques |       |      |                |                | Limites d'Atterberg |                |                |      | CaCO <sub>3</sub> | E. L. I. | Surface spécifique |
|--------|--------|-------------------------|------------------|-------|------|----------------|----------------|---------------------|----------------|----------------|------|-------------------|----------|--------------------|
|        |        |                         | w                | e     | n    | γ <sub>h</sub> | γ <sub>d</sub> | w <sub>l</sub>      | w <sub>p</sub> | I <sub>p</sub> | A    |                   |          |                    |
| Sommet | 5      | silto-argilite calcaire | 10,4             | 0,223 | 18,2 | 22,1           | 20,9           | 38,5                | 20             | 18,5           | 31,6 | 11,9              | 0,76     | 20,1               |
|        | 4      | silto-argilite calcaire | 9,4              | 0,229 | 18,6 | 21,9           | 20,8           | 42                  | 21,9           | 20,1           | 36,2 | 5,4               | 0,68     | 25                 |
| 35 m   | 3      | silto-argilite calcaire | 11,2             | 0,288 | 22,3 | 21,3           | 19,2           | 48,5                | 22,4           | 26,6           | 45   | 2,8               | 0,82     | 25                 |
|        | 2      | silto-argilite calcaire | 12,8             | 0,258 | 20,5 | 22             | 20             | 50,0                | 22,7           | 27,3           | 4,73 | 11,7              | 0,31     | 18                 |
| base   | 1      | silto-argilite calcaire | 9,6              | 0,196 | 16,3 | 21,7           | 20,6           | 55                  | 25,6           | 29,4           | 58,7 | 6,3               | 0,85     | 29,7               |

des surfaces de contact et il y a eu création de liaisons type « sol » et interparticulaires. A ces phénomènes s'est ajoutée une liaison partielle par le carbonate de calcium, sous forme de micrite (précipitation) ou de recristallisation. Il en résulte, dans les argilites, une cohésion qui va donc dépendre de la pression de consolidation atteinte, de la nature des minéraux constitutifs, de la pression interstitielle régnante et du laps de temps écoulé. La cohésion ainsi acquise est plus ou moins renforcée par la présence de carbonates. Les argilites acquièrent ainsi une structure beaucoup plus raide et par là même plus fragile (2).

La phase d'érosion majeure (Plio-quaternaire) a pour résultat de provoquer une décompression progressive des argilites (déchargement). Les argilites ont alors une tendance au gonflement mais cette expansion se trouve freinée par les liaisons interparticulaires acquises pendant la diagenèse. Si le déchargement devient important (argilites à l'affleurement ou sous une faible couverture alluviale), les liaisons interparticulaires peuvent être brisées en partie ou en totalité. Cependant, on constate que le même déchargement ne produit pas obligatoirement un même effet de décompression dans les argilites.

Il en résulte que la prévision du comportement mécanique et des propriétés afférentes reste assez aléatoire, même si l'identification des matériaux a abouti à l'homogénéité et à l'identité de leur nature (8).

Il devient nécessaire d'effectuer préalablement à l'étude des propriétés mécaniques des essais de caractérisation complémentaires.

Des essais récents sur le comportement sous chargement cyclique des argilites raides et fissurées du Domérien de Nancy ont montré que les réseaux de discontinuités potentiels ou exprimés n'avaient pas ou

peu d'influence sur les paramètres de rupture. Seules les microfissures parallèles à l'axe des éprouvettes prélevées horizontalement (parallèlement à la surface S<sub>0</sub> du plan de stratification) semblent influencer le développement du plan de cisaillement principal (4), (6) et (7).

L'orientation référée des éprouvettes d'essai, la description des réseaux de discontinuités (dynamiques ou sédimentaires), entreprises par Vigouroux (9), Troalen (8) et Plaza Nieto (4), peuvent être considérées comme intéressantes sur le plan descriptif mais elles sont — paradoxalement — inutiles vis-à-vis d'une tentative de corrélation avec les paramètres de la rupture : les essais de compression triaxiale « homogénéisent » les éprouvettes d'argilite.

En conséquence, il apparaît aujourd'hui préférable d'orienter l'étude préliminaire sur la caractérisation des liaisons interparticulaires acquises pendant la diagenèse par les argilites et d'essayer d'estimer l'énergie de liaison résultante (état actuel). Les hypothèses de travail proposées par Troalen (8) sont reprises et complétées. La méthode d'identification globale est cependant conservée.

### 3 Identification physique et géotechnique des argilites

Les matériaux étudiés proviennent de la carrière des G. M. E. Tuiles de Jeandelaincourt (54) où les 35 derniers mètres des « argiles à Amalthées » auct. (puissance totale 82 m) forment le front de taille. Ils sont recouverts par 10 m de « Grès médioliasiques » auct. qui terminent le sous-étage Domérien de la région de Nancy.

Du point de vue de la classification, les matériaux

étudiés sont des « silto-argilites » et des « silto-argilites calcaires ». Le pourcentage total en  $\text{CaCO}_3$  n'excède pas 12 %.

Argilites surconsolidées (Domérien) :

Constituants :

Minéraux argileux : 50 à 60 % de la roche décarbonatée; illite dominante, kaolinite, chlorite, quelques édifices interstratifiés.

Sablons : 3 à 12 % de la roche décarbonatée.

Silts (quartz-micas) : 40 à 50 % de l'insoluble.

Fragments biogènes ( $\text{CaCO}_3$ ) : 3 à 5 % de la roche totale; taille moyenne 80  $\mu\text{m}$ ; peuvent dépasser 250  $\mu\text{m}$ .

Pyrite, oxydes de fer : 2 à 3 % de la roche totale; grains ou en « colonisation » de fragments biogènes.

Matière organique : 1 % en moyenne.

Couleur état sec : 5G 6/1 gris verdâtre.

Couleur état humide : 5G 4/1 gris verdâtre foncé (selon le code Munsell des couleurs).

A l'état naturel, les matériaux apparaissent en surface soit altérés et plastiques, soit indurés et fragmentés. Après décapage superficiel, les argilites sont massives et saines; cependant, une modification même légère de leur teneur en eau révèle ou efface les réseaux de discontinuités : destruction ou neutralisation des liaisons type « sol ».

Du point de vue géotechnique, les argilites ont été caractérisées par les paramètres physiques suivants :

teneur en eau naturelle ( $w$ ),  
porosité ( $n$ ),  
indice des vides ( $e$ ),  
poids volumiques ( $\gamma$ ),  
limites d'Atterberg ( $w_L$ ,  $w_P$ ,  $I_P$ ).

Les résultats moyens obtenus sur les argilites indurées saines de la carrière de Jeandelaincourt sont reportés dans le tableau I et caractérisent les cinq niveaux définis pour les argilites à Amalthées par Allouc (1) et Troalen (8).

Dans le tableau I ont été ajoutés les pourcentages en argiles, en  $\text{CaCO}_3$ , les surfaces spécifiques et les énergies de liaison résultantes.

Les résultats donnés dans le tableau I montrent l'homogénéité relative des argilites du Domérien. Le paramètre  $e$  caractérise l'évolution normale liée au processus de la consolidation puisque cet indice des vides diminue avec l'augmentation de profondeur. Les paramètres  $w$ ,  $n$  et  $\gamma$  sont à relier aux caractéristiques minéralogiques et aux pourcentages correspondants en argiles (A) et en carbonate de calcium. Les limites d'Atterberg sont effectuées sur un matériau remanié (mortier : particules inférieures à 400  $\mu\text{m}$ ) et déstructuré. Elles sont liées, d'une part à la phase argileuse, donc aux surfaces spécifiques et, d'autre part, aux pourcentages en  $\text{CaCO}_3$  qui peuvent jouer un rôle cimentant.

N. B. : Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Troalen (8) sur l'ensemble régional des argilites du Domérien.

#### 4 Essais au laboratoire : cycles séchage/mouillage, énergie de liaison interparticulaire

Il a été prélevé 60 échantillons d'environ 2 kg chaque

après décapage superficiel (argilites massives) répartis dans les cinq niveaux de la carrière de Jeandelaincourt (échantillonnage horizontal et vertical).

Chaque échantillon (bloc ou motte) apparaissait massif à l'état naturel. Le bloc est fractionné en deux morceaux d'1 kg. Sur un lot est effectuée la caractérisation physique (paragraphe 3); sur le deuxième lot sont réalisés des cycles mouillage/séchage.

#### 4.1 Cycles mouillage/séchage

L'influence du traitement eau/température a déjà été abordée pour ces argilites par Thomas (5) et Troalen (8) et les résultats ont conduit au choix d'un essai constitué par deux cycles :

immersion dans eau distillée 48 h  $\times 2$ .  
passage à l'étuve à 105 °C 48 h

L'échantillon est immergé dans un cristalliseur rempli d'eau distillée. Il y est maintenu 48 h à la température de 20 °C. Il est effectué ensuite un siphonnage de l'eau (sans élimination des particules fines), puis l'échantillon (avec son cristalliseur) est placé dans une étuve et maintenu à 105 °C pendant 48 h. Le cycle est renouvelé une fois. Après refroidissement à température ambiante, l'échantillon est tamisé à sec.

La répétition des cycles mouillage/séchage provoque une fragmentation de l'échantillon. Les liaisons type « sol » sont — en général — détruites ou neutralisées par ce traitement. Les liaisons interparticulaires à faible énergie de liaison sont également rompues.

Si l'on part du principe que « plus les liaisons interparticulaires sont nombreuses, moins de particules élémentaires seront libérées, et réciproquement », il est alors simple de pratiquer une analyse granulométrique de l'échantillon après les cycles mouillage/séchage.

On appelle FG la fraction grossière (éléments de dimension supérieure à 80  $\mu\text{m}$ ) et FF la fraction fine de l'échantillon (éléments de dimension inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ). Par définition,  $\text{FG} + \text{FF} = 100\%$ .

La fraction grossière correspond aux éléments agrégés par une énergie de liaison interparticulaire forte. Il est possible de corriger ce pourcentage en déduisant de FG les éventuels % relatifs à des bioclasts ou aux grains de pyrite éventuels. La fraction fine correspond aux éléments libérés par rupture des liaisons. Le % en bioclasts est en général inférieur à 0,5 % (8).

Si maintenant on désigne par E.L.I. (Énergie de Liaison Interparticulaire) le paramètre égal à  $\frac{\text{FG}}{100}$ , on obtient :

— pour E.L.I. = 1,  $\text{FG} = 100\%$ ,  $\text{FF} = 0\%$ ;  
— pour E.L.I. = 0,  $\text{FG} = 0\%$ ,  $\text{FF} = 100\%$ .

Eli varie donc de 0 à 1. L'avantage de ce raisonnement est qu'il s'applique à tous les matériaux argileux surconsolidés.

Si l'on veut maintenant classer les énergies de liaison en fonction de leur intensité, on peut écrire la classification suivante :

| Valeur de E. L. I. | Dénomination (intensité) |
|--------------------|--------------------------|
| 1 à 0,75           | forte                    |
| 0,75 à 0,55        | assez forte              |
| 0,55 à 0,45        | moyenne                  |
| 0,45 à 0,25        | assez faible             |
| 0,25 à 0           | faible                   |

Les résultats globaux sur les argilites du Domérien de Jeandelaincourt figurent dans le tableau I. En utilisant la classification énoncée précédemment et les résultats du paragraphe 4.3.2, on obtient (tableau II) :

Tableau II - E. L. I. et type de liaisons interparticulaires des argilites surconsolidées du Domérien de Jeandelaincourt

| Argilites | Valeur de E. L. I. | Intensité    | Type de liaison majeur |
|-----------|--------------------|--------------|------------------------|
| Niveau 5  | 0,76               | forte        | A/A, A/M               |
| Niveau 4  | 0,68               | assez forte  | A/A, A/M               |
| Niveau 3  | 0,82               | forte        | A/A, A/M               |
| Niveau 2  | 0,31               | assez faible | A/A, A/mn, A/pc, A/B   |
| Niveau 1  | 0,85               | forte        | A/M, A/A majeur        |

Ces résultats sont intéressants mais ne permettent pas de définir les types de liaisons interparticulaires. A ce stade de l'analyse, seul est estimé le pourcentage global du nombre de liaisons interparticulaires.

Commentons tout d'abord ces premiers résultats.

#### 4.2 Résultats partiels

Une première analyse montre que les cinq niveaux d'argilite présentent des E. L. I. voisines à l'exception du niveau 2.

L'acquisition des liaisons interparticulaires dépend de l'histoire du matériau, c'est-à-dire de sa diagenèse, de la pression maximale de consolidation, de la pression interstitielle, des minéraux constitutifs, du temps et des agents cimentants éventuels.

D'autre part, à l'état actuel dans le prélèvement, les phases de déchargement ont décompressé en partie les matériaux. En conséquence, les énergies de liaison interparticulaire mesurées sont des énergies ultimes qui traduisent l'état actuel des matériaux, c'est-à-dire au moment de leur prélèvement.

Si, comme on l'a noté précédemment, l'identification a conclu à une quasi-identité physique et minéralogique des matériaux étudiés, il apparaît avec les cycles mouillage/séchage une anisotropie des comportements mécaniques. Il convient donc d'analyser d'une façon plus intime les textures et les types de liaisons interparticulaires de ces matériaux, c'est-à-dire la répartition spatiale et la nature des constituants.

Les divers échantillons ont été observés au microscope électronique à balayage (M. E. B.) après métallisation des pastilles à l'or-palladium. Le microscope polarisant à transmission a un pouvoir séparateur insuffisant (les particules argileuses se trouvent superposées dans une lame mince de 30  $\mu\text{m}$  d'épaisseur).

#### 4.3 Analyse au M. E. B. des argilites

Les observations ont essentiellement porté sur les textures, les liaisons interparticulaires et la distribution de cette répartition spatiale des minéraux constitutifs dans les cinq niveaux repères des argilites du Domérien.

#### 4.3.1 Les textures

Deux principaux types ont été observés. Le premier est une texture d'aspect lité (photographie 1) et il correspond aux argilites des niveaux 1, 2, 3 et 4. Les feuillets d'illite sont déformés et emboîtés les uns dans les autres. La déformation est accentuée au contact d'un fragment biogène. Les « trous » observés correspondent sans doute à l'arrachement de petits grains de quartz (silts) ou de grains pyriteux (photographies 3 et 4). Le second type présente une texture plus massive due à la cimentation partielle des feuillets argileux par le carbonate de calcium (photographie 2). Cette seconde texture n'est fondamentalement pas très différente du premier type.

Localement, il apparaît dans la texture litée du niveau 2 un sous-type textural qui montre alors des amas minéraux, véritables « rosaces » ou « nids » intercalés dans les feuillets encaissants (illite) (photographie 6). L'analyse minéralogique des amas conclut à des minéraux type interstratifiés montmorillonite/illite. Ceci confirme ce qui était apparu aux analyses par diffractométrie des rayons X (8). De ce fait, on peut raisonnablement envisager que les minéraux interstratifiés type illite/montmorillonite sont diffus dans les argilites des niveaux 1, 3, 4 et 5 et en gîte d'accumulation dans le niveau 2. Des amas de ce type ont déjà été observés et décrits par Le Roux (3) dans les marnes de Lodève.

#### 4.3.2 Les liaisons interparticulaires

L'observation au M. E. B. permet d'envisager certains comportements des argilites surconsolidées en présence d'eau et met en évidence différents types de liaisons interparticulaires et de liaisons type « sol ».

Par « liaisons interparticulaires », il faut entendre toutes les liaisons qui s'opposent aux efforts et contraintes développés par les processus de décompression, les minéraux gonflants et les actions mécaniques lors des essais classiques de Mécanique des Sols (limites d'Atterberg, par exemple). Ces liaisons interparticulaires possèdent une énergie de liaison (E. L. I.) plus forte que celle des liaisons type « sol ».

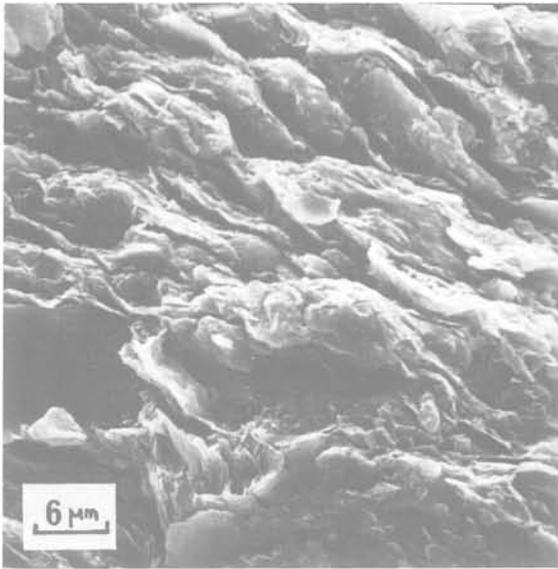


Photo 1

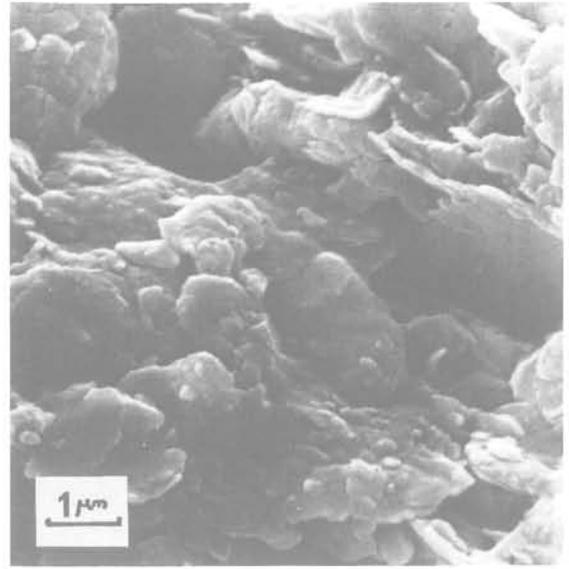


Photo 2

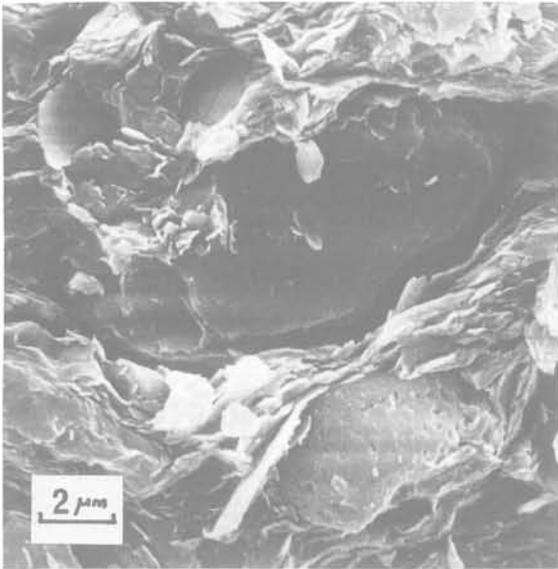


Photo 3

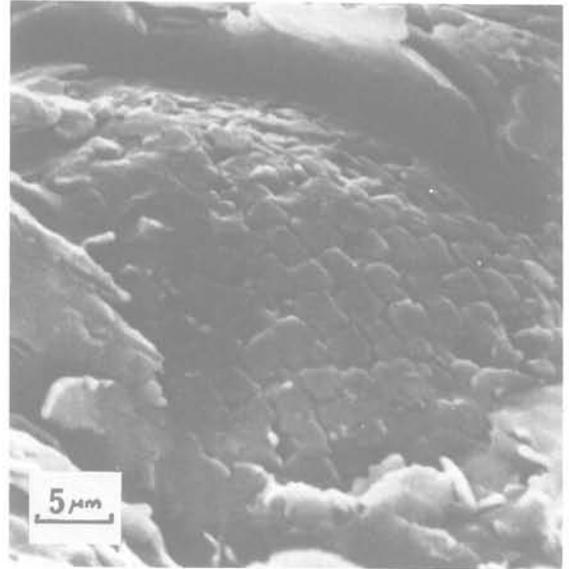


Photo 4

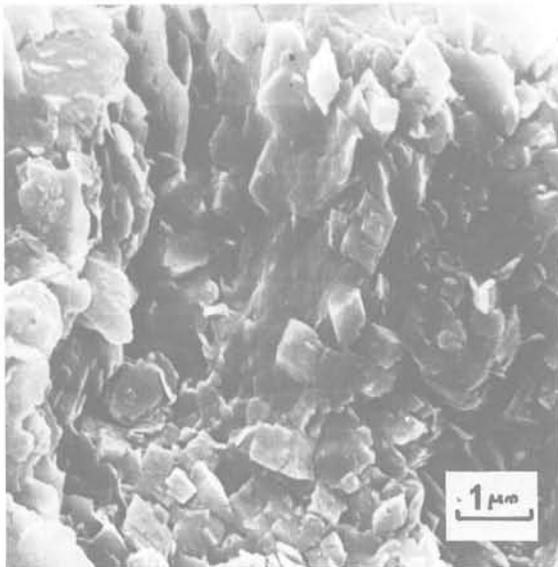


Photo 5

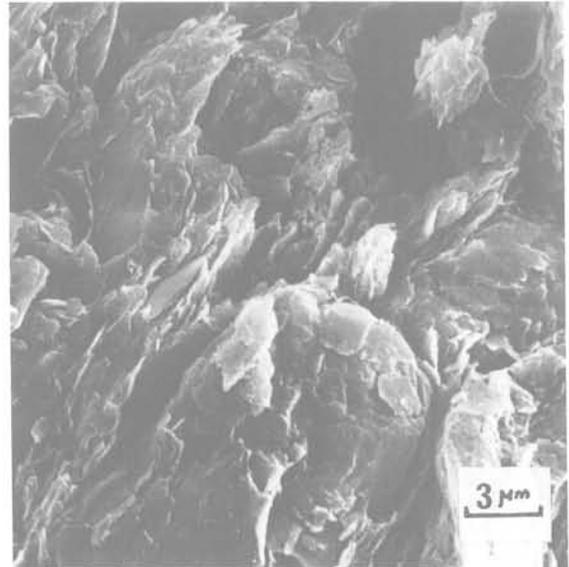


Photo 6

*Argilites du Domérien : photographies au microscope électronique à balayage*

Le type de liaison interparticulaire le plus fréquent dans les argilites surconsolidées du Domérien est la liaison argile/argile (A/A), c'est-à-dire une liaison majeure illite/illite. Au M.E.B., cette liaison apparaît comme forte et elle sera d'autant plus forte que le matériau aura subi une consolidation élevée au cours de son histoire (8), (3). Les feuillets argileux sont étroitement emboîtés les uns dans les autres et les surfaces de contact sont très déformées. Ce type de liaison semble résister aux cycles séchage/mouillage mais est détruit lors des essais d'Atterberg (niveau 1, tableaux I et II, photographie 1).

Le second type, également fréquent, est la liaison interparticulaire argile/micrite (A/M) (photographie 2). Il convient de rattacher aux liaisons interparticulaires cette seule liaison A/M (illite/micrite). Elle est forte (M.E.B.) et n'est pas détruite par les cycles séchage/mouillage. Elle résiste bien aux efforts lors des essais d'Atterberg (niveau 5, tableaux I et II). Il existe également une liaison argile/bioclasts (A/B), mais celle-ci (illite/carbonate de calcium d'origine organique) est faible ou nulle. C'est une liaison type « sol ». Les bioclasts sont générateurs de discontinuités ouvertes dès que leur dimension est supérieure à 80 µm; il y a alors absence de liaison (photographies 3 et 4). L'ouverture de ces discontinuités peut jouer un rôle secondaire vis-à-vis des liaisons A/A et A/M : elle favorise la pénétration de l'eau dans la texture de l'argilite et permet une meilleure « attaque » des liaisons A/A et A/M (altération météorique, par exemple). Cette attaque sera d'autant plus sensible que le nombre des liaisons A/M sera faible.

Les autres types de liaisons interparticulaires existant dans les argilites du Domérien sont de répartition aléatoire. Ce sont des liaisons à E.L.I. faible et, en ce sens, elles peuvent être assimilées aux liaisons de type « sol ». Elles sont, en général, détruites ou neutralisées par l'eau. On peut citer la liaison argile/mica mais, dans les argilites du Domérien, elle a moins d'influence sur le comportement mécanique que les liaisons avec des minéraux gonflants ou de la pyrite. L'influence de ces liaisons est conditionnée par la texture des minéraux les constituant (8). L'E.L.I. ultime du matériau est donc étroitement dépendante de cette texture.

S'il y a en présence argile/montmorillonite, la liaison interparticulaire est assez faible quand la montmorillonite est diffuse (A/md), faible si elle est concentrée en « nids » (A/mn) (niveau 2, tableaux I et II, photographie 6). Ces liaisons interparticulaires A/md ou A/mn sont assimilables aux liaisons type « sol » et sont détruites en présence d'eau. L'effet de gonflement sera d'autant plus important que le nombre de liaisons

A/mn sera grand et que la texture de l'argilite contiendra des liaisons A/A. Les liaisons A/M peuvent s'opposer à cette expansion. A la limite, une liaison A/md/M possède une E.L.I. assez forte, le pourcentage global de montmorillonite dans les argilites restant toujours faible.

Le cas, plus fréquent, des liaisons argile/pyrite diffuse (A/P) ou argile/pyrite concentrée (A/pc), est analogue à celui des liaisons A/md, A/mn. La liaison A/P est faible et sera d'autant plus faible que le grain de pyrite sera de dimension élevée. La liaison A/pc (pyrite en « colonisation » de bioclasts, par exemple; photographies 4 et 5) est faible ou nulle. Elle est équivalente à la liaison A/B, la nature du bioclast étant seule modifiée. Ces liaisons A/P ou A/pc ne résistent pas à l'eau et l'influence secondaire du gonflement des pyrites par oxydation en sulfates sera d'autant plus importante que le pourcentage de pyrite concentrée sera élevé (5), (8).

Les liaisons interparticulaires A/md, A/mn, A/P et A/pc ne doivent pas être négligées. Elles illustrent bien le rôle de la texture d'un matériau vis-à-vis de son comportement mécanique.

En définitive, on s'aperçoit que les argilites des niveaux 1 et 3 sont relativement homogènes (voir les paramètres portés dans les tableaux I et II) : elles possèdent une texture homogène constituée par un mélange illite/micrite. Les liaisons interparticulaires sont de type A/A et A/M, mais les pourcentages relatifs entre A/A et A/M varient entre les niveaux 1 et 3. Ces liaisons résistent bien aux cycles séchage/mouillage mais sont détruites lors des essais d'Atterberg. Dans les niveaux 4 et 5, les liaisons sont encore des liaisons A/A et A/M, mais les liaisons A/B et A/pc sont assez nombreuses. La texture induite par ces liaisons est plus facilement pénétrée par l'eau (discontinuités ouvertes) et l'« attaque » des liaisons interparticulaires est plus vigoureuse : il y a fragmentation du matériau. Cependant, si les E.L.I. ultimes sont plus faibles que pour les niveaux 1 et 3, on peut penser qu'une part importante des liaisons A/M résiste aux essais d'Atterberg et est éliminée lors de la préparation du mortier (8) (tableaux I et II, exemple du niveau 5).

Quant au niveau 2, il pose le cas particulier d'une texture constituée de liaisons A/A, A/B, A/mn et A/pc. Le gîte particulier des pyrites et de la montmorillonite favorise l'expansion et la fragmentation du matériau en présence d'eau. Il ne semble pas y avoir de liaisons A/M nombreuses et susceptibles de s'opposer à l'expansion.

En résumé, il est possible de dresser le tableau ci-après :

Tableau III - Les différents types de liaisons interparticulaires des argilites du Domérien de Jeandelaincourt, E.L.I. et propriétés.

| Type de la liaison                 | Symbole | E.L.I.      | Propriété             |
|------------------------------------|---------|-------------|-----------------------|
| argile/argile                      | A/A     | assez forte | sensible à l'eau      |
| argile/micrite                     | A/M     | forte       | peu sensible à l'eau  |
| argile/mica                        | -       | faible      | sensible à l'eau      |
| argile/bioclast                    | A/B     | nulle       | très sensible à l'eau |
| argile/montmorillonite diffuse     | A/md    | assez forte | sensible à l'eau      |
| argile/montmorillonite en « nids » | A/mn    | faible      | très sensible à l'eau |
| argile/pyrite diffuse              | A/P     | faible      | sensible à l'eau      |
| argile/pyrite en concentration     | A/pc    | nulle       | très sensible à l'eau |

## 5 Conclusion

Les seuls essais d'identification physique et géotechnique ne permettent pas de prévoir le comportement mécanique des argilites, même si l'on a conclu préalablement à une identité de nature et d'homogénéité de ces matériaux.

L'étude de la répartition spatiale des minéraux constitutifs et sa corrélation à des essais simples de désagrégation par cycles mouillage/séchage, conduit à la compréhension de certains comportements mécaniques. Le microscope électronique à balayage est un outil fondamental dans cette recherche puisqu'il permet la reconnaissance, l'identification et l'interprétation des textures et des liaisons interparticulaires résultant de l'histoire subie par les argilites. Les liaisons créées par les carbonates de calcium sont fondamentalement différentes s'il s'agit de carbonates d'origine chimique ou ceux d'origine biochimique. Le comportement des matériaux vis-à-vis de l'eau sera influencé par ces liaisons interparticulaires, mais également par la présence — en un gîte particulier — de minéraux type pyrite ou montmorillonite.

Le rôle de la répartition spatiale des constituants est bien montré par ces aspects : les énergies de liaisons interparticulaires sont donc dues, d'une part à l'histoire du matériau (diagenèse, consolidation, etc.), mais aussi à la manière dont s'agencent les liaisons. Il devient donc obligatoire de caractériser les liaisons interparticulaires tant par leur nature que par leur géométrie. L'influence de la liaison interparticulaire argile/micrite sur les essais d'Atterberg est un exemple frappant (8).

La méthode proposée pour évaluer l'énergie de liaison interparticulaire d'une argilite surconsolidée est simple; il s'agit d'une estimation au sens propre du terme. Le pourcentage relatif entre les énergies de liaisons interparticulaires majeures (A/A, A/M) peut être obtenu en éliminant de FG la fraction bioclast et la fraction pyrite, puis en dosant les pourcentages en micrite et en argiles.

A la limite, la connaissance par le M. E. B. des textures des argilites du Domérien permet dorénavant de s'affranchir de l'étude au M. E. B., de mesurer E. L. I. sur la fraction FG et de doser uniquement la micrite. Il est évidemment impensable de ne pas étudier les textures et les types de liaisons au M.E.B. si le matériau argileux surconsolidé est « inconnu », l'analyse au M.E.B. permettant la mise au point de techniques d'étude complémentaire.

Il serait maintenant souhaitable d'observer l'évolution des liaisons interparticulaires (A/M et A/A) lorsque la nature de l'assemblage argileux varie. L'étude proposée sur le Domérien ne met essentiellement en rapport que des liaisons « illite/illite » ou « illite/micrite ».

## Références bibliographiques

- (1) Allouc J. (1977). — Contribution à l'étude sédimentologique du Pliensbachien de la région de Nancy (bordure orientale du Bassin Parisien). Thèse présentée à l'Université de Nancy I, soutenue le 8 décembre 1977 pour obtenir le grade de Docteur de 3<sup>e</sup> cycle.
- (2) Bjerrum L. (1967). — The third Terzaghi lecture : progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *Journal of the Soil Mechanics and foundations Division. Proceedings of the A. S. C. E.*, vol. 93, n° SM5, part 1. Ann Arbor Mich. U.S.A., septembre 1967, p. 11-23.
- (3) Le Roux A. (1972). — Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur structure. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, septembre-octobre 1972, p. 155-178.
- (4) Plaza Nieto G. (1980). — Comportement d'argiles raides fissurées soumises à des essais de chargement cyclique. Mémoire présenté à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, soutenu le 14 octobre 1980 pour obtenir le Diplôme d'Études Approfondies.
- (5) Thomas A. (1975). — Principes et méthodes de valorisation de l'information en mécanique des sols appliquée. Thèse présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, soutenue le 28 janvier 1975 pour obtenir le grade de Docteur ès Sciences.
- (6) Tisot J.-P. et Troalen J.-P. (1980). — Description et propriétés géotechniques d'argilites et marnes de Lorraine. *Compte rendu des Journées Universitaires « Génie Civil »*, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 22-23 octobre 1980.
- (7) Tisot J.-P., Troalen J.-P. et Houpert R. (1981). — Comportement d'une argile raide fissurée sous chargement cyclique. *Compte rendu action D.G.R.S.T. n° 78.7.0242*, juin 1981.
- (8) Troalen J.-P. (1978). — Propriétés physiques et géotechniques des argiles fissurées du Domérien de la région de Nancy. Thèse présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, soutenue le 25 juillet 1978 pour obtenir le grade de Docteur de 3<sup>e</sup> cycle.
- (9) Vigouroux A. (1977). — Propriétés géomécaniques des argiles raides fissurées. Cas des argiles du Domérien moyen de Lorraine. Thèse présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, soutenue le 7 juillet 1977 pour obtenir le grade de Docteur de 3<sup>e</sup> cycle.



## CEZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols

### Les problèmes de terminologie

S'il existe aujourd'hui dans le monde un nombre important (et bien entendu croissant) de banques de données terminologiques, c'est bien sûr grâce à l'impulsion initiale donnée par des pays où les problèmes de langues demandaient des solutions rapides tant ils étaient chargés de conséquences pour l'économie ou la politique de ces pays.

L'Annuaire des Banques de Données Françaises que doit publier prochainement la Mission Interministérielle de l'Information Scientifique et Technique (M.I.D.I.S.T.) montrera exactement quelles sont les réalisations françaises dans ce domaine, mais on sait déjà qu'elles sont peu nombreuses. L'article du Monde du 23 juin 1982 soulignait cette situation à l'occasion du dernier Colloque International de la Francophonie à Bruxelles : « l'absence de la France sur le front de la terminologie informatisée [...] étonne toujours les francophones hors de l'hexagone ».

Mais cette absence n'est pas totale. Certains secteurs veillent en fait de très près sur leur terminologie sachant que, pour certains d'entre eux, la survie est à ce prix : 50 % de la terminologie de certains secteurs de l'électronique a changé en cinq ans, et l'industrie du bâtiment a créé au sein de la Commission Économique Européenne un groupe de travail chargé d'étudier ses problèmes de terminologie.

La Mécanique des Sols ne pose pas, sans doute, de problèmes terminologiques aussi urgents. D'une part son vocabulaire n'a certainement pas évolué au même rythme que celui de l'électronique et d'autre part les mots et expressions techniques de la Mécanique des Sols ont été et restent très largement contrôlés grâce à d'excellents dictionnaires imprimés.

Mais (et c'est un lieu commun de le souligner) nous sommes à l'âge de l'ordinateur et nous pouvons nous interroger sur les conséquences (graves sans doute)

que pourrait avoir une attitude immobiliste sur les problèmes de terminologie dans ce secteur alors que d'autres domaines et d'autres pays sont déjà en train d'explorer la voie et de prendre la tête. Quatre points paraissent constituer de bonnes raisons d'organiser la terminologie en Mécanique des Sols à l'aide de méthodes informatiques :

- 1) La nécessité de disposer d'une banque constamment tenue à jour et capable de rendre compte de l'évolution de la terminologie sur le plan international.
- 2) La possibilité d'utiliser un outil infiniment plus puissant que le papier imprimé et capable, outre les facilités de mise à jour, de stocker sous les formes les plus diverses un ensemble important d'informations sur les notions.
- 3) La nécessité de disposer d'un outil capable à la fois d'organiser le domaine terminologique français de la Mécanique des Sols et d'assurer l'interface avec l'anglais (et d'autres langues), ceci dans le double but de conserver l'intégrité du français scientifique et de tenir compte de l'importance de l'anglais dans la communication internationale.
- 4) L'intérêt que présente un organisme spécialisé en matière de terminologie capable de fournir des informations dont la crédibilité est assurée par les rapports entretenus par cet organisme avec les spécialistes du domaine et les instances internationales de la terminologie.

### Le Projet CEZEAU

Le programme CEZEAU en cours de réalisation à Clermont-Ferrand vise à la construction d'une banque de données terminologiques en Mécanique des Sols, connectable sur les réseaux existants et consultable en ligne et en batch.

Il est mis en œuvre par le Laboratoire de Recherches

en Informatique de l'Université de Clermont-Ferrand : section « étude du langage et banques de données terminologiques » (1).

L'équipe de CEZEAU est interdisciplinaire. Elle travaille en association avec l'U.M.I.S.T. de Manchester (University of Manchester Institute of Science and Technology), l'organisation internationale IN.FO.TERM (Information in Terminology) de Vienne et est membre du réseau TermNet (Terminology Network).

Elle fait doublement appel aux spécialistes de Mécanique des Sols. Au niveau local, le Laboratoire de Mécanique des Sols de Clermont-Ferrand assure la validation des données mais il va de soi qu'il appartient aux instances nationales de la Mécanique des sols de contrôler le vocabulaire du domaine. De même, les spécialistes et utilisateurs de vocabulaires de Mécanique des Sols sont-ils instamment invités à faire connaître leurs opinions et à participer au projet. Enfin, le système est conçu pour tenir compte des avis des utilisateurs.

### Principes de fonctionnement

Les services rendus par CEZEAU sont ceux d'une banque de terminologie classique, mais bien que bilingue, CEZEAU n'est pas spécialement conçue pour la traduction comme le sont un grand nombre de banques actuelles. CEZEAU s'adresse en fait à l'ensemble des utilisateurs de vocabulaires et de notions de Mécanique des Sols.

Il est prévu que CEZEAU soit relié aux réseaux existants et notamment devienne serveur (en ligne) dans le réseau EURONET. La banque pourra fournir en outre des informations sélectives et produire des glossaires.

### Fiche terminologique

CEZEAU donnera sur l'entrée (terme) proposée par l'utilisateur et sur la notion à laquelle elle renvoie au minimum les renseignements suivants en anglais ou en français.

#### 1 Renseignements généraux (techniques)

- La norme associée au terme (normes A. F. N. O. R., I. S. O., etc.).

- La date de l'enregistrement (âge du terme dans la banque).
- Le code C. D. U. du domaine (code dans le système de Classification Décimale Universelle).
- Les sources de l'enregistrement (il s'agit des textes disponibles ou non en mémoire, dans lesquels le terme a été trouvé).

#### 2 Renseignements relatifs à la notion

- Équivalents de l'entrée :
  - équivalents en anglais ou vice versa (exemple argile = clay);
  - synonymes et commentaire sur l'emploi (exemple dame à explosion = grenouille : terme familier).
- Relations hiérarchiques avec d'autres notions (exemple : *argile* est un type de *sol*, les types de sols sont *argile*, *marne*, *sable*, etc. De la même façon, *argile active* est un type *d'argile*, etc.).
- Définition de la notion.

#### 3 Renseignements linguistiques

- Indication grammaticale (nom, verbe, adjectif, adverbe).
- Expressions plus grandes que l'entrée et contenant celle-ci (exemple : argile/argile active/activité des argiles, etc.).
- Déroulement de la liste des termes de la banque alphabétiquement dans les deux sens (comme on feuillette un dictionnaire classique).
- Contextes linguistiques contenant l'entrée (il est possible à l'utilisateur d'obtenir un certain nombre de contextes linguistiques pouvant l'éclairer sur les utilisations du terme auquel il s'intéresse).

### État du projet

Une maquette est en cours de construction et des démonstrations pourront être faites dans le courant de 1983 portant sur un nombre réduit de champs : équivalents en langue étrangère, synonymes, définitions, listage du contenu de la banque.

La banque CEZEAU elle-même pourrait être opérationnelle en 1985.

(1) Laboratoire de Recherche en Informatique : projet CEZEAU. Responsables : J. M. HENNING (terminologie), M. SCHNEIDER (Informatique), Université de Clermont II, B.P. 48, 63170 AUBIÈRE, tél. (73)26-41-10, postes 3879 et 3883.

# INFORMATIONS

## *Livres reçus*

Presses de l'Ecole Nationale  
des Ponts et Chaussées

### **Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols**

par Jean-Pierre Magnan

1 volume broché 17 x 24, 203 pages, 1982

ISBN 2 - 85978 - 050 - 5

Référence : 1040

Prix franco : 195 F

Depuis une quinzaine d'années on assiste à l'essor d'une nouvelle branche de la mécanique des sols qui s'est fixé pour objectif de traiter quantitativement la variabilité naturelle des sols et toutes les incertitudes affectant le dimensionnement des ouvrages afin de déterminer la « précision » ou la « fiabilité » des études géotechniques et des projets.

Cette discipline nouvelle utilise différentes techniques statistiques et probabilistes généralement peu connues des spécialistes des sols mais dont l'usage suppose une connaissance détaillée des principes de la mécanique des sols et des méthodes de calcul des ouvrages.

Ce livre se place précisément au carrefour de ces deux disciplines : destiné aux étudiants, praticiens et chercheurs spécialisés en mécanique des sols, il introduit progressivement l'appareil théorique nécessaire aux études, en illustrant par des exemples ses possibilités autant que ses limites. Il constitue ainsi une base indispensable pour l'approfondissement de nos connaissances dans un domaine aux limites encore imprécises mais qui se développe rapidement.

### **Eléments de mécanique des sols**

par François Schlosser

1 volume broché 21 x 29,7, 151 pages, 1983

ISBN 2 - 85978 - 020 - 3

Référence : 1026

Prix franco : 130 F

La mécanique des sols est une discipline essentielle du Génie Civil dont le lien avec le calcul des structures s'est constamment développé au cours de ces dernières décennies.

C'est, par ailleurs, une science assez différente de la classique résistance des matériaux et pour laquelle l'ingénieur de Génie Civil devra se méfier de son intuition naturelle et se rappeler que l'expérience y a une grande importance.

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

#### *En vente :*

- par correspondance aux  
Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris
- dans les librairies spécialisées.



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

1982

## Index des articles

- Affaissements miniers et exploitation partielle*  
Arcamone (J.), Dejean (M.) numéro 21, page 57
- Argilites surconsolidées du Domérien de Nancy : relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques (les)*  
Troalen (J.-P.) numéro 21, page 67
- Calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane*  
Monnet (J.) numéro 21, page 41
- Capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène*  
Bottero (A.) numéro 19, page 5
- CEZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols (note technique)*  
numéro 21, page 75
- Cloutage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale*  
Gudehus (G.) numéro 19, page 29
- Congélation des sols (la)*  
Tornaghi (R.) numéro 21, page 5
- Consolidation d'un sol élastoplastique*  
Magnan (J.-P.), Belkeziz (A.) numéro 19, page 39
- Découpage par jets liquides en géotechnique*  
Gilbert (F.), Minh Phong Luong numéro 20, page 55
- Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire*  
Lanier (J.) numéro 20, page 21
- Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques*  
Bertrand (L.), Durand (E.), Feuga (B.) numéro 20, page 39
- Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique*  
Magnan (J.-P.), Shahanguian (S.), Josseaume (H.) numéro 20, page 13
- Etude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol*  
Bigot (G.), Bourges (F.), Frank (R.) numéro 18, page 29
- Etude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous*  
Magnan (J.-P.), Bagheri (S.) numéro 20, page 5
- Evolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps*  
Boisson (J.-Y.), Longuemard (J.-P.) numéro 19, page 21
- Expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz*  
Boucly (P.) numéro 18, page 49
- Fissuration longitudinale des chaussées*  
Rico Rodriguez (A.) numéro 19, page 51
- Mesure des contraintes in situ par la cellule de surcarottage CERCHAR*  
Helal (H.M.) numéro 21, page 31
- Mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe*  
Buyle-Bodin (F.), Bonnechère (F.J.), Cornet (F.H.) numéro 20, page 31
- Phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité (le)*  
Uriel Romero (S.) numéro 20, page 65
- Propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains (les)*  
Anagnosti (P.) numéro 18, page 5
- Reprises en sous-œuvre*  
Hurtado (J.) numéro 18, page 59
- Résistance en compression d'un lignite terrigène*  
Anagnostopoulos (A.G.) numéro 18, page 21
- Stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde*  
Renouf (A.), Iorio (J.-P.), Besançon (G.) numéro 18, page 67
- Suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de variation de volume au cours de l'essai triaxial (note technique)*  
Habib (P.), Luong (M.P.) numéro 20, page 78
- Utilisation des tirants précontraints en Chine*  
Li Shi-Zhong numéro 19, page 61

