

*GEOMPA  
M<sup>e</sup> Fourmairoux  
16*



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°13

65 F

NOVEMBRE 1980



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES  
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES



# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 13  
NOVEMBRE 1980

## sommaire

résumés	3
les coulées de boue du Freney, près de Modane, en 1977 et 1978 C. Azimi - P. Desvarreux - P. Plotto	5
détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés J. Bonvallet - C. Chambon	15
étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux B. Félix	31
rupture d'un rideau de palplanches J. Jardin - H. Josseaume	43
estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (application au barrage de Serre-Ponçon) E. Ledeuil	53
effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique V. Maury	63
note technique : essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France) D. Fabre - J. Letellier - G. Mercieca	69

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 : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Hériveau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 260 FF — étranger : 300 FF

Prix du numéro : 65 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.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur DARMOIS Service des Publications  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1981

Nom/Name \_\_\_\_\_  
Prénom/Christian name \_\_\_\_\_  
Organisme/Company \_\_\_\_\_  
Adresse/Address \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**Bulletin d'abonnement/Subscription order form**

*Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues*

France 260 F  
Etranger/foreign countries 300 F

- Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)  
I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name \_\_\_\_\_  
Prénom/Christian name \_\_\_\_\_  
Organisme/Company \_\_\_\_\_  
Adresse/Address \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**Tarif/Price**

- Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F .
- Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF
- Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F
- Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF
- A partir du numéro 14 : l'unité 80 F
- From number 14 : unit price 80 FF

- Je souhaite recevoir \_\_\_\_\_ exemplaire(s) du (des) numéro(s) :  
au prix de \_\_\_\_\_  
Frais d'expédition pour la France : l'unité 12 F x \_\_\_\_\_  
Frais d'expédition pour l'étranger : l'unité 18 FF x \_\_\_\_\_

- I order \_\_\_\_\_ copies of number :  
Unit price : \_\_\_\_\_  
Postage for France : unit : 12 FF x \_\_\_\_\_  
Postage for foreign countries : unit : 18 FF x \_\_\_\_\_

Total \_\_\_\_\_

# résumés

## les coulées de boue du Freney, près de Modane, en 1977 et 1978

par C. Azimi - P. Desvarreux - P. Plotto

On décrit les coulées boueuses survenues en 1977 et 1978 près de Modane, et qui ont coupé la route nationale 6. On donne ensuite les résultats des observations géologiques et hydrogéologiques effectuées sur le versant ainsi que ceux de prospections électrique et sismique, et d'une opération de traçage par colorants.

On arrive ainsi à montrer que ces coulées ont été provoquées par des divagations de torrents et des infiltrations 350 m plus haut que la zone d'arrachement, suivies de cheminements dans des chenaux perméables situés à faible profondeur.

## détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés

par J. Bonvallet - C. Chambon

La notion de coefficient de sécurité statique utilisée dans le cadre d'étude de stabilité des exploitations par chambres et piliers abandonnés est abordée d'un point de vue statistique.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux et les sollicitations exercées sont considérées comme des variables aléatoires dont on définit les lois de distribution expérimentalement puis théoriquement. Cette démarche permet d'évaluer la probabilité du risque de ruine.

La méthode proposée est appliquée au cas des carrières de Lezennes à plusieurs échelles où l'on confronte les résultats obtenus à partir de différents modèles de comportement, en utilisant les résultats d'essais de laboratoire et de mesures in situ.

## étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux

par B. Félix

Le fluage des sols argileux est étudié en compression unidimensionnelle. Les modèles rhéologiques sont classés dans cet article suivant leur forme mathématique. La plupart d'entre eux simulent imparfaitement les résultats des essais œdométriques de fluage ou comportent trop de paramètres difficiles à déterminer.

La théorie du fluage héréditaire permet d'établir un modèle à compressibilité et viscosité variables qui n'a pas ces défauts. Ce modèle repose sur le principe de superposition des déformations. L'étude expérimentale montre la validité du modèle dans le cas de chargements lents et croissants et justifie son emploi comme équation d'état du squelette intergranulaire dans une théorie de la consolidation.

## rupture d'un rideau de palplanches

par J. Jardin - H. Josseume

Une importante voie routière de la région parisienne longe la rive droite d'une rivière sur un remblai étayé latéralement par un rideau de palplanches jouant le rôle de soutènement de rive. Dix-huit mois après la mise en service de cette voie routière, le flanc du remblai surplombant la rivière s'effondrait sur une longueur d'environ 80 m, tandis que le rideau de palplanches subissait des déplacements de plusieurs mètres d'amplitude qui provoquaient sa destruction.

Les auteurs décrivent d'abord l'état du site avant et après l'accident, puis rendent compte des études effectuées dans le but de déterminer les causes de la rupture. Ces études ont établi que le rideau de palplanches était sous-dimensionné et par suite en équilibre précaire, dans une section longue de 500 m, et que la rupture qui s'est produite dans la partie centrale de cette section était vraisemblablement due à une montée locale de la nappe consécutive aux fuites d'une canalisation. Les dispositions constructives retenues pour la remise en état de la zone effondrée et pour le confortement du rideau encore stable mais en équilibre précaire sont décrites dans la dernière partie de l'article.

## estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (application au barrage de Serre-Ponçon)

par E. Ledeuil

Il s'agit en fait d'une approche pratique.

Tout en concordant avec les estimations initiales du débit de fuites du barrage de Serre-Ponçon, cette approche a fourni une valeur plus sûre et constitue une méthode applicable à des lits alluvionnaires. Il suffit en effet d'étudier les modifications piézométriques induites par la fluctuation rapide du plan d'eau aval, pour en déduire le débit à travers le remplissage alluvial. La nature de l'écoulement, quant à elle, est déduite d'une corrélation dont une part linéaire (loi de Darcy) est extraite.

## effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique

par V. Maury

Une analyse de la stabilité de vieux travaux miniers et de carrières a conduit à réexaminer le phénomène des effondrements spontanés qui se sont produits dans certaines exploitations.

Lorsque l'extraction est faite par la méthode des chambres et piliers abandonnés, deux modes de rupture peuvent être observés :

- la rupture progressive et localisée qui peut s'arrêter d'elle-même, ou au contraire progresser jusqu'à la ruine partielle ou totale de la mine ;
- la rupture soudaine et générale avec un effondrement immédiat.

Depuis 1971, l'analyse de nombreux effondrements spontanés a été faite. L'examen de leur ressemblance et de leurs différences conduit à penser qu'ils ont pu être engendrés par une mise en charge hydraulique par un excès de pression interstitielle. Cette mise en charge est rendue possible par un drainage insuffisant d'un toit de bonne qualité et en bonne condition jusqu'au dernier moment avant la rupture. Un certain nombre d'autres constatations peuvent être expliquées par cette hypothèse.

## essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France)

par D. Fabre - J. Letellier - G. Mercieca

La collecte de plus de 2000 sondages dans le sous-sol alluvial de la région grenobloise a permis l'élaboration d'une banque de données informatisée. Les programmes de traitement autorisent des recherches sélectives et aident à la réalisation de cartes et de coupes. Les documents produits permettent de se faire rapidement une idée sur les aptitudes géotechniques des nouveaux sites à urbaniser et d'optimiser les programmes de reconnaissances complémentaires.

## estimation of the flow and the nature of an earth dam on alluvium bed leakings of water (application to the Serre-Ponçon dam) by E. Ledeuil

It's in fact a practical approach.

According to the initial Serre-Ponçon seepage estimations, this approach has provided a safer value and an applicable method for alluvium beds. It's sufficient in fact, studying piezometric modifications induced by a rapid downstream level fluctuation, for deducing the flow through the river alluviums. The outflow nature is deduced by a correlation in which a linear part (Darcy law) is taken out.

## sudden collapse and seepage pressure as possible causal mechanism by V. Maury

The analysis of the stability of old mining works and quarries has suggested reexamining the phenomenon of sudden collapses which occur in some mines.

When the mine is worked by room and pillar method with the pillars left in place, two kinds of failure can be observed :  
- a progressive and local failure, which can either stop itself, or progress producing the partial or total ruin of the mine ;  
- a very sudden, general, immediate collapse.

Since 1971, the analysis of numerous sudden collapse reports has been undertaken. An examination of their common and different characters leads to the hypothesis that they can be caused by the build-up of an hydraulic pressure, a pore pressure ; this build-up is made possible by insufficient drainage of the roof of the mine, of good quality and in good condition right up to the last moment before failure. A number of other circumstances can be explained by this hypothesis.

## building and using a data bank for alluvial subsoil (Grenoble region, France)

by D. Fabre - J. Letellier - G. Mercieca

The storage of geotechnical data has been done by geologists using results of more than 2000 boreholes in a very thick alluvial subsoil near Grenoble (French Alps). Computer processing of these data leads to the drawing of maps and cross-sections which are used as a basis for land planning and choice of investigation methods adapted to new building projects.

## mudflows at Le Freney, near Modane, in 1977 and 1978

by C. Azimi - P. Desvarreux - P. Plotto

Mudflows which happened in 1977 and 1978 near Modane, and which damaged a main road, are described. The authors give the main results of the geological survey of the slope. They also describe an operation of coloration of underground water.

It is possible to point out the conclusion that the mudflows were caused by overflows of several streams, with infiltrations, about 350 m higher than the mudflow departure zone, followed by a subsurface runoff through underground pervious channels.

## determination of a safety factor for room and pillar quarries by J. Bonvallet - C. Chambon

The idea of static safety factor used in studying stability of room and pillar quarries is approached through statistical analysis.

The mechanical properties of materials and stresses they sustain are considered as random variables whose distribution law is defined first experimentally, then theoretically. Using this procedure, it is possible to evaluate the probability of failure risk. This method is applied to old quarries at different scales : several models of behaviour of strata have been investigated using the results of laboratory tests and in situ measurements.

## theoretical and experimental study of one-dimensional creep of clay soils by B. Félix

The creep of clay soils is studied in one-dimensional compression. The rheological models are classified in this paper according to their mathematical form. Most of them imperfectly simulate the results of oedometric creep tests, or include too many parameters difficult to determine.

The theory of hereditary creep allows to establish a model with variable compressibility and viscosity which does not show these defects. It is based upon the principle of strain superposition. The experimental work shows the validity of the model in case of slow and increasing loadings. It is therefore justified to use it as a governing equation describing the skeleton behaviour in a theory of consolidation.

## failure of a sheet pile wall by J. Jardin - H. Josseaux

A major highway in the Paris area runs along the right bank of a river, on an embankment that is laterally shored by sheetpiling which serves to retain the river bank. Eighteen months after this road was put into service, the river side of the embankment collapsed along a length of about 80 metres, while the sheetpiling suffered a shift of several metres, causing its destruction.

The authors first describe the condition of the site before and after the accident, and then give an account of the studies carried out in order to determine the causes of the failure. These studies established the fact that the structural design of the sheetpiling was inadequate and that it was consequently in precarious equilibrium for 500 metres of its length ; and that the failure which occurred in the central part of this section was probably due to a local rise of the water table resulting from a leak in a service main. The last part of the article describes the constructional measures adopted to repair the collapsed zone and to reinforce the sheetpiling which was still stable, but in precarious equilibrium.

# les coulées de boue du Freney, près de Modane, en 1977 et 1978

par  
**C. Azimi**  
**P. Desvarreux**  
**P. Plotto**

Association pour le Développement des Recherches sur les Glissements de Terrains

## 1 Introduction

Aux printemps de 1977 et 1978, des coulées de boue et de blocs sont survenues dans le talus naturel dominant la RN 6, un peu avant le village du Freney en Maurienne. Ces phénomènes ont intéressé un versant boisé, haut d'une centaine de mètres, incliné à 37-40°, et sur une longueur totale de 350 m environ. Sur ce versant aucun phénomène analogue n'avait été mentionné auparavant. L'étude entreprise pour le compte de la Subdivision de Modane (D.D.E.) avait pour but de préciser les conditions dans lesquelles s'étaient produites les coulées ainsi que les travaux à envisager.

## 2 Coulées de 1977 et 1978

La RN 6 étant située à 1020 m environ, deux arrachements se sont produits au printemps 1977, l'un vers 1175 m d'altitude, avec sortie d'eau visible, l'autre vers 1080-1100 m sans sortie d'eau. Ils se sont traduits par des mouvements locaux sur une épaisseur de quelques mètres, une largeur de 20 à 30 m et une longueur identique, mais sans formation de coulée.

Du 19 au 22 Mai 1977 se sont produits trois arrachements successifs avec coulées de boue et blocs, ayant démarré vers 1040-1060 m d'altitude et qui ont intéressé une largeur de 80 m au total, et une épaisseur de 2 m environ de terrain. A chaque arrachement correspondait une venue d'eau qui est devenue bien visible après le départ des coulées et qui est restée établie par la suite.

Simultanément, une grande fissure est apparue, partant de l'extrémité supérieure de ces arrachements, côté Modane, et remontant vers 1090 m pour rejoindre horizontalement un des arrachements survenus avant le 19 Mai 1977.

(A la suite d'une première étude, des travaux de drainage ont été entrepris par la Subdivision de Modane en 1977 et ont été complétés en 1978.)

En 1978, le 25 Février, une coulée importante survenait côté La Praz, sur 40 à 50 m de large, et s'étendant de la R.N. 6 jusqu'à 1100 m d'altitude, avec venues d'eau visibles vers 1050 m d'altitude.

A la même époque, un glissement s'amorçait côté Modane sur 100 m de large environ, remontant à 60-70 m au-dessus de la route. Ce glissement s'accélérait en Avril 1978 en donnant encore des coulées.

Pratiquement tout le versant dominant la RN 6 sur 100 m de haut et 350 m de long, a été le siège en 1977 ou 1978 de glissements et coulées intéressant une épaisseur de 2 à 3 m de terrain, et accompagnés de sorties d'eau localisées réparties sur divers niveaux.

Plusieurs remarques peuvent être faites :

- d'après les Services des Eaux et Forêts et ceux de l'Équipement, rien de tel ne s'était produit à cet endroit depuis longtemps. Cependant, en examinant des photographies aériennes de 1959, on pouvait observer un arrachement ayant emporté le terrain de la même manière, sur 10 à 15 m de large, ayant démarré à 50 m environ au-dessus de la RN 6;
- d'après les Services des Eaux et Forêts, les deux ruisseaux de Savoutier et du Sartay, qui encadrent le site étudié donnent lieu de temps à autre à des coulées boueuses;
- d'après l'examen de la pluviométrie journalière à Modane (fig. 1 et 2), on constate que certaines des coulées (19 au 22 Mai 1977) peuvent être corrélées avec de très fortes pluies, mais pas les autres (en particulier celles du 25 Février 1978, Mai et Juillet 1978).

L'étude entreprise a donc été orientée sur l'hydrogéologie du secteur et ses modifications ayant pu déclencher ce phénomène. Elle a compris des observations géologiques et hydrogéologiques, des reconnaissances géophysiques, une opération de multitraçage et des mesures de résistivité de l'eau.

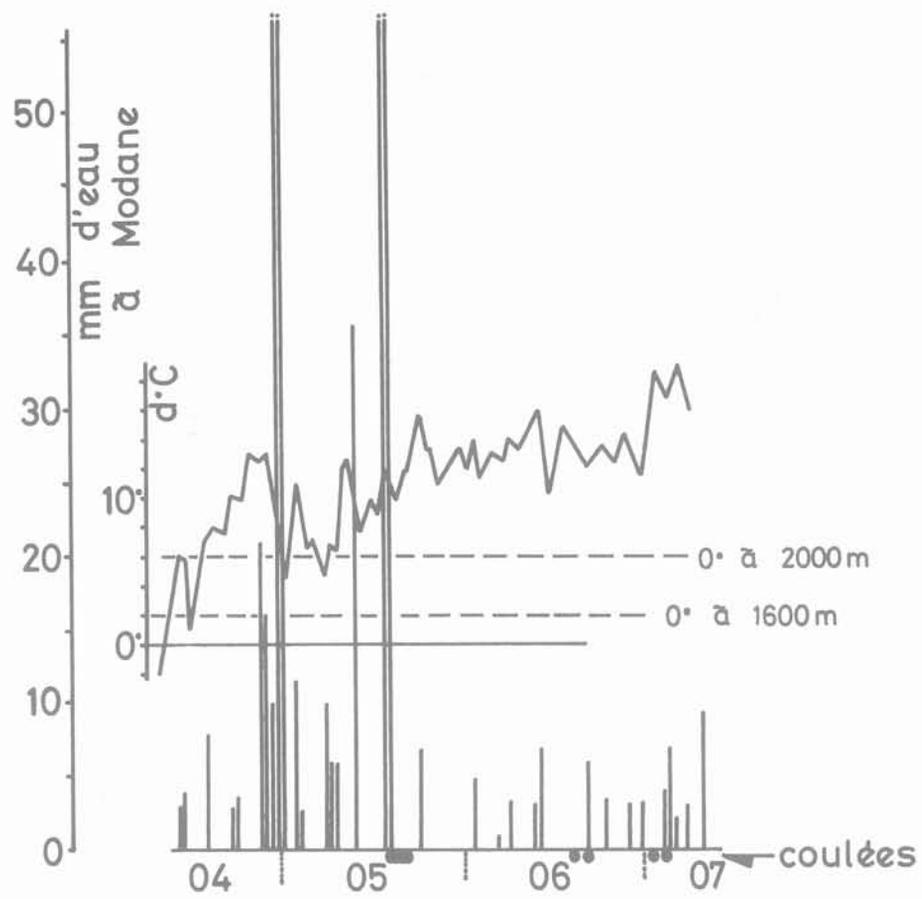


Fig. 1 Pluviométries et températures en 1977

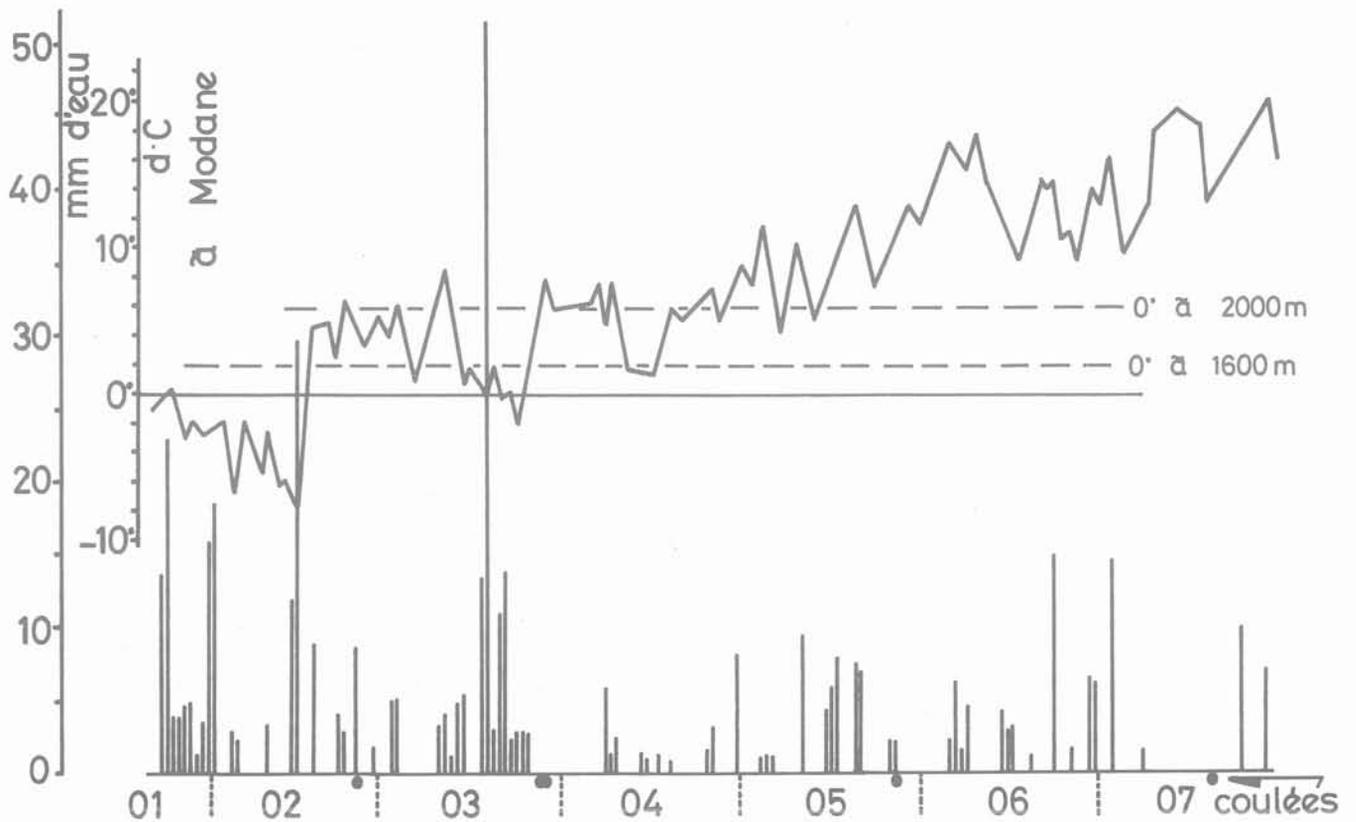


Fig. 2 Pluviométries et températures en 1978

### 3 Principales observations géologiques

Le versant qui domine la RN 6 a été étudié jusqu'au replat des Dérozes à 1950 m d'altitude. On peut y distinguer de haut en bas (fig.3) :

- une zone supérieure formée de falaises rocheuses fracturées, de pente moyenne 50° (de 1900 à 1600 m d'altitude),
- de 1600 à 1500 m une zone d'éboulis récents de pente 20 à 30°,
- de 1500 à 1350 m une zone boisée de 35° de pente,
- de 1350 à 1150 m une zone en pente plus douce (25°) autrefois couverte de prairies,
- de 1150 à 1000 m la pente de 37-40° dominant la RN 6.

Cette succession irrégulière de pentes et l'examen des photographies aériennes montre que tout le versant, jusqu'au replat des Dérozes, correspond à un glissement ancien de grande importance, ayant intéressé une épaisseur de l'ordre de 100 m de rocher. La largeur totale de ce glissement est de 800 m environ et le secteur qui a donné naissance aux coulées représente son pied E.

Ce secteur est à présent limité par 2 torrents :

- le ruisseau de Savoutier côté W,
- le ruisseau de Sartay côté E.

Le substratum rocheux est formé de grès et de schistes gréseux et micacés du houiller. On l'observe dans l'ancienne niche d'arrachement entre 1600 et 1900 m d'altitude. Les couches de direction NS ont un pendage de 15° vers l'W. Elles sont affectées de fauchage sur une épaisseur de 5 à 15 m, ce qui provoque des éboulements alimentant les éboulis vifs qu'on trouve en-dessous.

Dans le reste du versant, n'affleurent que des terrains de couverture, à savoir :

- des éboulis proprement dits formés de blocs de grès jusqu'à plusieurs m<sup>3</sup> et de schistes dans une matrice silto-argileuse. Cette matrice peut être plus ou moins argileuse selon la nature de la roche d'origine (schistes anthraciteux ou non);
- des éboulis à base de rocher très fissuré où on peut observer encore des paquets de couches de 10 à 15 m.

### 4 Reconnaissances géophysiques

Les profils sismiques et électriques avaient pour but de rechercher éventuellement un substratum en place, d'une part, et d'autre part de préciser les hétérogénéités des terrains de couverture.

Les trois profils géophysiques ont été exécutés, le 1<sup>er</sup> à 50 m au-dessus de la RN 6, après départ des coulées, le 2<sup>e</sup> à 80-100 m au-dessus de la RN 6 au sommet des arrachements, le 3<sup>e</sup> à 120 m environ au-dessus de la RN 6 sur une piste forestière. Ils ont compris des profils sismiques de 110 m de long réalisés à l'explosif (5 tirs) avec un enregistreur à 12 pistes (en collaboration avec l'I. R. I. G. M.) et des sondages électriques réalisés selon le dispositif de Wenner avec  $AB_{max} = 72$  m, les centres des sondages étant distants de 20 m.

Sur le profil inférieur, la sismique permet de repérer à 10-15 m de profondeur un substratum caractérisé par  $V_e = 2160$  m/s, ce qui indique du rocher fissuré, surmonté de 2 couches l'une à 1450 m/s, l'autre à 1000 m/s. Les résistivités varient de 400 à 1200  $\Omega \cdot m$  sur les 3 à 5 premiers mètres puis diminuent (200 à 400  $\Omega \cdot m$ ). On peut interpréter ces données comme indiquant la possibilité d'existence d'une nappe ( $V_e = 1450$  m/s) dans la partie basse du versant à 4 ou 5 m de profondeur.

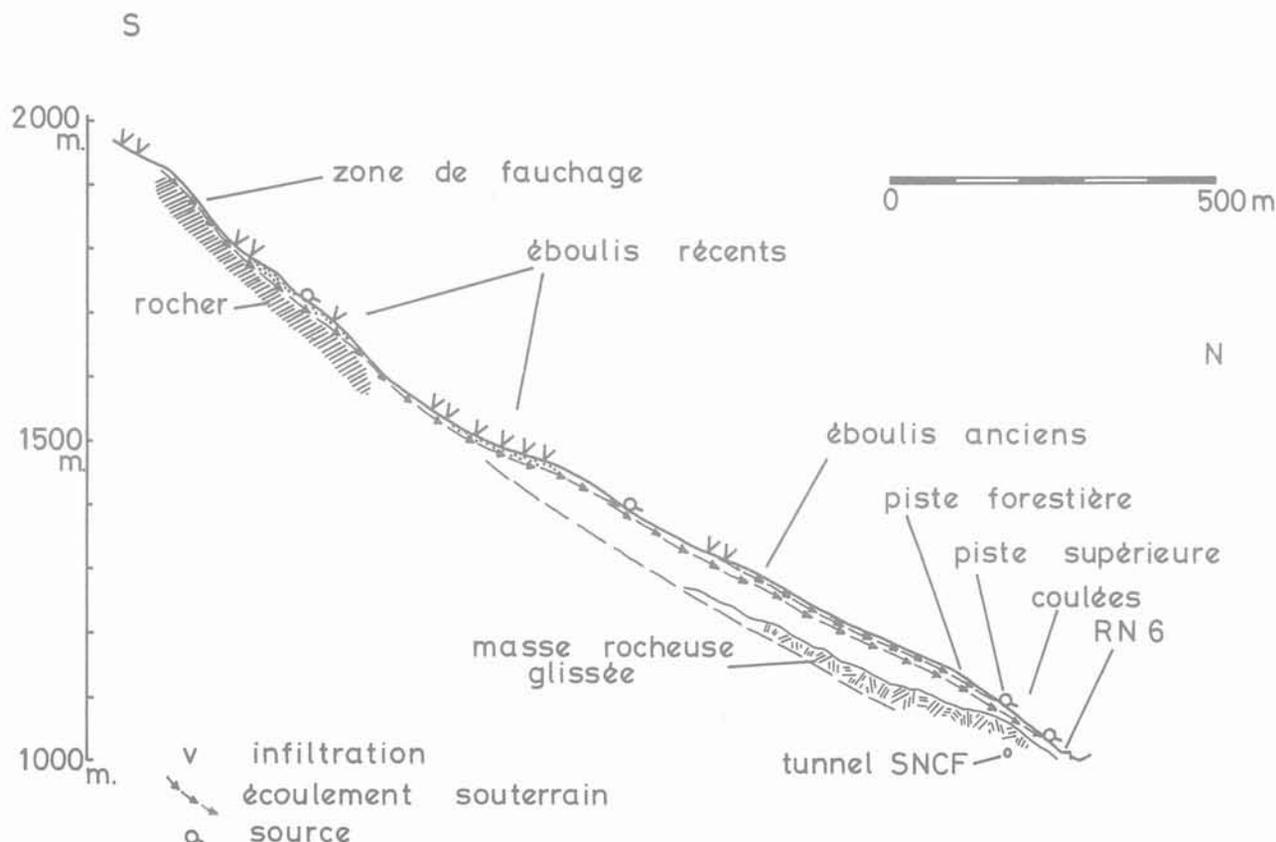


Fig. 3 Coupe hydrogéologique

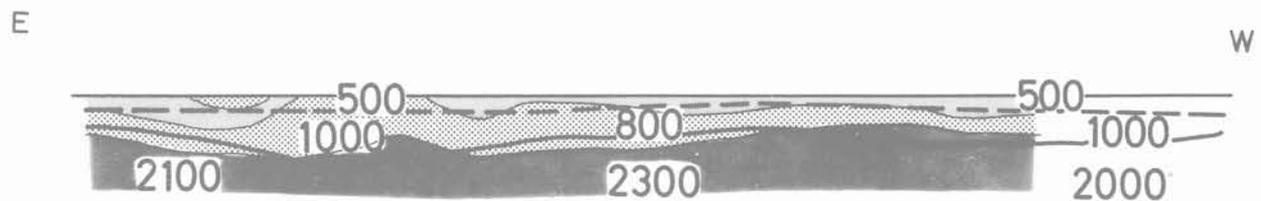


Fig. 4 Profil géophysique sur la piste supérieure

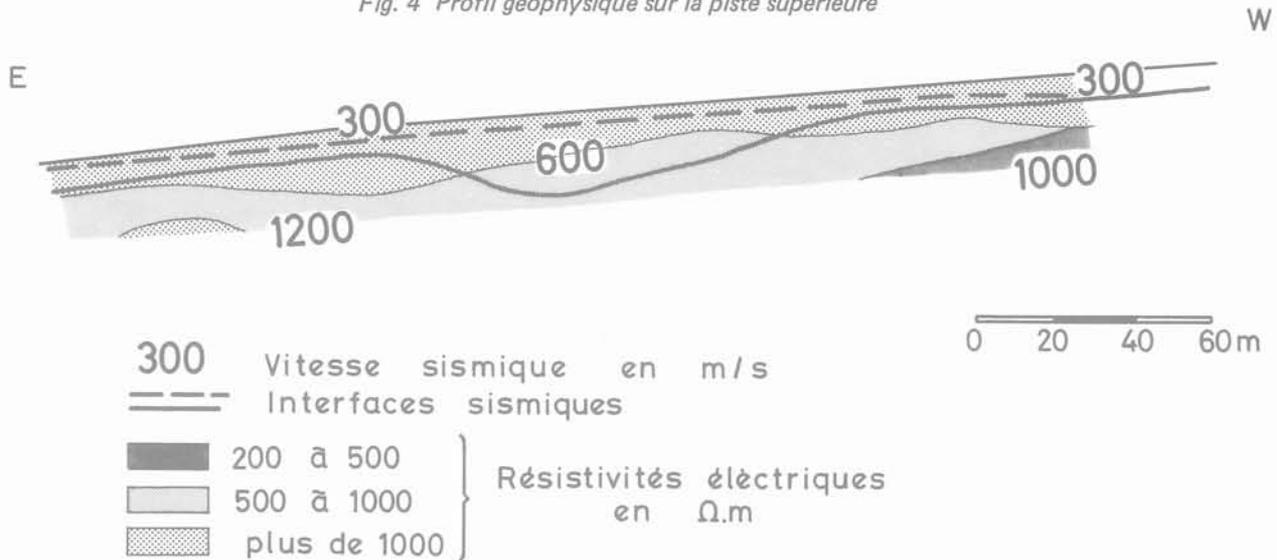


Fig. 5 Profil géophysique sur la piste forestière

Sur le profil intermédiaire, la sismique permet de repérer un substratum à 2000-2300 m/s à une profondeur de 7 à 20 m. Au-dessus on trouve une couche à 740-1070 m/s, puis sur 2 à 5 m en surface une couche à 420-500 m/s. Les résistivités correspondant au substratum sismique sont de 180 à 600  $\Omega \cdot m$ . Au-dessus elles augmentent (1600 à 2400  $\Omega \cdot m$ ) indiquant que la partie inférieure des éboulis n'est vraisemblablement pas saturée. Enfin, dans la tranche superficielle de 1 à 5 m, les résistivités sont variables de 400-600  $\Omega \cdot m$  à 3000  $\Omega \cdot m$ , indiquant la possibilité de circulations d'eau localisées dans cette tranche (fig. 4).

Enfin, sur le profil supérieur, la sismique ne repère plus de substratum, lequel doit se situer à plus de 35-40 m de profondeur, ou bien est très brisé, car les vitesses sont de 1070 à 1330 m/s. Les terrains de couverture sont peu compacts puisqu'on trouve une couche à 500-600 m/s jusqu'à 20 m de profondeur au maximum. Ces éboulis ont des résistivités de 1200 à 2000  $\Omega \cdot m$ , ce qui exclut la présence d'une nappe d'eau. La couche sous-jacente a une résistivité de 500 à 800  $\Omega \cdot m$ . Elle peut correspondre soit à de l'éboulis avec matrice argileuse, soit au substratum fissuré (fig. 5).

Ces reconnaissances ont donc permis de préciser qu'il n'existe pas de nappe dans le versant, tout au moins pas à moins de 20 ou 30 m de profondeur environ, sinon on aurait des mouvements d'ensemble de tout le versant, y compris la RN 6. Mais le rocher fissuré est le siège de circulations d'eau comme le prouvent les observations faites sur le tunnel S.N.C.F. Enfin, en partie basse (20 à 30 m dominant la route) il semble exister une nappe à 4 ou 5 m de profondeur. Elle n'a été repérée que dans la partie Est et peut correspondre aux venues d'eau par le rocher fissuré.

Par conséquent, les venues d'eau observées lors des coulées ne peuvent être associées à une nappe dont le niveau serait remonté. Leur origine a été éclaircie par les diverses observations hydrogéologiques.

## 5 Observations hydrogéologiques

Les observations faites sur le terrain :

### 5.1 Écoulements superficiels

Les principaux sont les deux ruisseaux de Savoutier et de Sartay qui prennent naissance dans les arrachements supérieurs vers 1600 à 1900 m d'altitude, par suite de la réunification de petits ruisseaux. Plusieurs observations sont importantes :

- le ruisseau de Savoutier, qui au printemps 1978 coulait jusqu'à l'Arc, se perdait en Septembre 1978 dans son propre lit, à 1440 m d'altitude;
- d'après les photos aériennes de 1970, il semble que le ruisseau de Savoutier alimentait en fait le ruisseau de Sartay par « capture » vers 1500 m d'altitude;
- fin Juin 1978, le ruisseau de Sartay, en crue par suite de la fonte des neiges, est sorti de son lit vers 1350 m d'altitude et une partie des eaux s'est déversée en rive gauche pour atteindre l'extrémité W des arrachements dominant la RN 6;
- on observe enfin plusieurs niveaux de pertes dans le versant. L'une correspond à la zone d'éboulis récents entre 1500 et 1650 m d'altitude (voir fig. 6). L'autre correspond à la cote 1300-1350 m entre les 2 ruisseaux : plusieurs écoulements, provenant de sources, se perdent à ce niveau.

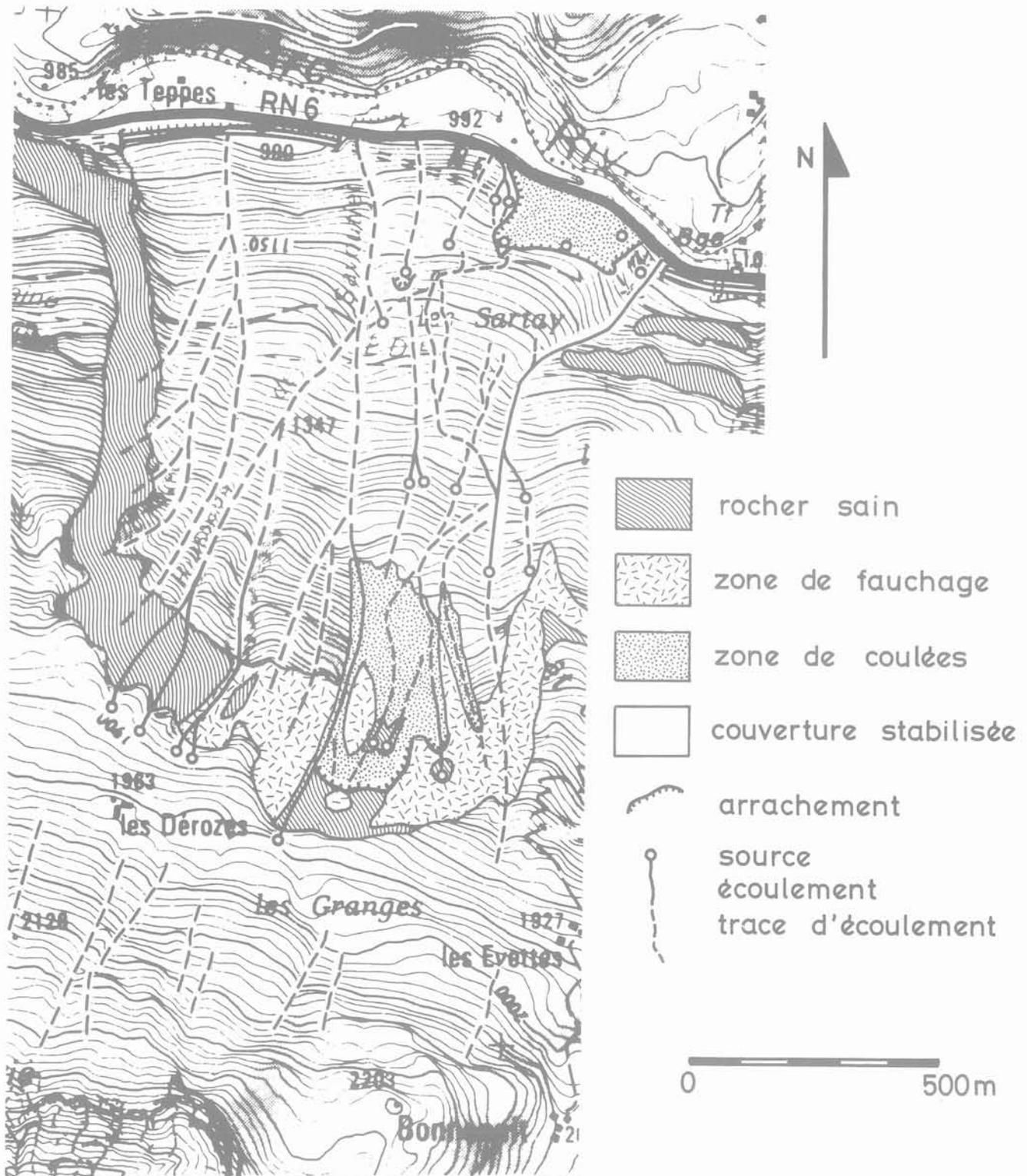


Fig. 6 Carte géologique

## 5.2 Sources

Tous les mouvements survenus en 1977 et 1978 ont fait apparaître des sources, invisibles auparavant à cet endroit du versant. Le premier niveau de ces sources est situé à 30-50 m au-dessus de la RN 6. D'autres sources existent actuellement à cette cote dans la partie de terrain n'ayant pas bougé, côté La Praz. Le deuxième niveau de sources apparues lors des coulées est situé à 80-100 m au-dessus de la RN 6.

D'autres sources existent dans le versant, notamment l'une à 1175 m d'altitude, liée à un glissement superficiel, et d'autres vers 1380 m d'altitude, entre les 2 ruisseaux. Les écoulements de ces dernières se perdent 50 m plus bas (voir plus haut).

## 5.3 Écoulements d'eau à faible profondeur

On a de plus des preuves d'existence de circulations d'eau (ou des possibilités de telles circulations) à faible

profondeur, localisées dans des chenaux plus perméables :

- lors de l'exécution d'une piste pour les drainages, dans la partie supérieure des arrachements, on a observé que certaines arrivées d'eau correspondaient à des passages très perméables formés de blocs remplissant des chenaux profonds de 1 à 2 m, creusés dans l'éboulis, et situés juste sous la surface du sol;
- l'une des pertes décrites au paragraphe précédent, à 1 300 m d'altitude, se situe dans un talweg, qui est sec en aval de la perte, et rempli de végétation. En suivant ce talweg (« talweg central »), nous avons abouti à la source située à 1 175 m d'altitude, laquelle a donné lieu en 1977 à un glissement localisé. Il y a donc très probablement un écoulement souterrain dans ce talweg sur 350 m de long, et à très faible profondeur.

## 6 Opération de multitraçage et mesures annexes

A ce stade de l'étude nous avons suffisamment d'éléments pour supposer que les sources apparues lors des coulées étaient alimentées par des circulations localisées dans des chenaux perméables, enterrés à plus ou moins grande profondeur. Le problème était de préciser comment avaient pu être alimentés ces chenaux, et à quel endroit. Pour cela, nous avons réalisé, en collaboration avec l'Institut Dolomieu, une opération de traçage par plusieurs colorants utilisés simultanément, et une série de mesures de résistivité de l'eau.

### 6.1 Multitraçage

Le multitraçage a été réalisé du 27 Octobre 1978 au 8 Novembre 1978, ce qui correspond à une période d'étiage où les colorants ne sont pas excessivement dilués. On a injecté 3 colorants (fig. 7) :

- du bichromate de potassium au point I, correspondant à une infiltration locale à 1 350 m, en RG du torrent de Sartay,
- de la fluoresceine au point II, correspondant à l'infiltration repérée dans le talweg central à 1 330 m d'altitude,
- de la rhodamine WT à la perte du ruisseau de Savoutier, à 1 440 m d'altitude.

On a choisi 5 points de prélèvement correspondant à des sources de la cote 1 050, ou de la cote 1 100, ou enfin à la source située au débouché du « talweg central ».

La rhodamine n'a été retrouvée nulle part. Le bichromate est réapparu au bout de 12 à 14 h au point 4 correspondant aux sources déjà captées à la cote 1 100 (concentration 1 à  $2 \cdot 10^{-7}$  pour une injection de 500 g pour 10 l). La fluoresceine est réapparue au point 1 au bout de 12 à 13 h, et au point 5 au bout de 11 h. Les concentrations mesurées ont été faibles ( $5 \cdot 10^{-10}$  pour une injection de 600 g pour 4 l de solution alcoolisée).

On peut immédiatement tirer plusieurs conclusions :

- il est possible de préciser la correspondance entre les zones d'infiltration et les zones de sortie d'eau (fig. 7). En particulier les eaux ressortant vers 1 050 m ne proviennent pas de l'un des 3 points d'infiltration choisis, alors que celles ressortant

vers 1 100 m proviennent soit du point I, soit du point II. Il y a donc plusieurs écoulements indépendants et superposés;

- les temps de parcours permettent de calculer les vitesses d'écoulement dans le terrain. On arrive à 30 m/h ou 0,8 cm/s. Ceci confirme clairement qu'il s'agit de chenaux très perméables. En effet les éboulis sont des sols de la classe GM, à granulométrie étalée contenant 12 à 20 % de fines (< 0,1 mm). Pour de tels matériaux, l'ordre de grandeur de perméabilité est de  $10^{-4}$  à  $10^{-7}$  cm/s (Sherard et al, Earth and earth-rock dams, 1967).

### 6.2 Mesures de résistivité

On a mesuré les résistivités de l'eau en divers points du versant. Les résultats sont donnés à la figure 8, et permettent de confirmer les résultats du traçage. En effet les eaux du site ont des résistivités de 30 à 40  $\Omega \cdot m$  ce qui correspond à une faible minéralisation. Mais l'eau se minéralise au fur et à mesure qu'elle circule dans le terrain, ce qui entraîne une diminution de sa résistivité.

Par exemple, pour le cheminement repéré entre les points II et 5, sur une longueur de 330 m, la résistivité de l'eau passe de 44,8  $\Omega \cdot m$  à 38,3  $\Omega \cdot m$ . On retrouve un gradient analogue entre les points I et 4 (diminution de la résistivité de 39,7 à 31,5  $\Omega \cdot m$  pour 400 m de parcours).

Si on considère donc que dans de tels chenaux le gradient de résistivité ramené à 1 m de parcours est en moyenne de 0,02  $\Omega \cdot m/m$ , on peut conclure que l'eau du point 2 ( $\rho = 35 \Omega \cdot m$ ) ne peut provenir d'infiltration au point I, situé environ à 500 m, car la résistivité de l'eau devrait y être de 45  $\Omega \cdot m$  au moins. De même, l'eau ressortant à proximité de la RN 6 ( $\rho = 21,5 \Omega \cdot m$ ) provient a priori de zones d'infiltrations plus lointaines car elle est plus fortement minéralisée.

## 7 Synthèse des données. Mécanisme probable des coulées

A ce nouveau stade de l'étude, on peut déjà tirer un certain nombre de conclusions.

- Les terrains compris entre les ruisseaux de Savoutier et de Sartay sont des terrains anciennement glissés dont la limite supérieure remonte à 1 900 m d'altitude. Ces terrains sont formés, en profondeur, de paquets rocheux (schistes et grès) fracturés, avec circulations d'eau dans les fissures (tout au moins en partie basse du versant). Ces masses rocheuses sont recouvertes de 10 à 50 m d'éboulis de schistes et grès. Ceux-ci deviennent de plus en plus argileux vers la base du versant (diminution des résistivités) où il semble exister une nappe à 4 ou 5 m de profondeur. Le reste des éboulis n'est pas saturé et contient un certain nombre de chenaux perméables vraisemblablement indépendants. Ces chenaux débouchent dans le talus naturel dominant la RN 6 sur 100 m de haut, à des altitudes différentes.
- On a pu mettre en évidence le lien existant entre deux zones d'infiltration visibles à 1 300-1 350 m et plusieurs sources situées à 1 100-1 175 m d'altitude dont certaines ont donné lieu à des coulées en 1977-78. L'origine des sources apparues vers 1 050 m lors des coulées de 1977 n'a pas été prouvée mais il est logique de penser qu'elles sont

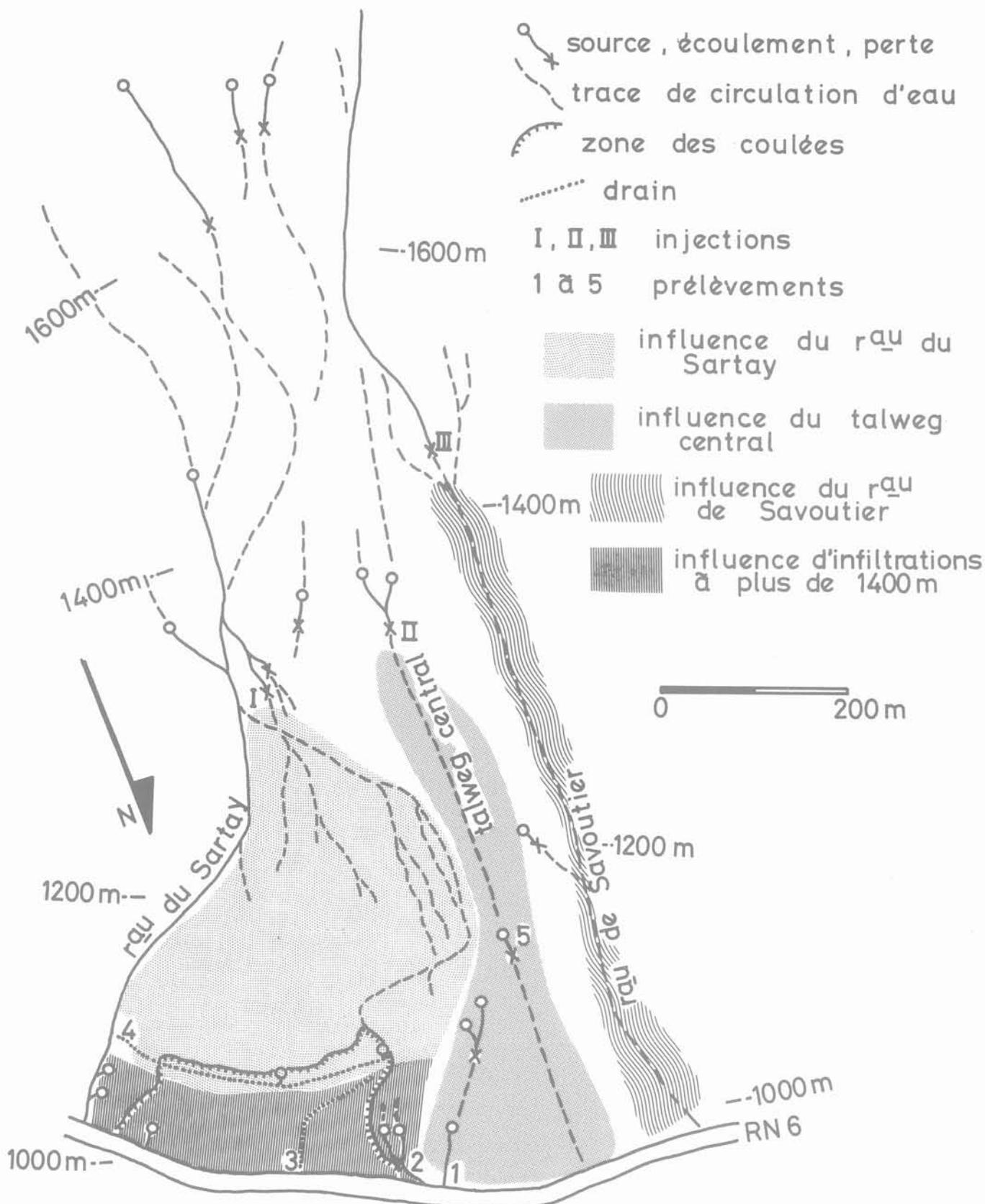


Fig. 7 Multitraçage

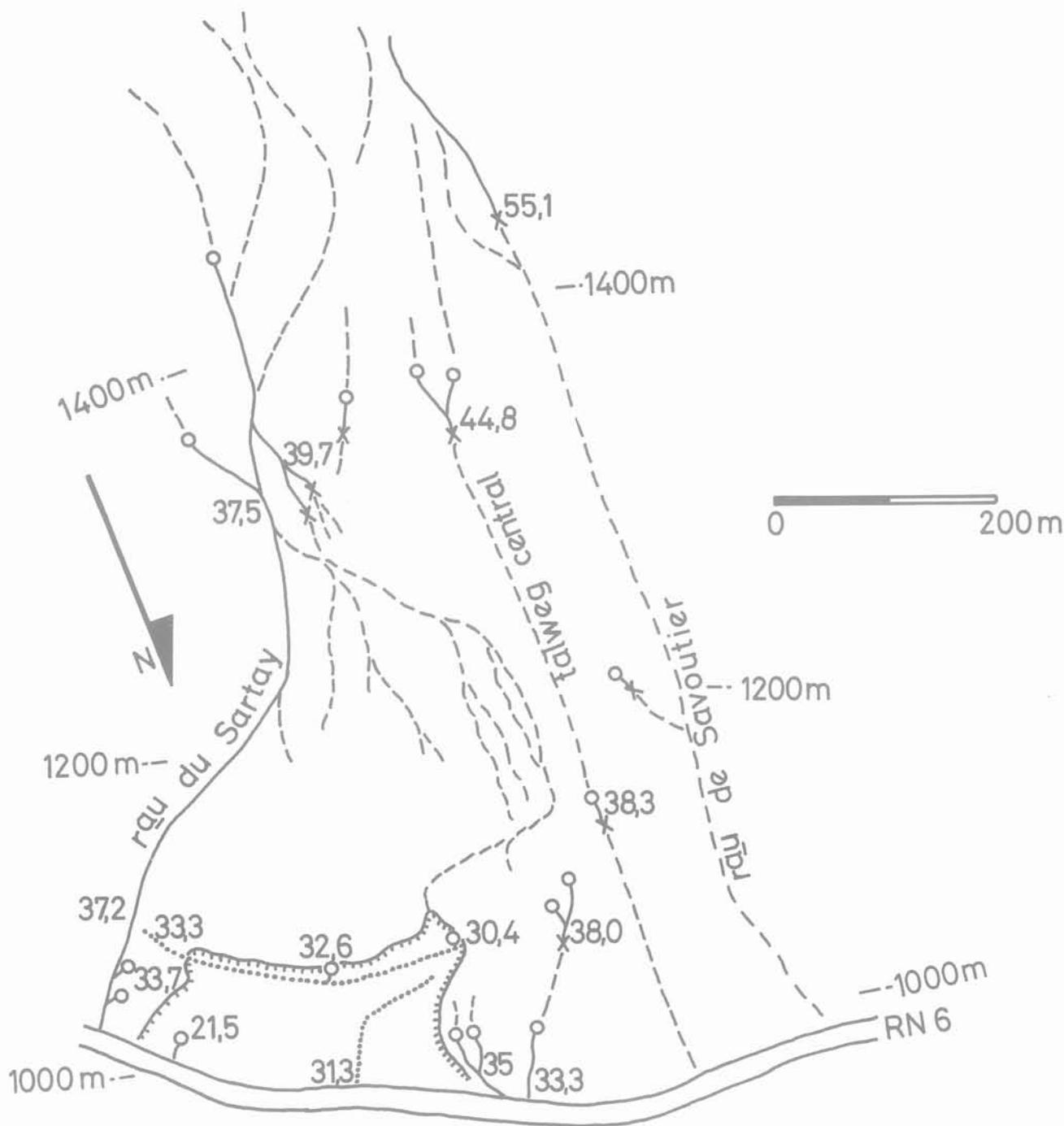


Fig. 8 Résistivités de l'eau en  $\Omega m$

liées à des infiltrations dans les éboulis vifs vers 1500-1650 m (voir coupe fig. 3).

Comme avant 1977, dans la zone des coulées, aucun écoulement n'était visible, on peut supposer que les coulées sont dues à une brusque augmentation de débit dans les chenaux aboutissant aux sources, le débit initial étant nul ou très faible. Les sorties normales de ces chenaux étaient recouvertes de 2 à 3 m de terre végétale et d'éboulis récents. C'est cette épaisseur de terrain qui s'est mise en mouvement sous l'effet de l'augmentation de pression interstitielle.

Comment ces chenaux ont-ils pu se trouver alimentés

brutalement? La raison peut être trouvée, à notre avis, dans l'observation de plusieurs faits :

- si les hivers 1976-77 et 1977-78 ne sont pas exceptionnels sur le plan de la pluviométrie, on peut néanmoins corréler un certain nombre de coulées soit avec de fortes pluies, soit avec des redoux très marqués, en particulier les coulées du 25-02-1978 et 28 et 30-03-1978. On a alors une crue des torrents pouvant entraîner leur débordement ou même leur divagation, d'où des infiltrations aléatoires pouvant aboutir à des chenaux préexistants;

- en partie haute, l'activité des éboulements dans l'ancienne niche d'arrachement a augmenté depuis quelques années, d'après les Eaux et Forêts. Il y a, dans la zone d'éboulis vifs entre 1 500 et 1 650 m d'altitude de nombreuses traces de divagations (lits abandonnés), de dépôts de coulées boueuses n'ayant pas été plus bas (ce qui fait qu'au niveau de la RN 6 seules quelques coulées épisodiques ont été observées dans les lits des ruisseaux). Dans ces dépôts de coulées on trouve des troncs d'arbres, qui peuvent former des barrages temporaires s'ils se mettent en travers et permettent ainsi des changements de lit.

On peut alors expliquer de la manière suivante les coulées de 1977 et 1978. Au printemps 1977, plusieurs coulées ont dû se produire en partie haute, entraînant des changements de lit des deux ruisseaux et des infiltrations. L'eau a ainsi envahi des chenaux perméables débouchant vers 1 050 m, au-dessus de la RN 6 ou elle a fini par déclencher les grosses coulées des 19 et 22 Mai 1977. La longueur de parcours étant de 900 m, si les vitesses moyennes étaient de 30 m/h, le temps nécessaire est de 30 h. On peut donc lier ces coulées aux très fortes pluies du 18 et 19 Mai, ayant provoqué une augmentation de débit brutale. Les coulées de Juin et Juillet 1977 peuvent être liées à la fonte des neiges au-dessus de 2 000 m d'altitude.

La coulée du 25 Février 1978 peut être mise en correspondance avec un redoux très marqué à partir du 17 Février, entraînant une fonte des neiges au moins jusqu'à 1 600 m d'altitude. C'est le cas aussi des coulées des 28 et 30 Mars. Mais en 1978 on sait de plus que le ruisseau de Sartay est sorti de son lit vers 1 300-1 350 m d'altitude et on sait que les infiltrations à ce niveau aboutissent à diverses sources de la cote 1 100 m. Ceci expliquerait que les coulées de 1978 ont démarré, en général, plus haut que celles de 1977.

On constate ainsi que le phénomène est d'origine naturelle, et qu'il peut être aléatoire car les infiltrations dépendent des débordements. Ces derniers peuvent être liés soit à l'augmentation de débit, soit à des barrages temporaires provoqués, dans les lits des ruisseaux, par des matériaux de petites coulées boueuses.

On peut alors conclure sur le principe des travaux qui seraient les plus efficaces soit pour empêcher l'extension du phénomène, soit pour empêcher qu'il se reproduise.

- Captage de toutes les sources mises en évidence après le départ des coulées, dans le but d'éviter l'érosion régressive.
- Captage des sources actuellement visibles vers 1 050-1 100 m d'altitude et situées à l'W de la zone des coulées.
- Captage des écoulements superficiels visibles vers 1 300 m d'altitude et situés entre les ruisseaux de Savoutier et de Sartay pour diminuer les infiltrations dans le terrain.
- Travaux de rectification du lit du ruisseau de Sartay entre 1 200 et 1 360 m pour éviter de nouveaux débordements à l'avenir.

Une partie de ces travaux a déjà été réalisée par les Services de l'Équipement de Modane, et depuis l'été 1978 la partie basse est stabilisée.

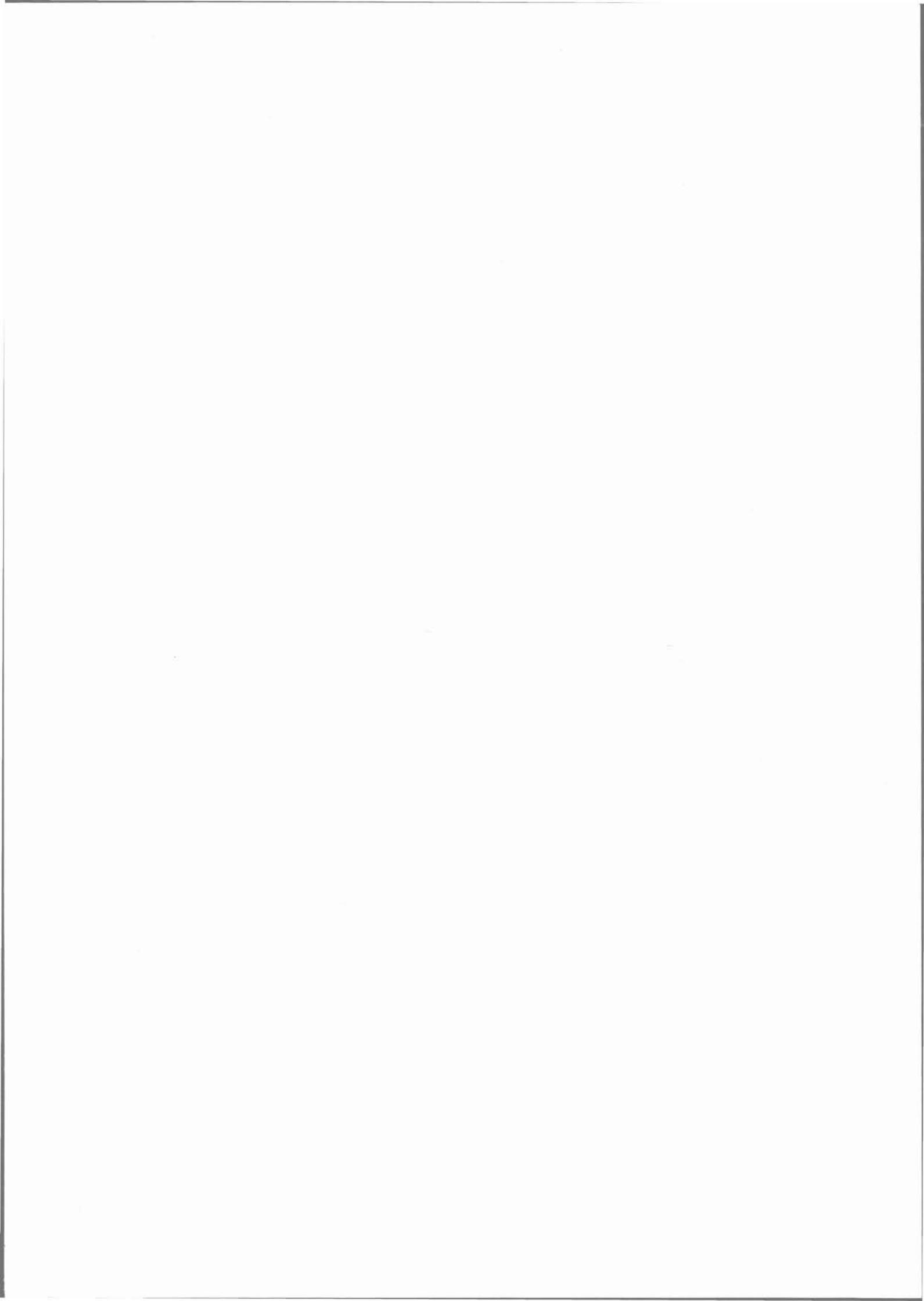
#### *Remerciements*

Nous remercions vivement Monsieur Bailly, Ingénieur TPE à Modane, pour l'aide apportée à la réalisation de l'étude ainsi que pour l'autorisation de publication des résultats obtenus.

Nous remercions également Monsieur Fourneaux, de l'Institut Dolomieu, et Monsieur Simonnet, de l'I. R. I. G. M., pour leur collaboration aux opérations de multitraçage et de prospection sismique.

#### **Référence bibliographique**

Sherard J.L. et al (1963) « Chap. 4. Explorations for foundations and embankment construction materials ». Earth and Earth-rock Dams. 3<sup>e</sup> ed. John Wiley and Sons Inc. 1967. p. 269.



# détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés

par

**J. Bonvallet**

Ingénieur au Centre d'Études et de Recherches des charbonnages de France\*

**C. Chambon**

Professeur à l'École des Mines de Nancy

Il existe dans plusieurs régions françaises d'anciennes exploitations souterraines de calcaire, de craie ou de gypse, autrefois activement exploitées pour la construction et qui posent aujourd'hui des problèmes de stabilité, notamment au voisinage des centres urbains. Dans le seul département du Nord par exemple, on estime à environ 2000 ha l'étendue de l'ensemble des carrières souterraines dont certaines dateraient du VII<sup>e</sup> siècle.

Pour faire face à ce problème, un Service Départemental d'Inspection des Carrières Souterraines (S. D. I. C. S.) a été créé en 1967, par le Conseil Général du Nord et placé sous l'autorité de l'arrondissement minéralogique du Nord-Pas-de-Calais, actuellement Direction Interdépartementale de l'Industrie. Il a pour missions la localisation, le relevé des plans et la surveillance des carrières souterraines, ainsi que la diffusion de l'information qu'il recueille. Aujourd'hui un peu plus de 500 ha de carrières de craie ont fait l'objet de levés topographiques précis, à des profondeurs variant de 6 à 30 mètres.

Depuis 1974, le Cerchar a entrepris, à la demande du S. D. I. C. S., dans le cadre de son programme de recherches pour le Service des Techniques du Sous-sol et de l'Environnement industriel, l'étude de la stabilité de ces carrières souterraines. Cette recherche a été conduite en collaboration avec le S. D. I. C. S., avec deux objectifs :

- définir des critères simples de stabilité ou d'instabilité des carrières souterraines;
- définir des moyens de stabilisation des terrains aussi peu onéreux que possible lorsque cela est nécessaire.

Au cours des quatre premières années, elle a porté principalement sur des carrières exploitées par chambres et piliers où le problème de la stabilité des

piliers apparaît comme crucial, et elle a permis de mettre au point des outils, et une méthode de travail qui a été depuis appliquée avec succès, par la même équipe du Cerchar, sur d'autres sites. L'article qui suit présente cette méthode d'étude et les résultats qu'elle a permis d'obtenir sur un exemple.

Cette recherche se poursuit actuellement par la mise au point de nouveaux outils et l'étude des critères de stabilité des carrières souterraines où le risque de ruine apparaît immédiatement comme beaucoup moins lié à la résistance des piliers qu'à l'instabilité potentielle du toit (fontis, carrières exploitées en « bouteilles », etc.). (1)

L'étude de la stabilité d'un ouvrage souterrain se traduit communément par l'appréciation du *coefficient de sécurité statique*, défini comme le quotient de la charge admissible par le matériau, par la charge régnant dans le massif. La mise en œuvre de cette conception pose un certain nombre de problèmes que nous aborderons dans le cas simple des exploitations par chambres et petits piliers abandonnés, situées à faible profondeur, c'est-à-dire dont le recouvrement est inférieur à 30 mètres [1].

Après une première partie générale, où nous définissons le coefficient de sécurité comme une variable aléatoire, nous présenterons dans une deuxième partie l'étude d'un cas réel où sont confrontées méthode expérimentale et approche théorique.

(\*) Actuellement au B. R. G. M. — Service Géologique Régional Lorraine.

(1) Texte de M. Dejean, Ingénieur au C. E. R. C. H. A. R.

# I Coefficient de sécurité et risque de ruine

## 1 Dispersion des caractéristiques mécaniques des roches

D'un point de vue pétrophysique (et donc mécanique), les roches se distinguent des matériaux manufacturés obéissant à des normes, dans la mesure où elles sont le fruit d'actions multiples, parfois contradictoires, survenues pendant des dizaines, voire des centaines de milliers d'années.

La variabilité tant dans l'espace que dans le temps, est un phénomène qui doit être pris en compte et intégré au calcul d'un projet minier.

A une caractéristique mécanique, résistance à la compression par exemple, correspond une certaine distribution statistique caractérisée par une moyenne  $\bar{R}$  et un écart type  $\sigma$ . Pour déterminer la résistance limite  $R_L$  qui sera introduite dans les calculs, il est souvent fait appel à une relation :

$$R_L = \bar{R} - K\sigma$$

où est donné à  $K$  le sens d'un certain « facteur » de sécurité dont la valeur est fixée « a priori » et résulte, suivant les auteurs, soit de l'expérience minière [2], soit de la pratique statistique [3].

Le calcul du coefficient de sécurité  $F$  proprement dit résulte ensuite du quotient de la résistance limite par la valeur des sollicitations exercées. On voit ainsi apparaître entre le facteur  $K$  et le coefficient  $F$ , une ambiguïté que nous essayerons de lever dans le paragraphe suivant.

Les sollicitations prises en compte peuvent être calculées analytiquement et supposées constantes en tous les points de l'ouvrage minier. Elles peuvent aussi être calculées numériquement, par éléments finis par exemple, en tous les points du milieu discrétisé.

Le premier calcul aboutit à un coefficient de sécurité moyen, alors que le second permet de détecter les points singuliers où peut commencer la rupture.

## 2 Risque de ruine

Soit  $S$  le niveau des sollicitations. Nous le supposons tout d'abord constant en tous les points du massif. Par contre, la résistance est supposée dispersée, avec une certaine distribution statistique. Le risque de ruine est la probabilité  $\alpha = \text{Prob}\{R < S\}$ . L'importance de la dispersion a une influence considérable sur le risque [4]. Ainsi, pour les deux distributions représentées sur la figure 1, il correspond à une même sollicitation  $S$  les risques de  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  : le risque  $\alpha_2$  est supérieur au risque  $\alpha_1$  alors que la résistance moyenne  $\bar{R}_2$  est plus grande que  $\bar{R}_1$ .

En pratique, les sollicitations  $S$  régnant dans le massif sont variables parce que les dimensions des chambres et des piliers sont elles-mêmes variables. Supposons-les réparties de façon aléatoire suivant une certaine distribution. La figure 10 qui sera analysée dans la deuxième partie fournit un exemple de distribution observée.

Le risque de rupture se déduit alors de la comparaison des deux variables aléatoires  $R$  et  $S$  :  $\alpha = \text{Prob}\{S - R > 0\}$ . Pour un coefficient de sécurité

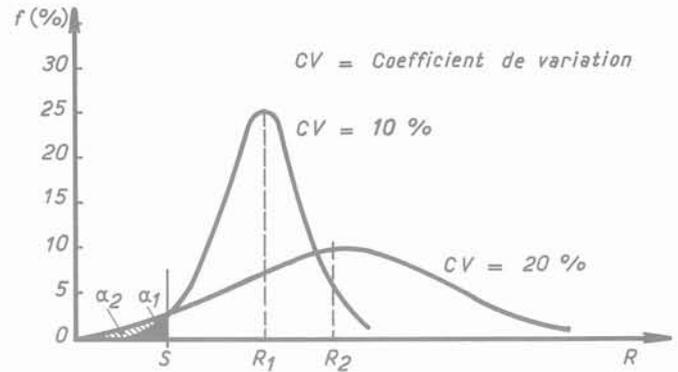


Fig. 1 Influence de la dispersion sur la détermination du «risque», d'après Coates (4)

donné,  $F = 1$  par exemple, la probabilité de rupture est la « surface de probabilité » limitée par la droite  $R - S = 0$ , sur la figure 2.

Le coefficient de sécurité, quant à lui, devient le quotient de deux variables aléatoires. Sa distribution de probabilité peut être estimée en calculant les quotients des  $n_i$  valeurs de  $R$  observées par les  $n_i$  valeurs de  $S$  déterminées expérimentalement ou bien calculées pour chaque pilier en fonction de ses dimensions et de celles des chambres. La figure 3 représente un exemple de fonction de répartition obtenue ainsi. Elle est, comme nous le montrerons dans la deuxième partie, passible d'un bon raccordement à une loi de probabilité log. normale.

## 3 Choix de la sollicitation tolérable

Pour un matériau et un ouvrage donnés, il importe de préciser laquelle des grandeurs mécaniques suivantes sera prise en compte dans le calcul :

- $R_f$  limite de fluage (résistance ultime),
- $R_e$  limite élastique,
- $R_c$  résistance instantanée.

Suivant le type d'exploitation et la nature du matériau, les conceptions varient avec les auteurs. Nous limiterons les considérations qui vont suivre au cas de la craie. En ce qui concerne ce matériau,  $R_f$  est toujours largement inférieur à  $R_c$ .  $0,5R_c < R_f < 0,8R_c$ . Autrement dit, les grandeurs  $R_e$  ou  $R_c$  conduiraient à des calculs optimistes. Cependant, la prise en compte de  $R_f$  peut être critiquée d'un double point de vue. D'une part, la détermination expérimentale de  $R_f$  pose un certain nombre de problèmes parce que les essais de fluage ne sont pas normalisés [5] et parce qu'ils ne sont pas forcément représentatifs : leur durée est toujours très courte (de quelques heures à quelques mois) et la taille des échantillons n'excède pas en général la dizaine de centimètres, d'où l'intervention probable d'un effet d'échelle. Plus pragmatiquement, d'autre part, certaines exploitations de craie à fort taux de défrèvement, où règnent des contraintes largement supérieures à la limite de fluage sont stables depuis plusieurs siècles. Les mesures de déformation effectuées au 1/100 de mm à Hordain, pendant près de

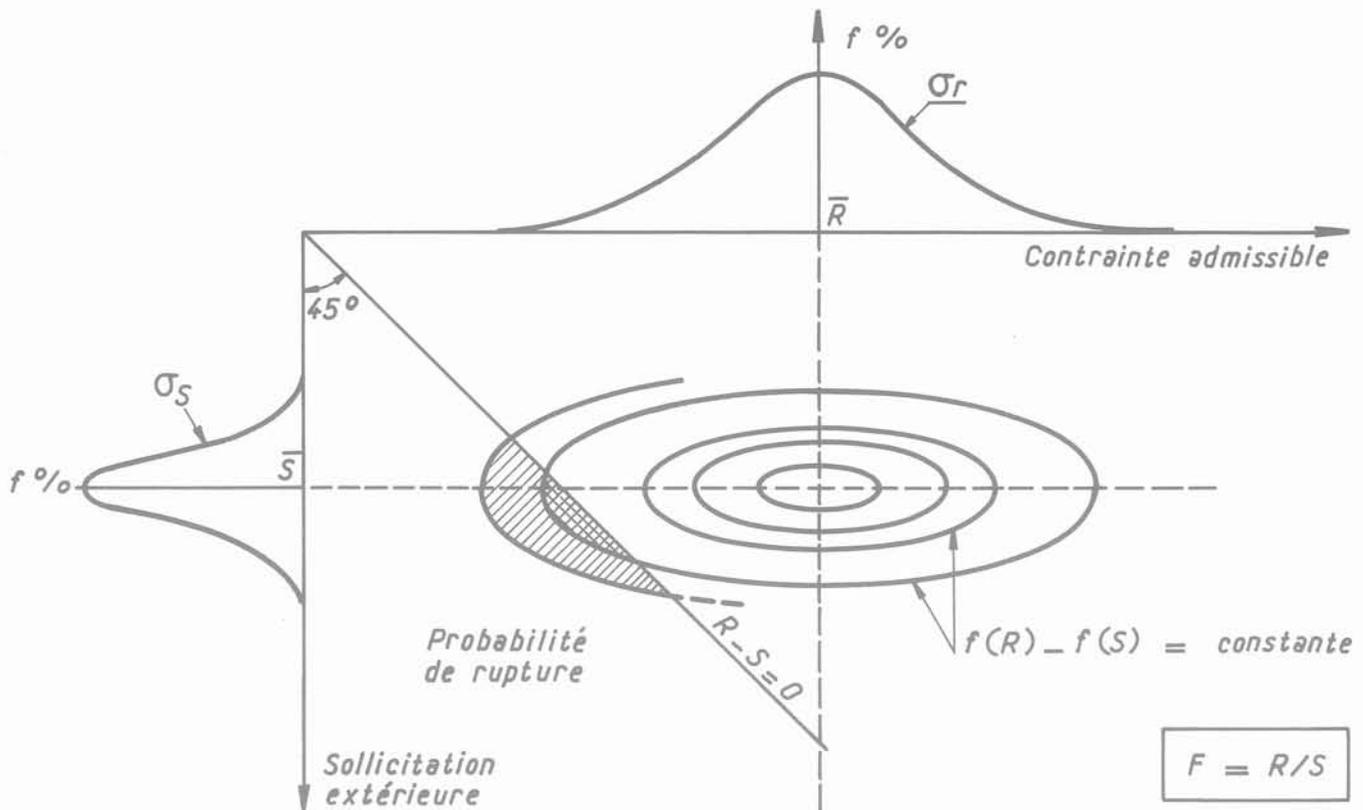


Fig. 2 Surface de rupture pour  $F = 1$  calculée à partir des distributions des deux variables aléatoires  $R$  et  $S$

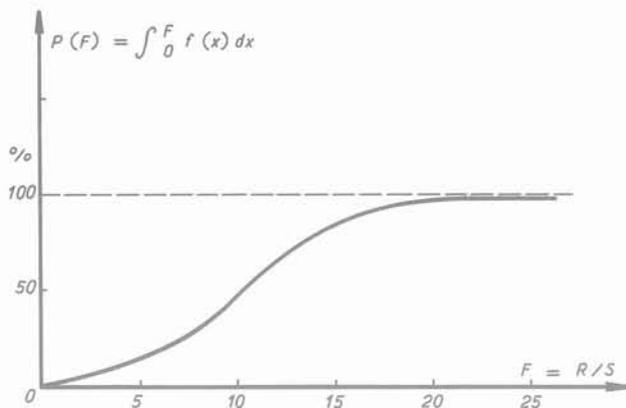


Fig. 3 Fonction de répartition de  $F = R/S$

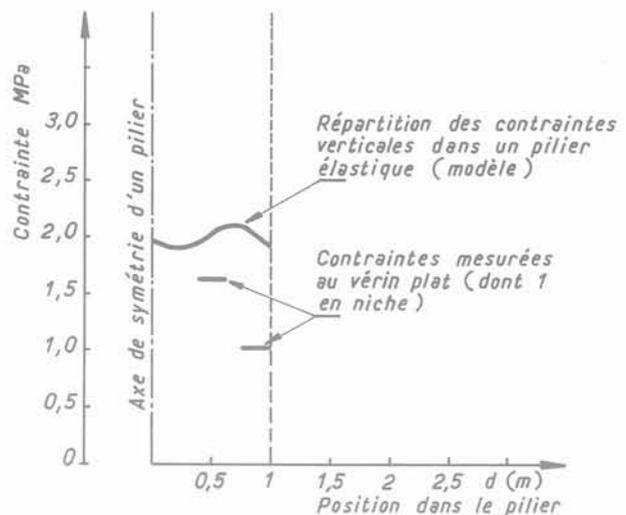


Fig. 4 Comparaison des contraintes verticales calculées par le modèle dans un pilier sain et des contraintes types mesurées dans un pilier fissuré

3 années [6] traduisent l'absence de déformations différées.

Les mesures de contraintes en surface ou en fond de niche, corroborent ces présomptions. Le matériau peut être dégradé en surface et caractérisé par un comportement complexe du type viscoélastoplastique alors que dans le cœur du pilier, la craie garde un comportement « sain » quasiment élastique.

La figure 4 illustre l'accroissement de la charge mesurée expérimentalement en allant vers le centre du pilier. Ce phénomène du report des contraintes vers l'intérieur du pilier a déjà été observé [7], lors de mesures de contraintes au vérin plat, dans une carrière de craie de la région parisienne. Les piliers carrés de 8 à 10 m de section ont subi, sous la charge, une accommodation irréversible.

Ces mécanismes sont identiques, à petite échelle, à ceux mis en évidence dans les tunnels et grandes cavités [8]. On observe rarement des ruptures différées sur les parois d'une excavation dans la craie et il se produit vraisemblablement une adaptation plastique des contraintes autour de la galerie, de sorte que les accommodations tangentielles à la paroi s'adaptent à la résistance ultime de la craie.

Les travaux d'E.D.F. témoignent de la très grande faculté d'adaptation de la craie aux sollicitations, à condition que l'eau puisse être évacuée librement. A Venteuil, les déformations ont été plus faibles que celles calculées par un modèle d'éléments finis dans l'hypothèse élastique [9, 10].

De même, à Paluel, la craie de qualité médiocre ( $3\text{MPa} < R_c < 5\text{MPa}$ ) a présenté un excellent comportement malgré des contraintes tangentielles égales à  $3,4\text{MPa}$  (mesurées au vérin plat) [11].

Pour la craie saturée, on peut donc choisir un taux de travail supérieur; mais il donnera lieu à des déformations différées, liées [8] aux mouvements de l'eau interstitielle et au comportement visqueux du squelette solide. Or la dissipation des pressions interstitielles est un phénomène lent dans les milieux poreux comme la craie, caractérisés par une faible perméabilité. Si la sollicitation est trop forte et proche de  $R_c$ , le temps nécessaire pour obtenir la rupture est court (nul pour  $R_c$ ) et les pressions interstitielles ne sont pas dissipées.

Les propriétés d'accommodation de la craie saturée nous incitent à choisir la limite élastique  $R_e$  correspondant aux déformations longitudinales, qui se situe généralement entre 0,8 et 0,9 $R_c$  pour ce matériau.

#### 4 Les modèles de comportement

La connaissance de la répartition des sollicitations nécessite un grand nombre de mesures pour être crédible et autoriser une prévision objective.

En ce qui concerne la mécanique des exploitations par petits piliers abandonnés, et surtout à faible profondeur, il semble que l'aspect déterminant soit celui de la charge appliquée sur les piliers et de la répartition des contraintes qui en découle. La réaction du toit et du mur à ces efforts constitue un deuxième aspect dont l'importance est conditionnée par les discontinuités tectoniques (failles, diaclases) et stratigraphiques (diasthèmes, épaisseur du premier banc du toit, etc.).

Les modèles de comportement résultent de la confrontation des données expérimentales (mesure des contraintes essentiellement) et des calculs théoriques. Affinés de proche en proche, ces modèles permettent l'obtention d'une distribution théorique des contraintes, autorisant le calcul d'un coefficient de sécurité  $F$ .

Expérimentalement, les contraintes sont mesurées par la méthode du vérin plat [12, 13] et par celle de la rosette des déformations.

D'un point de vue théorique, la quantification des contraintes comporte 2 volets :

- une analyse globale des efforts qui peut être résolue analytiquement ou numériquement (éléments finis à 2 ou 3 dimensions),
- une analyse détaillée des efforts, qui vise à étudier l'influence de la géométrie des piliers. Pour ce faire, on utilise également la technique des éléments finis.

Tout l'intérêt de ces calculs réside dans leur confrontation « a posteriori » avec l'expérimentation. En effet, la justesse des valeurs numériques utilisées et la validité des hypothèses de départ ne sont jamais assurées.

#### 4.1 Le type monolithique

Il est le siège d'accumulation d'énergie élastique, et de reports latéraux des charges exercées.

Le premier banc du toit est très compétent, de grande épaisseur (0,50 à 1 mètre) et continu. L'étude des distributions de contraintes peut se faire d'une manière analytique. Ainsi, les calculs menés [14] dans le cas simple d'une dalle carrée encastrée sur les piliers fournissent les valeurs des moments au centre des piliers et au centre de la dalle.

Les résultats ont été largement utilisés [15, 16] tant à moyenne profondeur que pour certaines exploitations situées dans un domaine plus superficiel. Ces calculs permettent des approches similaires en considérant, par exemple, une plaque encastrée ou reposant simplement sur des appuis élastiques (simples ou multiples, etc.).

D'une manière numérique, les modèles tridimensionnels d'éléments finis disponibles permettent la modélisation de plaques de grandes dimensions. Les piliers sont alors représentés par des forces ponctuelles disposées conformément au schéma d'exploitation.

#### 4.2 Le modèle de l'aire tributaire

On suppose que la charge des terrains surincombants se répartit intégralement sur les piliers, sans report latéral sur les bordures d'exploitation. Ainsi à 3 dimensions, et dans le cas d'une exploitation horizontale :

$$\sigma_p = \frac{\sigma_0}{1 - \tau}$$

- $\sigma_p$  = contrainte verticale,
- $\sigma_0$  = contrainte initiale avant creusement,
- $\tau$  = taux de défrètement.

Des paramètres essentiels comme les dimensions de l'exploitation ou des piliers (et notamment la hauteur) ainsi que leurs positions respectives par rapport aux bordures, ne sont pas prises en compte (4).

Cette théorie ne s'applique que lorsque le nombre de piliers est important et, essentiellement, dans les zones les plus centrales.

Dans la pratique, le toit doit être constitué de bancs discontinus assez épais (0,30 à 0,50 mètre), à fracturation verticale marquée mais d'orientation variable.

#### 4.3 Autres modèles

Entre ces types extrêmes, différents cas sont possibles suivant la nature du toit et les dimensions de l'exploitation.

- Le modèle de blocs assez courant pour des matériaux gélifs et facilement altérables, nécessite des configurations géométriques particulièrement régulières. Ce cas est fréquent dans les exploitations de pierre à chaux, où le matériau très fracturé est emballé dans une pâte calcaire résultant de l'altération.
- Le modèle de poutres, explicité plus en détail dans la deuxième partie, où la structure joue un rôle primordial.

## 5 Conclusion de la première partie

Le coefficient de sécurité statique défini comme une variable aléatoire est associé à la notion de risque. La connaissance de sa loi de distribution peut être approchée théoriquement ou expérimentalement. Le cas réel qui va être présenté maintenant, a pour but de comparer ces deux approches et d'élaborer une méthode d'investigation utilisable pour des exploitations de surface importante, où le coût de l'approche purement expérimentale serait prohibitif.

## II Le cas des carrières de Lezennes

L'extension vers le Sud de l'agglomération lilloise est freinée par une ceinture quasi-continue d'anciennes carrières souterraines parmi lesquelles celles de Lezennes posent de réels problèmes de constructibilité, soit pour l'implantation de bâtiments, soit pour l'extension du réseau routier, d'autant que ce dernier doit répondre à des normes de plus en plus exigeantes. Paradoxalement, ces carrières dont l'exploitation intensive a favorisé l'essor économique d'une grande cité pendant plusieurs siècles constituent aujourd'hui un obstacle à son développement.

Le site proprement dit couvre environ 150 hectares. Il a connu plus de 10 siècles d'exploitation par la méthode des catiches et chambres et piliers (figure 5).

## 1 Le contexte géologique

La craie exploitée appartient au Sénonien; la limite Turono-Sénonienne, fixée au premier tun (\*) par L. Cayeux, apparaît parfois au mur de la carrière à la faveur d'anciens puits non remblayés. Ces emplacements sont d'ailleurs généralement recouverts par la nappe phréatique qui baigne le pied des piliers.

Au point de vue structural, le site est caractérisé par deux grandes familles de diaclases sub-verticales et sensiblement orthogonales, parfaitement corrélées avec les accidents cassants du dôme du Mélantois.

## 2 Caractérisation du matériau

La caractérisation physique et mécanique du milieu a été effectuée à partir des données relatives à 4 sondages carottés, complétées par des prélèvements superficiels opérés au sein des piliers et du toit.

### 2.1 Lithologie

La succession lithologique observée est représentée sur la figure 6; elle permet de distinguer 5 grands types de faciès, dont la craie piquetée qui a été exploitée. Cette roche appelée également craie grise de Lezennes présente des grains de glauconie, visibles à l'œil nu, dispersés dans la matrice crayeuse de manière aléatoire.

(\*) Le premier tun est un niveau phosphaté et induré d'une cinquantaine de centimètres d'épaisseur.

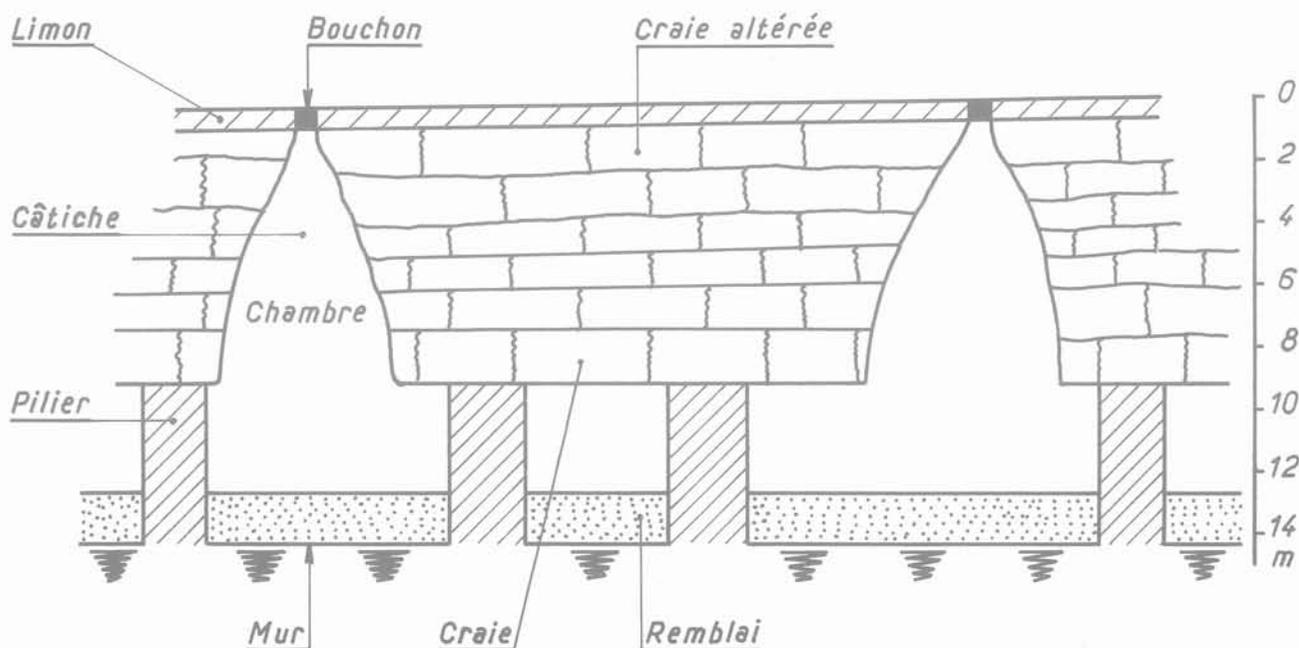


Fig. 5 Exploitation en « catiche » de la région de Lezennes

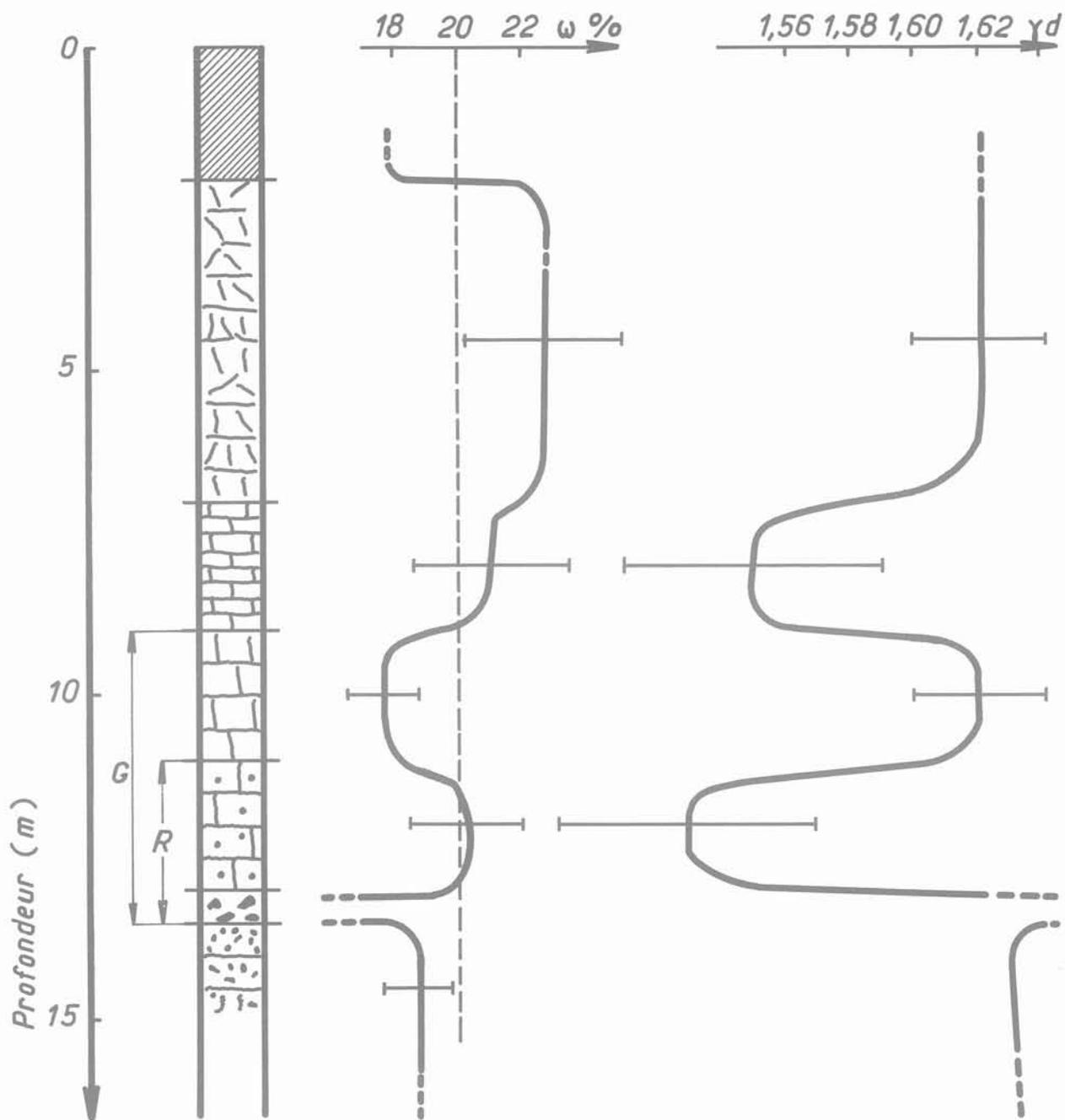


Fig. 6 Succession lithologique et variation des paramètres physiques au sein de différents horizons (porosité apparente et masse volumique sèche)

## 2.2 Propriétés physiques

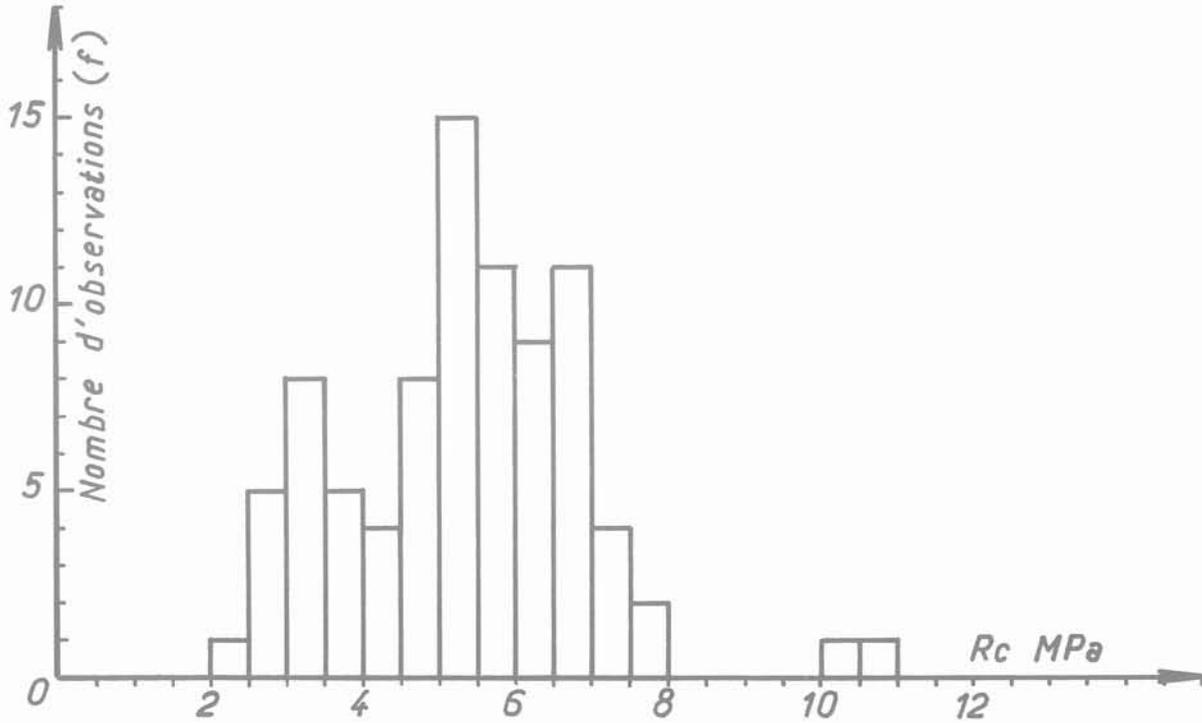
Les propriétés physiques traduisent une relative homogénéité du matériau, à l'exception du premier tun (\*). D'une manière générale, l'altération et la fissuration superficielles ont pour effet d'accroître la porosité apparente et le poids spécifique (craies blanches du Coniacien supérieur). La figure 6 représente les variations de ces grandeurs avec la

(\*) Les valeurs fournies pour ce niveau sont d'ailleurs purement indicatrices, à cause de son hétérogénéité.

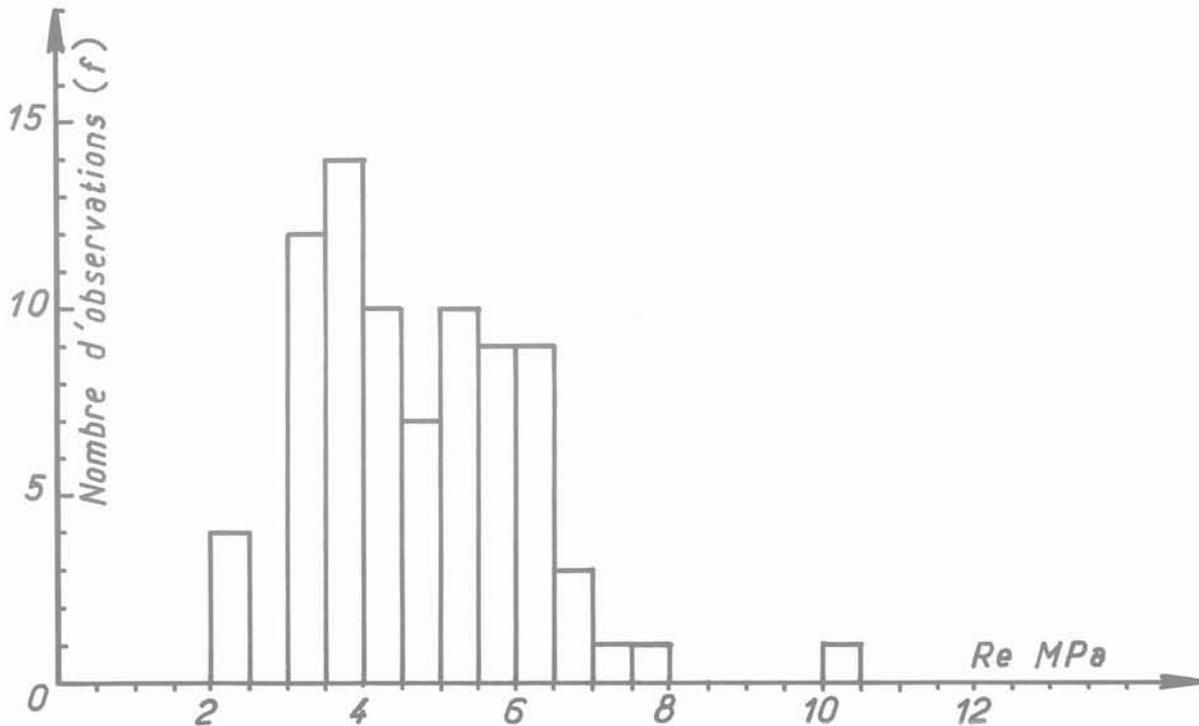
profondeur; elle fait apparaître une coupure assez nette au sein du niveau exploité entre la craie blanche (pierre à chaux) et la craie piquetée (craie à bâtir).

## 2.3 Caractérisation géomécanique

D'une manière générale, les craies de Lezennes sont isotropes et saturées, ou proches de la saturation. Le matériau constituant les piliers présente une grande dispersion et des distributions de type bi-modal (fig. 7 a et 7 b). Par ailleurs, l'étude de l'effet d'échelle a montré que la résistance instantanée était indépendante de la taille des éprouvettes.



7a Histogramme de la résistance à la compression



7b Histogramme de la limite élastique

Fig. 7 Lezennes - Craie saturée - Ø 76 mm - Elancement 2

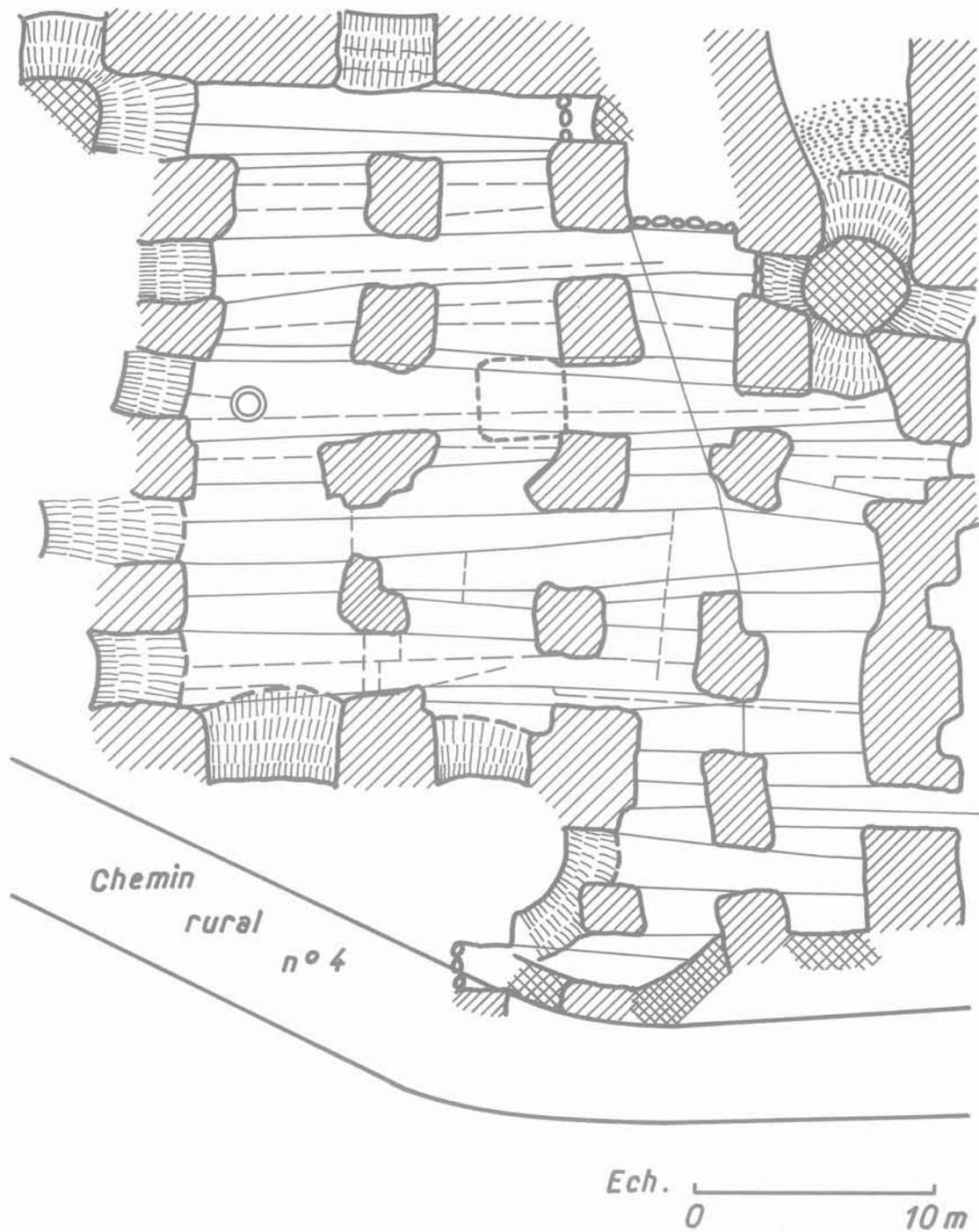


Fig. 8 Carrières de Lezennes (C.D. 146). Puits d'accès n° 16. Principales fractures naturelles

Les mesures du module de déformation traduisent l'isotropie du milieu. On vérifie que les modules sont statistiquement égaux quels que soient l'emplacement et l'orientation de l'essai. La valeur moyenne, retenue pour l'ensemble des calculs est 4 200 MPa ( $s = 1\,350$ ).

En conclusion le matériau de Lezennes a toutes les caractéristiques d'une craie de qualité moyenne, tant du point de vue physique que du point de vue mécanique.

Cependant, compte tenu des sollicitations mécaniques moyennes prévisibles, il semble que le matériau soit largement en deçà des charges critiques, du moins au niveau des piliers. En effet, le critère le plus pessimiste conduit à un rapport de 4,75 entre les contraintes tolérables et les contraintes régnant dans le massif (\*\*).

(\*\*) Le taux de défrètement moyen qui est égal à 70 % conduit à une contrainte de l'ordre de 0,6 MPa.

### 3 Structure

A l'échelle générale du site, les bancs sont sub-horizontaux. Mais localement des stratifications obliques en biseau ou en courbe contrastent avec la régularité habituelle de la série. L'épaisseur moyenne des niveaux supérieurs est de 30 à 40 cm alors que les niveaux inférieurs (Banc du roux et Banc du tun) sont plus épais (de 50 à 80 cm).

Les *discontinuités structurales* revêtent une importance particulière du point de vue mécanique. Elles sont caractérisées non seulement par une orientation très constante mais aussi par une grande régularité.

Perpendiculairement à la direction Nord-Sud, on trouve en moyenne une diaclase tous les 90 cm (écart type de 50 cm), la loi de distribution étant log normale. En revanche, perpendiculairement à l'axe Est-Ouest les discontinuités sont abondantes mais d'extension moindre.

Les carriers, très naturellement, ont orienté le schéma d'exploitation suivant la direction principale de la fracturation (fig. 8). Chaque pilier est bordé latéralement par 2 diaclases E.W. quasiment planes et sub-verticales. Les discontinuités au sein du toit ont été mises en évidence par une campagne de relevés endoscopiques. Le premier banc du toit fait en moyenne 30 cm d'épaisseur et le nombre de discontinuités observées sur les 2 premiers mètres est relativement constant et indépendant de l'emplacement du sondage. D'une manière générale, on rencontre une fracture (ouverte ou fermée) tous les 10 cm.

En conclusion, le milieu rocheux est profondément discontinu :

- les piliers sont constitués de blocs de petites section ( $0,90 \times 0,30$  mètre en moyenne),
- le toit est un assemblage de blocs linéaires de  $0,10 \times 0,90$  de section, maintenus par frettage et appuyés de proche en proche sur les piliers.

### 4 Géométrie de l'exploitation

Sur une superficie d'environ 4 hectares couvrant l'ensemble des plans au 1/200 actuellement disponibles a été effectuée une analyse statistique des principaux paramètres de l'exploitation :

- hauteur des galeries :  $h$ ,
- taux de défrètement :  $\tau$ ,
- section moyenne des piliers :  $s$ ,
- nombre moyen de côtés par pilier :  $n$ .

Les valeurs moyennes et les dispersions sont citées dans le tableau de la figure 9.

	moyenne	écart type
Hauteur des galeries	2,10 m	0,52
Taux de défrètement	70,66 %	10,57
Section moyenne des piliers	18,21 m <sup>2</sup>	
Nombre moyen de côtés par pilier	6,21	3,79

Fig. 9 .

### 5 Élaboration d'un modèle de comportement

Un modèle de comportement doit notamment prendre en compte les paramètres fondamentaux que sont :

- les diaclases et leurs effets sur les reports de charges,
- le taux de défrètement considéré d'un point de vue probabiliste,
- les hétérogénéités locales, naturelles ou artificielles.

Les discontinuités verticales E.W. affectent le toit comme les piliers. Le toit, quant à lui, peut être considéré dans l'hypothèse la plus plausible comme la juxtaposition de poutres minces maintenues par frettage, d'une part, et par les appuis des piliers, d'autre part.

L'approche expérimentale sera basée sur la mesure des contraintes. Leur confrontation aux résultats des calculs théoriques permettra d'affiner et de préciser le modèle.

#### 5.1 Mesures des contraintes

L'ensemble des mesures réalisées se décompose en 64 mesures au vérin plat dont 42 mesures de la contrainte verticale et 22 mesures par la méthode de la rosette des déformations.

L'accord entre les deux méthodes a été vérifié par des essais en des points singuliers.

Nous allons rechercher la distribution théorique la mieux corrélée avec la distribution expérimentale des contraintes verticales (fig. 10) qui est log normale.

#### 5.2 Choix d'un modèle

Une étude effectuée par la méthode des éléments finis a permis d'analyser l'influence des discontinuités ouvertes ou fermées sur la répartition des contraintes au sein des piliers (fig. 11). Les principaux résultats sont les suivants :

- si la diaclase bordant le pilier est fermée, il se développe des efforts de cisaillement qui se traduisent par une dissymétrie peu importante mais notable au niveau de la section médiane;
- au contraire, si la diaclase est ouverte, aucun report de charge n'est possible et la dissymétrie est plus importante (le facteur de concentration atteint 2,15).

Ainsi est-il possible de calculer les distributions théoriques suivant différents types de modèle :

- 1) le modèle de l'aire tributaire,
- 2) le modèle de poutres solidaires (diaclases fermées),
- 3) le modèle de poutres libres (diaclases ouvertes),
- 4) un modèle intermédiaire, dérivé des deux précédents par combinaison.

L'obtention du dernier type nécessite quelques éclaircissements. On suppose que le champ expérimental est traversé par une proportion  $x$  de diaclases fermées et donc  $(1-x)$  de diaclases ouvertes. Les contraintes mesurées résultent de cette combinaison. Le meilleur ajustement correspond au type mixte, où l'on considère que 70 % des diaclases sont fermées et 30 % sont ouvertes.

Sur la figure 12, sont portés les histogrammes des contraintes verticales obtenues suivant ces différents

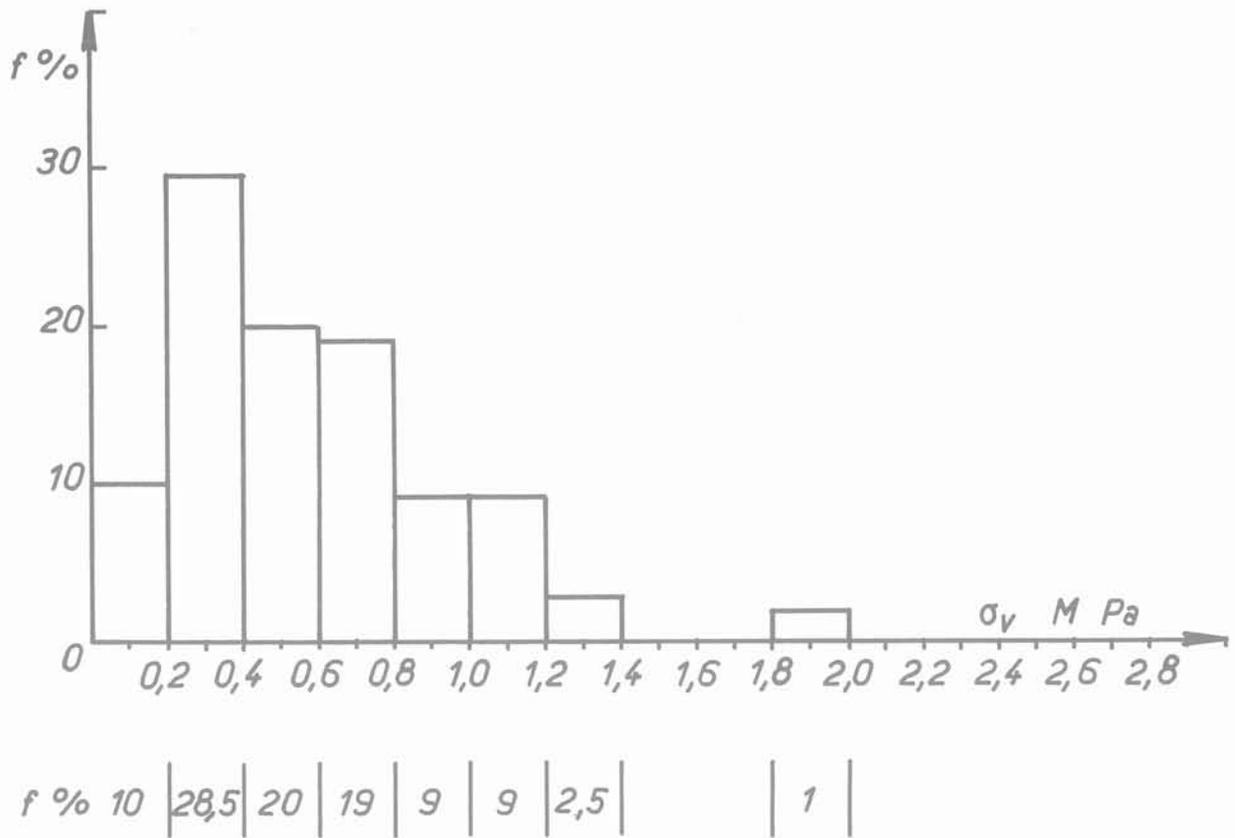


Fig. 10 Histogramme des contraintes verticales mesurées par les deux méthodes

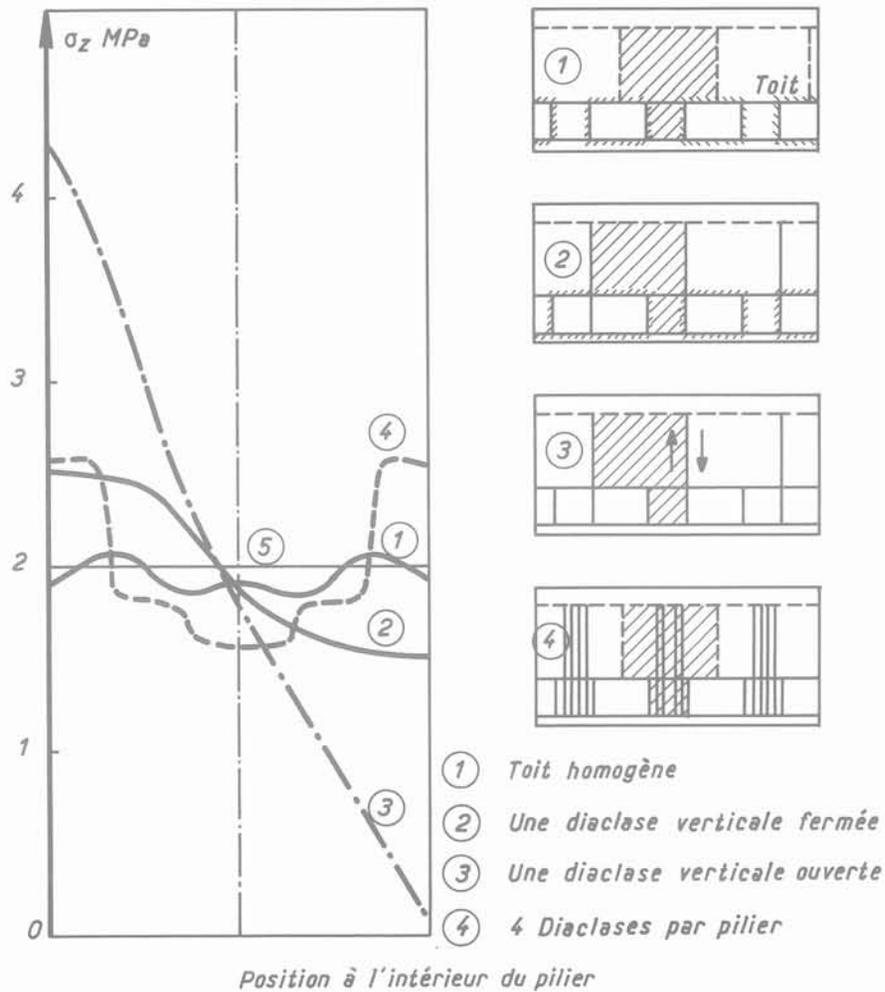
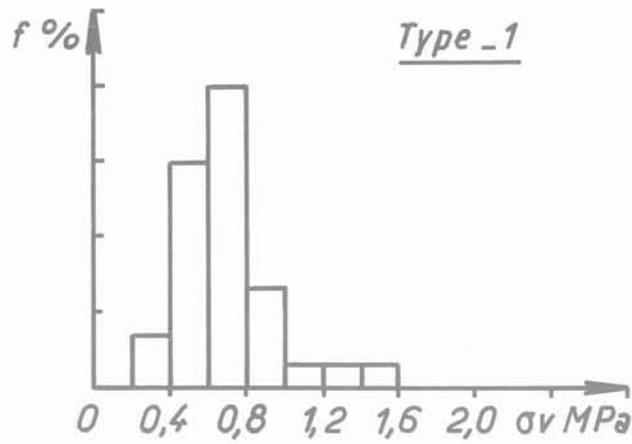
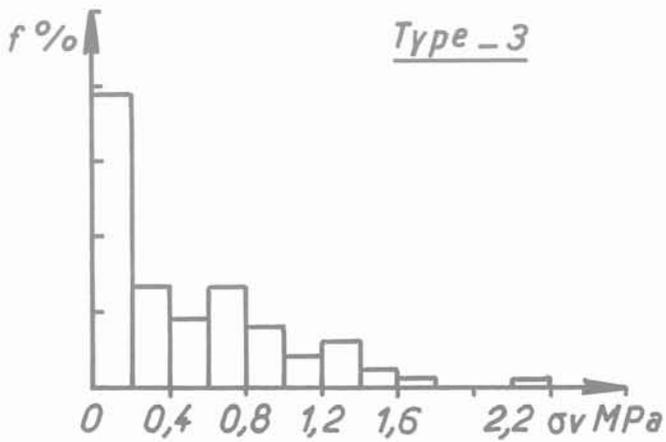


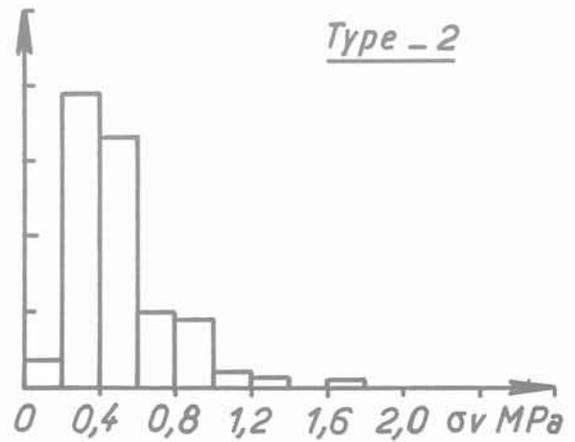
Fig. 11 Distribution de  $\sigma_v$  au sein d'un pilier suivant différentes hypothèses ( $\tau = 90\%$ )



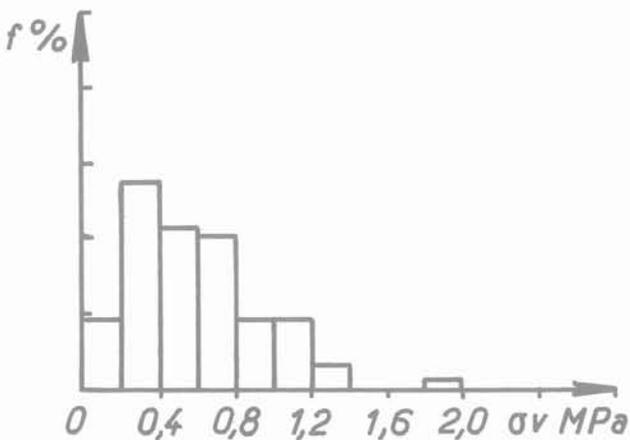
a Distribution théorique  
Modèle de l'aire tributaire



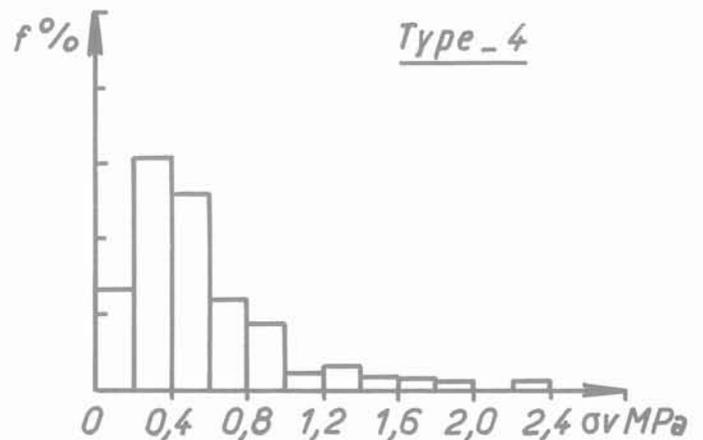
b Distribution théorique  
Modèle de poutres libres



c Distribution théorique  
Modèle de poutres solidaires

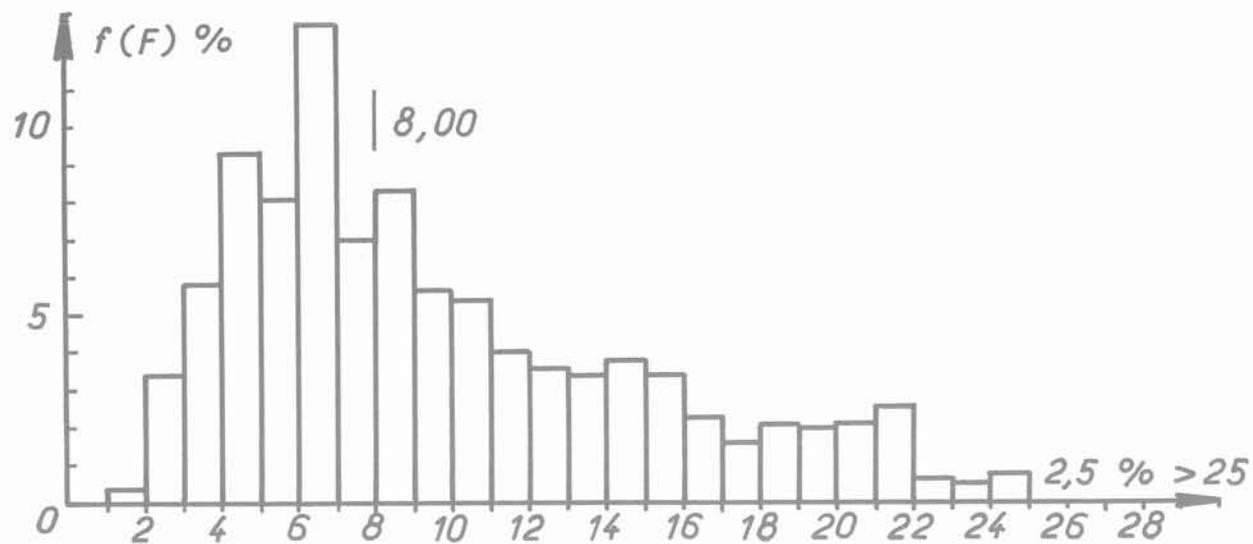


d Distribution expérimentale

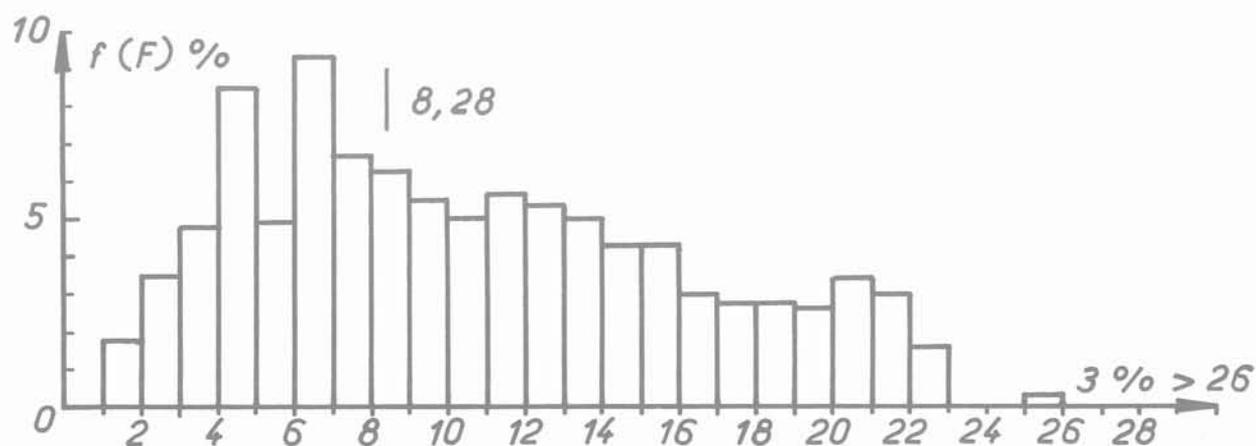


e Distribution théorique suivant le modèle adopté

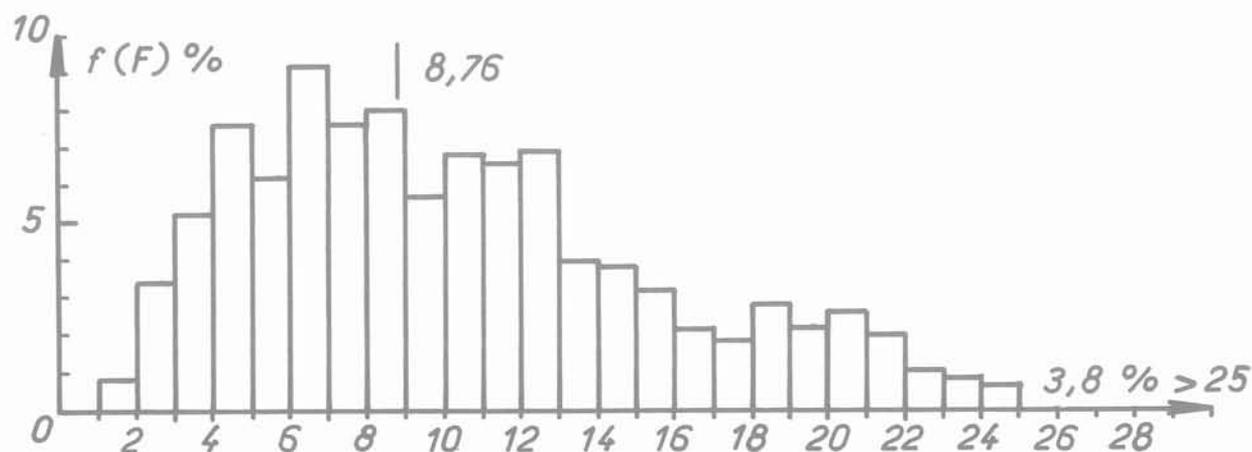
Fig. 12 Lezennes – Zone témoin – Comparaison de la distribution expérimentale des contraintes verticales avec les distributions obtenues suivant différents modèles (A l'échelle de la zone étudiée)



a Distribution expérimentale de  $F = R/S$  dans la zone pilote



b Distribution théorique de  $F = R/S$  dans la zone pilote



c Distribution théorique de  $F = R/S$  pour l'ensemble de la carrière (CD 146)

(A l'échelle de la carrière)

Fig. 13 Détermination de  $F = R/S$

modèles, ainsi que la distribution expérimentale. On peut constater que les résultats concernant le modèle de l'aire tribulaire sont fort éloignés des résultats expérimentaux.

### 5.3 Généralisation à l'échelle de la carrière

Le modèle de comportement élaboré au sein d'une zone pilote a été testé en trois zones singulières où sa conformité aux mesures expérimentales a été vérifiée.

A l'échelle globale du site, nous avons fait l'hypothèse que 70 % des diaclases étaient fermées et 30 % ouvertes. Ceci n'est qu'un simple modèle et ne signifie nullement qu'une diaclase est ouverte (ou fermée) sur toute sa longueur. Telle ou telle discontinuité au contraire est vraisemblablement ouverte ici et fermée ailleurs. S'il en était autrement, aucun effort latéral ne pourrait véritablement se transmettre.

Moyennant cette hypothèse relative aux diaclases et toujours dans l'optique d'un modèle de poutre, la distribution théorique des contraintes verticales a été calculée à partir des plans au 1/200 de Lezennes préalablement discrétisés en parcelles élémentaires. La comparaison des contraintes admissibles par le matériau aux sollicitations régnant dans le massif permettra ultérieurement l'élaboration de la distribution théorique du coefficient de sécurité. Toutefois, l'interprétation statistique des distributions à l'échelle globale sous-entend la répartition aléatoire des zones fortement défruitées, ce qui n'est pas vérifié. Aussi faut-il se garder de tirer des conclusions sur la stabilité générale d'un site avant d'avoir considéré les distributions locales dans certaines zones singulières qui méritent une attention particulière.

### 5.4 Définition du coefficient de sécurité

La démarche adoptée dans le cadre de cette étude repose sur l'analyse des contraintes au sein des piliers. Aussi l'évaluation de la probabilité des risques que nous allons tenter, se situe nécessairement à une échelle globale, et exclut les effondrements locaux, du type fontis. La détermination du coefficient de sécurité  $F$ , ou plutôt de sa distribution car  $F$  est considéré comme une variable aléatoire, repose sur le calcul des quotients des  $n_i$  valeurs de la résistance élastique par les  $n_i$  valeurs des contraintes, soit mesurées, soit calculées.

Dans un premier temps, seront présentés les 2 types de distribution auxquelles nous sommes arrivés, ce qui débouchera sur la quantification des risques. Nous généraliserons ensuite ces résultats à l'ensemble de la carrière en utilisant la distribution théorique des contraintes proposées figure 12.

Les deux distributions de  $F$  (fig. 13a et 13b) sont similaires.  $F$  est toujours supérieur à 1, et rarement inférieur à 2 (0,4 % et 1,8 %). Les graphiques tracés sur papier gaucho-logarithmique (fig. 14a et b) montrent que ces distributions se raccordent très bien à une loi de probabilité log-normale. Il correspond à ce modèle, les valeurs remarquables suivantes :

- *Le risque de ruine*, c'est-à-dire la probabilité pour que le coefficient de sécurité soit inférieur à 1, est inférieur à 1/1000;
- la valeur du coefficient de sécurité correspondant à un risque de 1 % est légèrement supérieure à 2.

Avant de commenter ces résultats, étudions la répartition de  $F$  à une échelle globale.

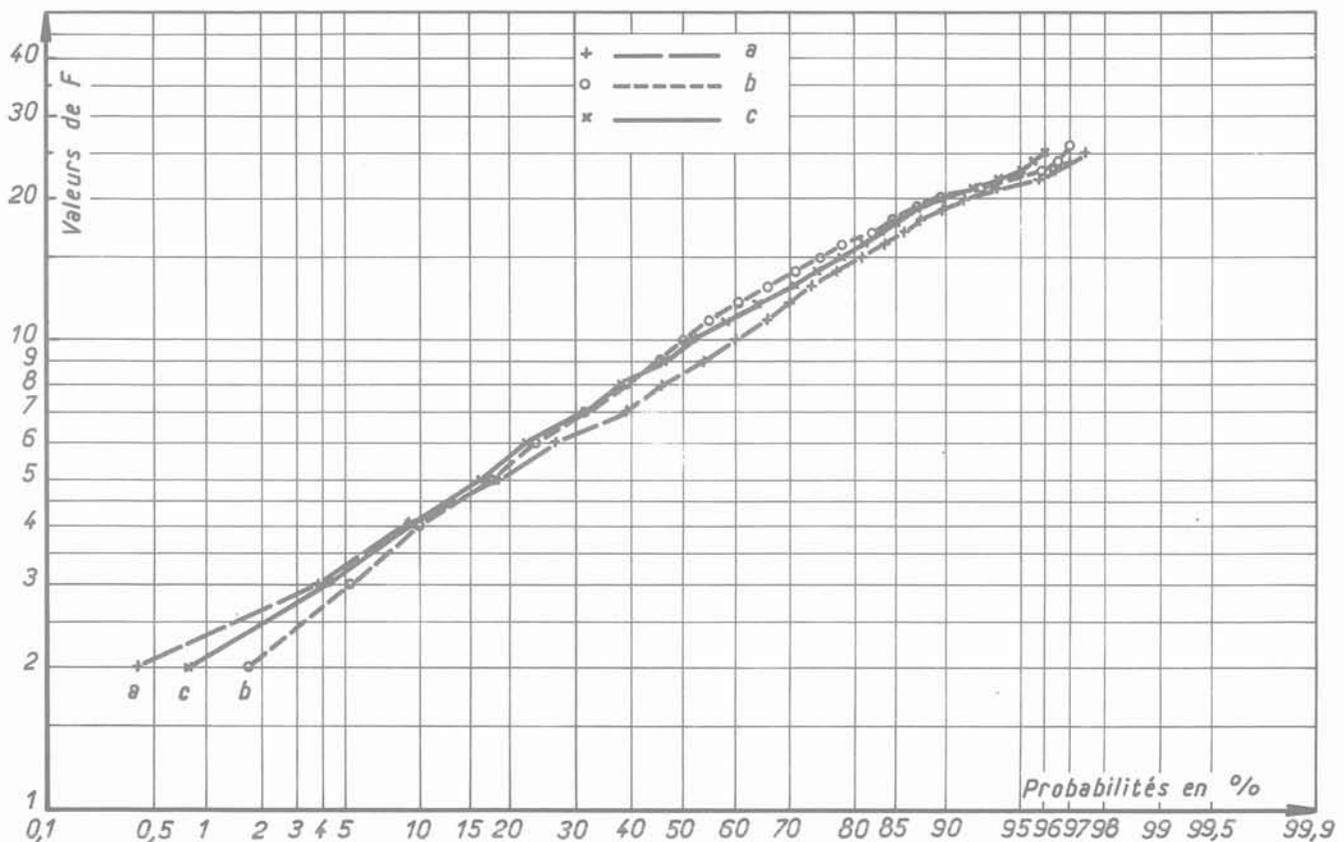


Fig. 14 Raccordement des distributions de  $F$  à un modèle log - normal

Les résultats sont tout à fait comparables. Non seulement l'histogramme est similaire à ceux de la zone pilote mais le modèle précédent reste tout à fait adapté (fig. 14c).

## 6 Commentaires et conclusions

L'évaluation du risque a été abordée successivement sous un angle purement expérimental puis d'une manière théorique. Les résultats obtenus sont convergents. Cependant il arrive qu'ils soient en contradiction avec des observations particulières.

C'est ainsi qu'il existe des zones très sollicitées, caractérisées par un fort taux de défrètement, où certains piliers sont rompus « en diabolo ». Ce phénomène traduit l'existence de reports de charges, latéralement, qui peuvent atteindre, suivant le modèle proposé, 25 % de la charge exercée par les terrains surincombants. Cela nous amène à préciser que deux points fondamentaux ont été négligés dans cette étude :

1) Au sein des piliers, la répartition des charges verticales varie avec la section considérée (cf. chapitre 4).

Le contact toit-pilier par exemple est beaucoup plus sollicité que la section moyenne étudiée notamment du point de vue des contraintes de traction.

2) Les reports de charges (25 % au total) transmis latéralement se répercutent en des zones singulières, et probablement dans le haut toit, ou au cœur des piliers, zones non expérimentées. Ces surcharges n'apparaissent donc pas dans la probabilisation.

Le premier point ne constitue pas à notre sens un handicap majeur, du fait des configurations géométriques spécifiques des piliers : les faces Nord-Sud bien qu'anguleuses sont toutes bordées par des diaclases et les concentrations de contraintes sont bien moindres que celles que nous avons proposées dans le cas d'un milieu continu (fig. 11).

Les faces Est-Ouest, quant à elles, présentent toujours un grand rayon de courbure traduisant le souci permanent des carriers de soutenir les longues poutres par un effet d'arche. Or, il est établi, et bien connu, que cette géométrie est particulièrement favorable au niveau de la stabilité.

Enfin, il n'est pas démontré que l'amorce de la rupture en un point singulier entraîne à terme la ruine totale du pilier. Les faits expérimentaux vont même à l'encontre de cette idée un peu sommaire qui néglige, entre autres, la cohésion résiduelle d'un matériau rocheux, même très fracturé. Ainsi, les piliers dits « ruinés » gardent toujours une portance résiduelle que nous estimons voisine de la moitié de la résistance ultime.

En revanche, le problème des reports de charge apparaît « a priori » beaucoup plus épineux et délicat à aborder, tant expérimentalement que théoriquement. En l'état actuel de nos connaissances, le seul élément de réponse réside dans la détermination des zones suspectes, détermination basée sur les critères suivants :

—  $\tau > 80 \%$ ,

— longueur d'exploitation  $> 35$  mètres,

— petits piliers plus ou moins alignés.

La situation des catiches doit être envisagée. Elles contribuent d'une part aux relâchements des contrain-

tes latérales et, par là-même, diminuent l'efficacité du fretage. Elles provoquent, d'autre part, des concentrations de contraintes en des piliers singuliers (comme en témoigne une mesure proche de 2 MPa. L'ensemble de ces questions ne pourra être véritablement résolu qu'à l'aide de méthodes expérimentales adaptées comme par exemple des mesures de contraintes par surcarottage.

En conclusion, les arguments traduisant la stabilité à l'échelle globale sont suffisamment nombreux pour permettre un diagnostic optimiste. *L'effondrement généralisé* brutal est « a priori » exclu. En effet, la stabilité des piliers est considérée comme acquise. De plus, l'état de fissuration du toit, tant verticalement qu'horizontalement, s'oppose à l'accumulation d'énergie.

En revanche, les effondrements locaux, les fontis restent et resteront des événements bien difficiles à prendre en compte. Les effondrements de 1976, dus à la rupture d'une canalisation d'eau, nous rappellent qu'en matière de géotechnique il y a toujours l'inattendu.

## Références bibliographiques

[1] J. Bonvallet. Critères de stabilité des exploitations souterraines à faible profondeur. Application au cas des carrières souterraines du Nord. Juin 1978, Thèse Docteur-Ingénieur Nancy-I. N. P. L.

[2] E. Tincelin. La détermination des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir des essais en laboratoire. Annales des Mines, Février-Mars 1975.

[3] J. P. Josien. — M. Dejean. « Influence de la dispersion des caractéristiques mécaniques des terrains sur la stabilité à long terme des excavations souterraines par petits piliers. » Cong. int. pressions de terrains, B. A. N. F. F. 1977.

[4] D. F. Coates. Principe de la mécanique des roches monographie 874. Direction des mines, Ottawa — Canada.

[5] P. Morlier. Le fluage des roches. Ann. I. T. B. T. P. n° 217, Janvier 1966.

[6] J. Bonvallet. — M. Dejean. — R. Schwartzmann. Stabilité générale d'une carrière souterraine — application au cas des carrières d'Hordain (Nord). Revue de l'Industrie Minière, Août-Septembre 1978.

[7] P. Habib. Mesures des contraintes dans les piliers d'une carrière de craie. Ann. I. T. B. T. P. Sup., Mai 1958, n° 125.

[8] M. Panet. Quelques remarques sur la stabilité des tunnels dans la craie. Bull. Liaison P. et Ch., Spécial V 1973.

[9] J. L. Dessenne. — G. Comes. — P. Duffaut. — P. Gérard. La craie au laboratoire et dans un tunnel profond. VII<sup>e</sup> cong. int. mech. sols et trav. de fond. Thème IV, Mexico 1969.

[10] J. L. Dessenne. — P. Duffaut. Les propriétés rhéologiques de la craie et leur influence sur le percement des galeries. La houille blanche. Mai 1970.

[11] G. Comes. — G. Akermann. La craie et la réfrigération des centrales électronucléaires situées sur le littoral.  
Comité Franc. de Géol. de l'ing., Journées sur la craie, Rouen, 5-6 mai 1976.

[12] M. Rocha. — J. B. Lopes. — J.N. Da Silva. A new technique for applying the method J. N. the flat jack in the determination of stresses inside rock masses. First congress of the international society for rock mechanics, Lisbon 1966.

[13] J. Bonvallet. — M. Dejean. Flat jack test and determination of mechanical characteristics. Field measurements in rock mechanics international symposi, Zurich, April 1977.

[14] S. Timoshenko. Théorie de l'élasticité, Dunod — Paris.

[15] E. Tincelin. — P. Sinou. Effondrements brutaux et généralisés; coups de toit.  
Revue de l'Industrie Minérale, Avril 1962.

[16] H. Labasse. Les pressions de terrains dans les carrières souterraines. Coups de toit et coups de charge.  
Revue de l'Industrie Minérale, Août 1973.



# étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux

par

**B. Félix**

Ingénieur au Département Sols et Fondations du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Le fluage des sols fins est dû aux propriétés visqueuses de l'assemblage des particules minérales entourées d'eau adsorbée qui forme le squelette intergranulaire. Il apparaît avec évidence au cours de la consolidation secondaire : les contraintes effectives étant constantes, la déformation se prolonge dans le temps.

La première fonction d'un modèle mathématique du fluage est d'établir une relation entre cette déformation, la contrainte constante et le temps. Mais la viscosité du squelette intervient quel que soit le régime de chargement. Elle influe, par exemple sur le développement de la consolidation hydrodynamique,

au cours de laquelle les contraintes effectives croissent lentement, ou sur la déformation d'un sol de fondation progressivement chargé par un ouvrage en construction. Dans ce cas, le modèle de fluage doit lier la déformation au temps et à une contrainte variable, elle-même fonction du temps. Il peut alors constituer l'équation d'état du squelette intergranulaire dans une théorie de la consolidation.

Pour autant le modèle doit être simple et comporter un nombre réduit de paramètres faciles à déterminer à partir des données de l'expérience. C'est la constitution d'un tel modèle qui va être abordée.

## Première partie : Comparaison des modèles du fluage unidimensionnel

### 1 Généralités

L'usage réservé aux modèles du fluage unidimensionnel n'est pas sans influence sur leur forme mathématique.

S'il s'agit de décrire correctement le fluage des sols tel qu'il est observé au laboratoire ou *in situ* sous des contraintes imposées, il est intéressant d'obtenir à l'aide du modèle la reproduction la plus précise possible des résultats mesurés. La forme mathématique est choisie par compromis entre le degré de cette précision et la complexité du modèle (le nombre de ses paramètres). Le fluage des matériaux dépourvus de phase liquide tels que l'acier, le béton, les polymères, etc., est décrit en suivant cette démarche, qui peut être qualifiée de phénoménologique.

Si le modèle du fluage unidimensionnel est intégré dans une théorie de la consolidation, il représente alors l'équation d'état du squelette intergranulaire doué de viscosité. Certaines formes mathématiques permettent plus facilement que d'autres, une résolution du problème. Il est tentant de la choisir *a priori*, en la justifiant parfois par des considérations sur le mécanisme de déformation des liaisons entre grains.

Une méthode de détermination des paramètres du modèle, à partir des résultats d'essais œdométriques, est quelquefois proposée; mais rares sont les vérifications expérimentales de sa validité. Le comportement du squelette est supposé analogue à celui d'un modèle idéal, la démarche est analogique.

La frontière entre les deux démarches que nous venons de distinguer s'est quasiment évanouie avec l'apparition de l'ordinateur et des méthodes de résolution numérique du problème de la consolidation, qui permettent, en effet, contrairement aux méthodes analytiques traditionnelles, une grande liberté dans le choix des lois de comportement.

### 2 Les corps idéaux

#### 2.1 Les corps idéaux linéaires

Les premières simulations du comportement visqueux du squelette au cours de la consolidation, ont été effectuées à l'aide de corps idéaux classiques, formés de l'assemblage en série et en parallèle de ressorts et d'amortisseurs à caractéristiques constantes.

Taylor (1940) dans sa théorie A de la consolidation, a utilisé le corps idéal de Hohenemser-Prager (fig. 1 a) dont l'équation différentielle de comportement s'écrit :

$$(E + E_1) \sigma'(t) + \eta \dot{\sigma}'(t) = EE_1 \varepsilon(t) + \eta E \dot{\varepsilon}(t). \quad (1)$$

Si le régime de chargement  $\sigma'(t)$  est imposé et respecte les conditions  $\sigma' = \varepsilon = 0$  pour  $t = 0$ , l'équation (1) devient l'équation de fluage (2) par transformation de Laplace :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma'(t)}{E} + \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma'(\tau) e^{-\frac{E_1}{\eta}(t-\tau)} d\tau. \quad (2)$$

Par contre, Taylor (1942) a retenu dans sa théorie B de la consolidation le corps idéal plus simple de Kelvin-Voigt (fig. 1 b) dont l'équation différentielle de comportement s'écrit :

$$\sigma'(t) = E\varepsilon(t) + \eta \dot{\varepsilon}(t), \quad (3)$$

et l'équation de fluage,

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma'(\tau) e^{-\frac{E}{\eta}(t-\tau)} d\tau. \quad (4)$$

La déformation du premier modèle sous un palier de charge est en partie instantanée et en partie différée; alors que celle du deuxième modèle est entièrement différée. Les deux hypothèses se rencontrent sur les modèles examinés par la suite. Laquelle des deux correspond à la réalité physique? Cette question n'a jamais pu être tranchée par l'expérience.

La théorie A de Taylor (1940) a été complétée par Tan (1957) et surtout Gibson et Lo (1961) qui lui ont trouvé une solution analytique.

La similitude entre le squelette intergranulaire d'un sol argileux et les corps idéaux linéaires à deux ou trois éléments est très approximative. Pour y remédier, Schiffman (1969) a multiplié le nombre des éléments à caractéristique constante, en plaçant en série avec un corps de Hohenemser-Prager (fig. 1 a) un nombre  $n$  fini de corps de Kelvin-Voigt (fig. 1 b). Il a écrit l'équation de fluage de son modèle de la manière suivante :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma'(t)}{E} + \int_0^t \left[ \sum_{i=1}^n \frac{1}{\eta_i} e^{-\frac{E_i}{\eta_i}(t-\tau)} \right] \sigma'(\tau) d\tau. \quad (5)$$

## 2.2 Les corps idéaux non linéaires

Pour mieux reproduire le comportement réel du squelette à l'aide de corps idéaux, d'autres auteurs ont proposé de les doter de caractéristiques variables.

D'après Barden (1965), la viscosité de l'amortisseur placé dans le corps de Kelvin-Voigt varie avec la vitesse de déformation; l'équation différentielle de comportement s'écrit :

$$\sigma'(t) = E\varepsilon(t) + b[\dot{\varepsilon}(t)]^{\frac{1}{n}}. \quad (6)$$

Vu Cao Minh (1977) a proposé une méthode de détermination des paramètres  $b$  et  $n$  de ce modèle. Sous une charge constante  $\sigma'_0$ , le corps présente une déformation finale égale à  $\varepsilon_f = \frac{\sigma'_0}{E}$ . La différence entre

celle-ci et la déformation au temps  $t$  est liée à la vitesse de déformation par une loi puissance. La droite qui la représente dans un diagramme bilogarithmique a une pente  $n$ .

Wu et al (1966) ont décrit la vitesse de déformation de l'amortisseur du corps idéal de Poynting-Thompson (fig. 1 c), conformément à la théorie des vitesses absolues de réaction (rate process theory), élaborée pour les sols par Murayama et Shibata (1964). Elle est liée à la contrainte appliquée à l'amortisseur par la

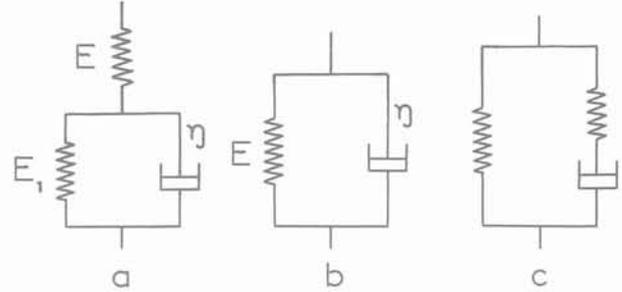


Fig. 1 Schémas des corps idéaux

relation (7) :

$$\varepsilon_a = \lambda \operatorname{sh}(\mu \sigma'_a). \quad (7)$$

Barden (1969) a introduit les mêmes caractéristiques pour l'amortisseur du corps idéal de Kelvin-Voigt.

Tous ces corps idéaux non linéaires ont une compressibilité constante. Par contre Poskitt et Birdsall (1970) ont modifié le corps de Hohenemser-Prager, doté d'un amortisseur obéissant à la loi (7), de façon à faire varier, avec le degré de déformation de chaque élément, la compressibilité des ressorts ainsi que les paramètres de la loi (7). Ultérieurement Poskitt (1971) a transformé de la même façon le corps idéal de Kelvin-Voigt.

Le nombre de paramètres de ces modèles est bien entendu plus grand que celui de leur version linéaire. Le problème de leur détermination expérimentale n'a pas été résolu, sinon pour le modèle de Barden (1965) par Vu Cao Minh.

## 3 Lois de la forme $\varepsilon = f(\sigma', t)$ (8)

3.1 Les lois logarithmiques de cette forme se prêtent bien à une approche phénoménologique du fluage unidimensionnel, car il a été remarqué après Pokrovskij (1933) et Buisman (1936) que la déformation « secondaire » d'un sol sous une charge constante, variait linéairement avec le logarithme du temps.

Selon Buisman, le tassement d'un horizon d'épaisseur  $h_0$ , soumis à une pression uniforme  $P$ , est égal à :

$$s(t) = h_0(\alpha_p + \alpha_s \lg t) P. \quad (9)$$

Koppejan (1948), compte tenu de la loi logarithmique établie entre contrainte et déformation par K. Terzaghi, a proposé :

$$\varepsilon(t) = \left[ \frac{1}{C_{cp}} + \frac{1}{C_{cs}} \lg t \right] \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0}. \quad (10)$$

Un mode opératoire existe pour la détermination des paramètres  $C_{cp}$  et  $C_{cs}$ . Dans la relation (10) les fonctions du temps et de la contrainte sont multipliées; cette loi est multiplicative.

Dans la pratique courante, une loi additive lui est généralement préférée. La déformation est la somme d'un terme pseudo-instantané fonction de la contrainte, et d'un terme fonction du temps de la forme suivante :

$$\Delta e = -C_a \lg t. \quad (11)$$

Le taux de consolidation secondaire  $C_a$  caractérise ce dernier terme, tout comme l'indice de compression  $C_c$  caractérise le premier. Mesri et Godlewski (1976) ont, pour quelques argiles caractéristiques, lié ces deux paramètres par une corrélation. Les expériences de

Leonards et Girault (1961) ont montré l'influence du taux d'accroissement de la charge sur  $C_{\alpha}$ ; celles de Mieussens (1979) indiquent dans certaines conditions une variation de ce paramètre dans le temps.

Bjerrum (1967) a proposé un modèle de la forme additive précédente. L'indice des vides du matériau est lié à la contrainte par une courbe, appelée « time-line » par Taylor, et qui est caractérisée par la durée d'application de cette contrainte. Aux diverses valeurs du temps correspond un faisceau de courbes parallèles qui sont représentées sur la figure 2.

Un sol argileux préconsolidé sous une charge  $\sigma'_0$  pendant un temps  $t_{\infty}$  subit, sous un incrément de charge  $\Delta\sigma'$ , une déformation que Bjerrum décompose en trois termes. La composante quasi-instantanée est répartie entre les domaines de comportement surconsolidé et normalement consolidé. Le premier est caractérisé par une compressibilité  $C_s$ , beaucoup plus petite que celle appelée  $C_c$ , qui caractérise le second. La contrainte  $\sigma'_p$  de quasi-préconsolidation qui marque la frontière, est fonction de la durée  $t_{\infty}$  d'application de la charge  $\sigma'_0$  de préconsolidation :

$$e_t - e_0 = C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} + C_{\alpha} \lg \frac{t_{\infty} + t}{t_{\infty}} \quad (11)$$

Ce modèle a été utilisé par Magnan et al (1979) pour traiter numériquement, par le programme CONMULT, la consolidation unidimensionnelle d'un multicouche.

Mesri et Rokhsar (1974) ont supposé que la déformation différée est proportionnelle au logarithme du temps, mais que le taux de consolidation secondaire variait linéairement avec la déformation. Il est nul au moment du chargement et égal à  $C_{\alpha}$  à la fin de la consolidation primaire.

### 3.2 Lois non logarithmiques

Hansen (1969) a représenté les « time-lines » de Taylor par des droites dans un diagramme bilogarithmique; dans ces conditions, l'équation (11) de Bjerrum devient :

$$\frac{e}{e_0} = \left[ \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right]^{-a} \left[ \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right]^{-b} \left[ \frac{t_{\infty} + t}{t_{\infty}} \right]^{-c} \quad (12)$$

Garlanger (1972) a décrit le comportement du squelette intergranulaire au cours de la consolidation à l'aide de ce modèle, qui est multiplicatif.

Meschyran (1967) a cité et utilisé un grand nombre de lois de fluage multiplicatives de la forme :

$$\varepsilon = C(t) f(\sigma') \quad (13)$$

La plupart de ces fonctions du temps et de la contrainte, sont issues de l'étude du fluage d'autres matériaux, tels que le béton, l'acier, etc.

En général, comme le fait observer Meschyran, les lois de la forme  $\varepsilon = f(\sigma', t)$  rendent imparfaitement compte de la déformation provoquée par une charge qui varie dans le temps. Car, à un instant donné où la contrainte est égale à  $\sigma'(t)$ , la déformation est supposée égale à celle que provoquerait la même charge maintenue constante depuis le début du chargement.

### 4 Lois de la forme $\dot{\varepsilon} = f(\sigma', \varepsilon)$

Le temps ne figure pas dans l'expression mathématique précédente. Et la vitesse de déformation est la seule dérivée par rapport au temps qui est représentée.

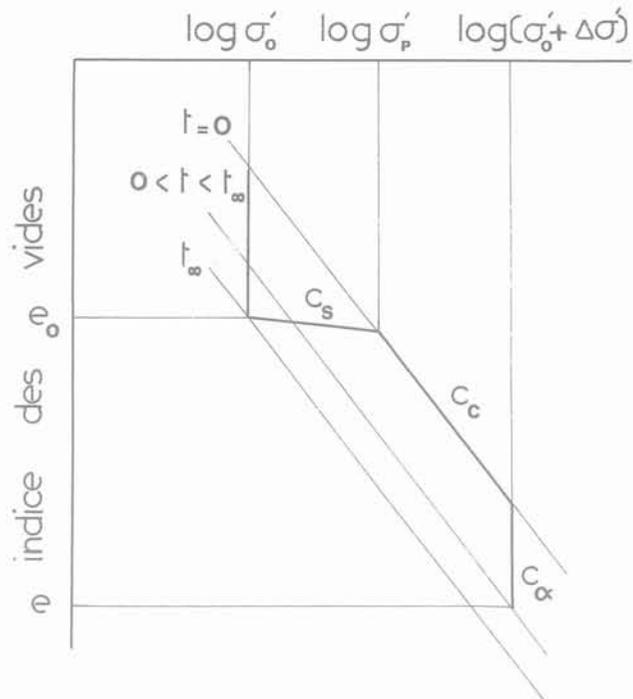


Fig. 2 Décomposition du tassement d'après L. Bjerrum

Battelino (1973) a fait observer que tous les corps idéaux, linéaires ou non, dont la déformation instantanée sous un incrément de charge est nulle, admettent une loi de comportement de la forme (14). Les équations (3) et (6) des modèles de Kelvin-Voigt et de Barden en sont un exemple.

Les lois de la forme (14) sont associées à la notion d'isotaches proposées par Šuklje (1957). Les courbes isotaches forment un faisceau qui représente le comportement du squelette intergranulaire. Chacune d'elles, d'équation :

$$F(\sigma', e) = \dot{e}_{\text{const}} \quad (15)$$

représente l'ensemble des états de contrainte-déformation, caractérisés par  $\sigma'$  et  $e$ , qui se traduisent par la même vitesse de variation de l'indice des vides  $\dot{e}_{\text{const}}$ .

Ultérieurement, Šuklje a proposé plusieurs équations de courbes isotaches qui ont servi dans la résolution numérique de divers problèmes de consolidation :

$$\frac{\dot{e}}{e_0} = \exp \frac{A + B \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0} - e}{C + D \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0}} \quad \text{Šuklje Kozak (1974)} \quad (16)$$

$$\dot{e} = c A e^{\frac{e+1}{2}} \sigma'^{\frac{1}{2}} \quad \text{Šuklje Kovačič (1974)} \quad (17)$$

où  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $D$  et  $c$ ,  $d$  sont des constantes caractéristiques du matériau.

D'autres équations du type (15), ont été utilisées dans une théorie de la consolidation par des auteurs, qui n'ont cependant pas fait référence à la méthode des isotaches :

$$\dot{e} = - \frac{a(\sigma' - \sigma'_0)^n}{k} \left[ e - e_0 \frac{(\sigma' - \sigma'_0)^m}{E} \right] \quad (18)$$

Il s'agit pour l'équation (18) de Poorooshab et Sivapatham (1969) et pour la suivante (19) de Hawley et Borin (1973) :

$$\dot{e} = B \frac{\Gamma_u + \lambda_u \lg \sigma' - e}{\Gamma_L + \lambda_L \lg \sigma' - e} \quad (19)$$

$a$ ,  $k$ ,  $E$ ,  $m$  et  $\Gamma_u$ ,  $\lambda_u$ ,  $\Gamma_L$ ,  $\lambda_L$  sont ici aussi des constantes.

Les corps dont la loi de comportement est de la forme (14) ont la propriété suivante : soumis à des contraintes identiques et présentant la même déformation, ils possèdent la même vitesse de fluage. Quelle que soit l'histoire antérieure du chargement, le développement de leur déformation sera identique.

La figure 3 schématise, en fonction du temps, l'évolution des déformations provoquées par la même charge, appliquée en une seule fois ou en deux. La portion de courbe relative au deuxième palier se déduit par translation suivant O'A de la portion de courbe relative à la charge constante, pourvu que la déformation initiale soit la même.

Meschyan (1967) a vérifié cette propriété de la déformation de fluage des sols argileux les plus divers sans formuler de loi mathématique du type (14).

## 5 Théorie du fluage héréditaire

Le principe de superposition, employé en théorie de l'élasticité, a été généralisé aux corps visco-élastiques par Boltzmann en 1876.

Une charge  $\sigma'(\tau)$ , appliquée au temps  $\tau$  durant un court intervalle  $\Delta\tau$ , provoque après un temps  $t-\tau$ , une déformation différée égale à :

$$\varepsilon(t) = K(t-\tau) \sigma'(\tau) \Delta\tau. \quad (20)$$

$K(t)$  est la fonction d'influence; elle tend vers 0 lorsque le temps devient infini car la déformation est réversible.

La déformation provoquée par l'application successive de charges momentanées est la somme des déformations provoquées par chacune d'elles, à laquelle s'ajoute la déformation élastique instantanée due à la charge  $\sigma'(t)$  appliquée au moment de l'observation :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma'(t)}{E} + \sum_{i=1}^n K(t-\tau_i) \sigma'(\tau_i) \Delta\tau_i. \quad (21)$$

Lorsque  $\sigma'(t)$  varie continûment, on obtient :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma'(t)}{E} + \int_0^t K(t-\tau) \sigma'(\tau) d\tau. \quad (22)$$

Cette équation (22) est l'équation d'état de la théorie du fluage héréditaire linéaire.

Si la charge est constante et égale à l'unité  $\sigma'_i = 1$ , on obtient :

$$\varepsilon(t) = C(t) = \frac{1}{E} + \int_0^t K(t-\tau) d\tau = \frac{1}{E} + \int_0^t K(\tau) d\tau.$$

La fonction  $C(t)$  est appelée mesure de fluage; sa dérivée  $K(t)$  est donc la vitesse de fluage sous une charge unité.

Les corps idéaux linéaires constituent des cas particuliers de la théorie du fluage héréditaire linéaire. Leurs équations de fluage (2) (4) et (5) sont en effet de la forme (22), avec des fonctions d'influence qui sont des termes exponentiels du temps ou des sommes de termes exponentiels (5).

Florin (1953) puis Ter Martirosyan (1965) et Zaretskij (1967) ont utilisé, dans diverses théories de la consolidation uni ou tridimensionnelles la forme (22) de l'équation d'état du squelette intergranulaire, avec des fonctions d'influence de type exponentiel. En conséquence, les modèles qu'ils ont utilisés sont identiques aux corps idéaux linéaires.

La théorie du fluage héréditaire peut être généralisée aux matériaux dont les propriétés, caractérisées par la fonction  $K(t, \tau)$  et le module élastique  $E(t)$  varient avec l'âge.

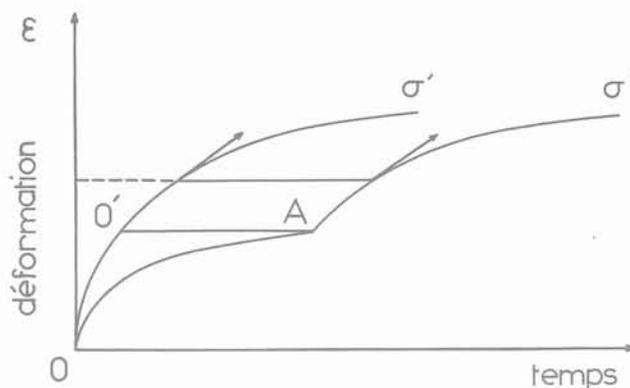


Fig. 3 Translation des courbes d'équation :

$$\dot{\varepsilon} = f(\sigma', \varepsilon)$$

Maslov (1940) et Arutyunyan (1951) proposent dans la théorie du corps élastofluant, l'équation suivante de comportement :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma'(t)}{E(t)} + \int_0^t K(t, \tau) \sigma'(\tau) d\tau. \quad (23)$$

Elle peut être également généralisée aux matériaux non linéaires; d'après Robotnov (1948), elle s'écrit alors sous la forme :

$$\varepsilon(t) = \frac{f[\sigma'(t)]}{E} + \int_0^t K(t-\tau) f[\sigma'(\tau)] d\tau. \quad (24)$$

Pour la charge constante unité  $\sigma'_i = 1$ ;  $f(\sigma'_i) = 1$  et la déformation est égale à la mesure de fluage  $C(t)$ .

Pour une charge constante quelconque, elle est égale à :

$$\varepsilon(t) = C(t) f(\sigma'), \quad (25)$$

c'est-à-dire à une expression du fluage de forme multiplicative identique à (13).

## 6 Conclusion

La théorie du fluage héréditaire possède une certaine généralité puisqu'elle inclut en tant que cas particuliers les corps idéaux linéaires et, pour les chargements constants, les lois de fluage de forme multiplicative. La mesure de fluage et la fonction de contrainte qui interviennent dans l'équation non linéaire ont une signification physique évidente, et la détermination de leurs paramètres est d'une simplicité que seule permet une approche phénoménologique. Nous savons qu'il n'en va pas de même lorsque l'équation de fluage est bâtie sur l'analogie avec un corps idéal. Cependant, malgré son intérêt théorique et pratique, la théorie du fluage héréditaire a été peu utilisée en mécanique des sols. Dans la deuxième partie un modèle issu de cette théorie va être développé.

## Deuxième partie : Fluage héréditaire des sols à viscosité et compressibilité variables

### 1 Introduction

Choisir un modèle issu de la théorie du fluage héréditaire non linéaire, c'est choisir la forme mathématique de la mesure de fluage et de la fonction de contrainte. Les paramètres de ces fonctions peuvent être déterminés par ajustement avec les déformations observées au cours de la consolidation secondaire d'une série d'échantillons soumis à des charges constantes. Le modèle est avant tout un modèle phénoménologique de la consolidation secondaire; son domaine d'application est en fait « extrapolé » à la phase hydrodynamique de la consolidation.

Il est évident que la validité de cette extrapolation, de même que celle des hypothèses de la théorie du fluage héréditaire, demande une vérification expérimentale.

### 2 Généralités sur le modèle

#### 2.1 Forme mathématique des fonctions C(t) et f(σ')

- La mesure de fluage C(t) est la déformation sous une contrainte constante choisie comme unité σ'<sub>1</sub>.
- La fonction de contrainte f(σ') est le rapport d'affinité indépendant du temps entre la déformation produite par une charge constante quelconque, et celle produite au même moment par la contrainte unité :

$$f(\sigma') = \frac{\varepsilon(t, \sigma')}{C(t)} \quad (26)$$

La mesure de fluage, pour les valeurs infinies du temps, atteint une limite finie car le volume des vides, qui diminue au cours de la déformation, est limité :

$$C(t) \rightarrow \varepsilon_f \text{ quand } t \rightarrow \infty. \quad (27)$$

La vitesse de déformation au moment de l'application du palier de charge unité est infinie et sa variation est continue. Par conséquent, la vitesse de fluage satisfait à la condition :

$$\frac{dC(t)}{dt} \rightarrow \infty \text{ quand } t \rightarrow 0. \quad (28)$$

La déformation proprement instantanée du squelette intergranulaire est difficile à mesurer. Elle est supposée négligeable par rapport à la composante différée, quelle que soit la charge appliquée (E est supposé infini) :

$$C(0) = \frac{\sigma_1}{E} = 0. \quad (29)$$

La mesure, en sollicitation dynamique, des modules de cisaillement instantané de diverses pâtes d'argile très molles, effectuée par différents auteurs, conforte cette hypothèse puisque les valeurs trouvées sont 10 à 50 fois plus grandes que celles des modules statiques correspondants.

La forme mathématique de la mesure de fluage qui satisfait aux trois hypothèses précédentes, est reprise des travaux de Kohlrausch (1863) sur la laine de verre :

$$C(t) = \varepsilon_f [1 - \exp(-\alpha t^\beta)] \text{ avec } \beta < 1. \quad (30)$$

Une fois choisie une valeur conventionnelle du temps t<sub>0</sub>, la fonction de contrainte représente d'après la relation (26), au coefficient C(t<sub>0</sub>) près, une relation contrainte-déformation classique; elle est linéaire par

morceaux :

$$\begin{aligned} &\text{pour } \sigma' \leq \sigma'_p \quad f(\sigma') = a_1 \lg \sigma' - b_1 \\ &\text{et} \quad \text{pour } \sigma' > \sigma'_p \quad f(\sigma') = a_2 \lg \sigma' - b_2 \end{aligned} \quad (31)$$

σ'<sub>p</sub> est la contrainte de préconsolidation.

Les quatre coefficients des relations (31) satisfont aux conditions suivantes :

σ'<sub>0</sub> étant la contrainte avant chargement :

$$a_1 \lg \sigma'_0 - b_1 = 0$$

σ'<sub>1</sub> étant la contrainte unité (σ'<sub>1</sub> > σ'<sub>p</sub> par ex.)

$$a_2 \lg \sigma'_1 - b_2 = 1$$

et pour σ'<sub>p</sub> la condition de continuité s'écrit

$$a_1 \lg \sigma'_p - b_1 = a_2 \lg \sigma'_p - b_2. \quad (32)$$

#### 2.2 Détermination des paramètres

La déformation finale ε<sub>f</sub>, valeur asymptotique de la fonction C(t), est supposée connue.

Les paramètres α et β de la fonction (30) sont déterminés par une méthode de moindre carré des écarts entre n déformations de consolidation secondaire mesurées sous la contrainte unité σ'<sub>1</sub> et les déformations calculées correspondantes :

$$\sum_{i=1}^n \{ \varepsilon_i - \varepsilon_f [1 - \exp(-\alpha t_i^\beta)] \}_{\text{minimal}}^2$$

ou

$$\sum_{i=1}^n \left\{ \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_i}{\varepsilon_f} - \exp(-\alpha t_i^\beta) \right\}_{\text{minimal}}^2$$

Pour rendre le calcul plus facile, le critère précédent est abandonné au profit d'un autre, formulé en transformant deux fois les termes dont on calcule la différence, par une fonction monotone croissante; la fonction logarithme :

$$\sum_{i=1}^n \left\{ -\ln \left( \ln \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_f - \varepsilon_i} \right) + \ln(\alpha t_i^\beta) \right\}_{\text{minimal}}^2 =$$

$$\sum_{i=1}^n \left\{ \ln \left( \ln \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_f - \varepsilon_i} \right) - \beta \ln t_i - \ln \alpha \right\}_{\text{minimal}}^2$$

Cette transformation du critère est équivalente à celle de la variable t<sub>i</sub> en ln t<sub>i</sub>, et de la déformation ε<sub>i</sub> en ln (ln (ε<sub>f</sub> / (ε<sub>f</sub> - ε<sub>i</sub>))). La pente de la droite des moindres carrés est égale à β, et son ordonnée à l'origine à ln α.

Pour 4 charges constantes considérées comme unité, les mesures de fluage de la forme (30) sont tracées en coordonnées arithmétiques sur la figure 4, et en coordonnées semi-logarithmiques sur la figure 5 où elles présentent toutes un point d'inflexion. Au voisinage de la valeur du temps correspondante, la fonction de Kohlrausch est quasiment équivalente à la loi logarithmique de Buisman. Pour que cette valeur du temps soit située dans l'intervalle pendant lequel les mesures sont généralement effectuées, la période de grande divergence a été placée au-delà. La déformation finale ε<sub>f</sub> a été calculée comme égale à celle fournie au bout de 100 ans, par la loi logarithmique déterminée par la première déformation de consolidation secondaire ε<sub>1</sub> mesurée au temps t<sub>1</sub>, et par la dernière ε<sub>n</sub> mesurée au temps t<sub>n</sub>, soit :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_1 + (\varepsilon_n - \varepsilon_1) \frac{\lg 100 \text{ ans} - \lg t_1}{\lg t_n - \lg t_1} \quad (33)$$

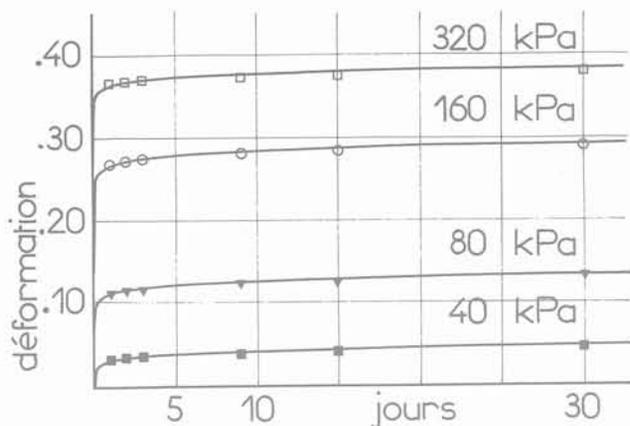


Fig. 4 Mesures de fluage correspondant à différentes charges constantes

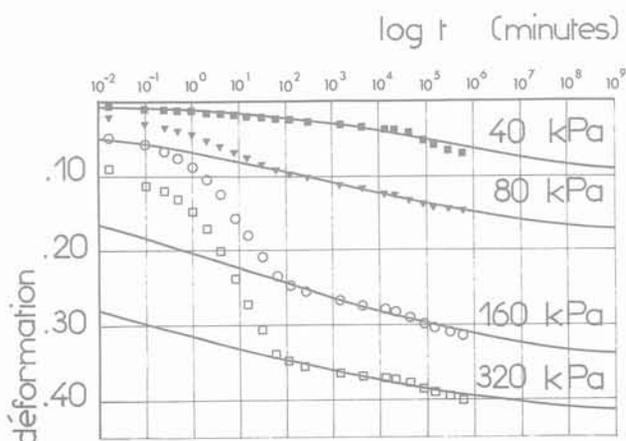
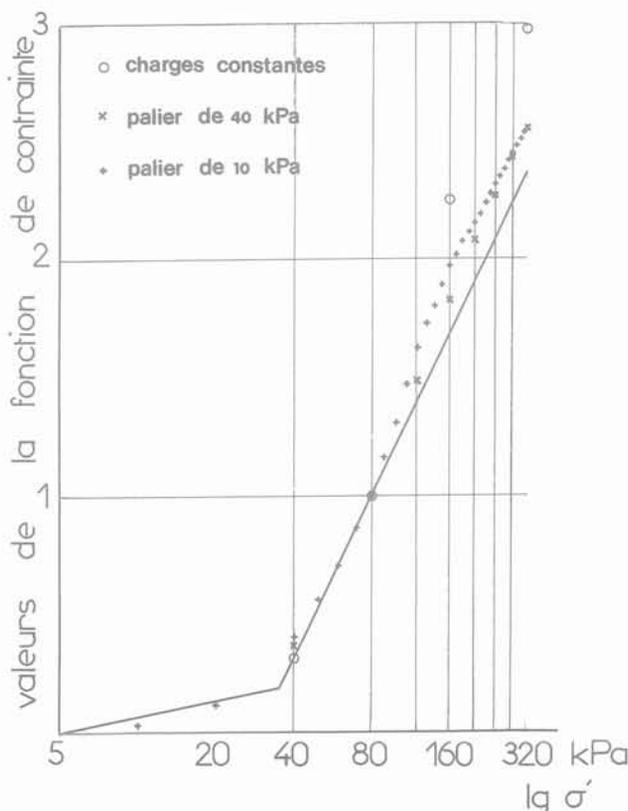


Fig. 5 Mesures de fluage représentées en fonction du logarithme du temps

Fig. 6 La fonction de contrainte  $f(\sigma')$



Les déformations au temps conventionnel  $t_0$ , provoquées par une charge constante quelconque  $\sigma'_i$  et par une charge unité, suffisent pour déterminer les quatre paramètres de la fonction de contrainte. Aux trois conditions (32) s'ajoute la relation (26) écrite pour la contrainte  $\sigma'_i$ .

La figure 6 présente la fonction de contrainte déterminée de cette façon.

Il existe également une méthode approchée de détermination de ces paramètres qui utilise les résultats d'un essai de fluage sous une série de  $n$  paliers d'une durée  $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$  quelconque, mais toujours supérieur à un certain intervalle de temps  $\Delta T$  donné. La charge est portée instantanément au temps  $t_i$  de la valeur  $\sigma'_i$  à  $\sigma'_{i+1}$ .

Le régime de chargement est décrit par la fonction :

$$\sigma'(t) = \sigma'_1 h(t) + \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma'_{i+1} - \sigma'_i) h(t - t_i) \quad (34)$$

où  $h(t)$  est la fonction échelon de Heaviside :

$$h(t) = 0 \text{ pour } t < 0 \text{ et } h(t) = 1 \text{ pour } t > 0.$$

La fonction de contrainte correspondante s'écrit :

$$f[\sigma'(t)] = f(\sigma'_1) h(t) + \sum_{i=1}^{n-1} [f(\sigma'_{i+1}) - f(\sigma'_i)] h(t - t_i) \quad (34)$$

et la déformation :

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= \int_0^t K(t - \tau) f(\sigma'_1) h(\tau) d\tau \\ &+ \sum_{i=1}^{n-1} \int_0^t K(t - \tau) [f(\sigma'_{i+1}) - f(\sigma'_i)] h(\tau - t_i) d\tau \\ \varepsilon(t) &= f(\sigma'_1) C(t) + \sum_{i=1}^{n-1} [f(\sigma'_{i+1}) - f(\sigma'_i)] C(t - t_i). \end{aligned} \quad (35)$$

Si l'intervalle de temps  $\Delta T$  est suffisamment grand (5 à 6 jours minimum), la mesure de fluage peut être considérée comme stabilisée c'est-à-dire :

pour  $t \geq \Delta T$ ;  $C(t) = C(\Delta T)$ ,

et l'équation (35) se réduit à :

$$\varepsilon(t_n) = f[\sigma'_n] C(\Delta T). \quad (36)$$

De la déformation mesurée à la fin de chaque palier, on peut déduire la valeur de la fonction de contrainte pour la contrainte  $\sigma_n$  correspondante.

Meschyan (1967) a proposé une méthode analogue mais moins générale. Sur la figure 6 sont représentés les points calculés par la formule (36), à partir des résultats de deux essais de fluage sous des paliers de charge égaux au huitième et à la moitié de la charge unité, appliqués à intervalles de 14 jours.

Si une approximation plus grossière est admise, les paramètres de la fonction de contrainte peuvent être déduits des résultats d'un essai classique de mesure de la compressibilité ( $\Delta T = 24$  heures). L'application d'une charge unité  $\sigma'_1$  sur un sol à l'équilibre sous la charge initiale  $\sigma'_0$ , provoque une variation  $\Delta e_1$  de l'indice des vides (fig. 7).

Les paramètres de la fonction de contrainte sont liés à ceux de la courbe de compressibilité par les relations :

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{C_s}{\Delta e_1}; & b_1 &= \frac{C_s \lg \sigma'_0}{\Delta e_1}; & a_2 &= \frac{C_c}{\Delta e_1}; \\ b_2 &= \frac{(C_c - C_s) \lg \sigma'_p + C_s \lg \sigma'_0}{\Delta e_1}. \end{aligned}$$

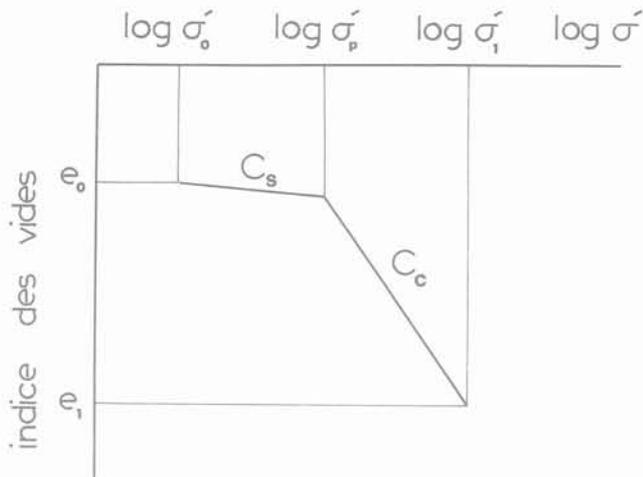


Fig. 7 Variation de l'indice des vides sous la charge unité

### 3 Vérification expérimentale

Les essais ont été réalisés sur l'argile de Cubzac-les-Ponts, de couleur gris vert et contenant quelques débris végétaux très décomposés. Les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 1.

teneur en eau %		83
indice des vides		2,3
limite de liquidité	$W_L$	110
limite de plasticité	$W_p$	50
indice de compression	$C_c$	0,98
indice de gonflement	$C_s$	0,11
contrainte de préconsolidation	$\sigma'_p$	35 kPa

Tableau 1 Caractéristiques des échantillons utilisés

#### 3.1 Influence de la longueur de drainage

D'après la théorie du fluage héréditaire, l'application ou le retrait momentané d'une charge exerce une influence sur la déformation, qui décroît dans le temps avec la fonction  $K(t)$ , et devient rapidement nulle. Dans le cas du squelette intergranulaire des sols argileux, et si les hypothèses précédentes sont vérifiées, le retard apporté au chargement par les surpressions interstitielles n'a pas d'influence sur les déformations de consolidation secondaire. Il est relativement facile de vérifier si la distance de drainage, qui détermine la durée de la phase hydrodynamique, a une influence sur la phase secondaire.

Quatre échantillons dont les distances de drainage  $h$  s'échelonnent suivant les valeurs 5, 10, 20 et 40 mm, ont été reconsolidés sous  $\sigma'_p$ , puis soumis à quatre paliers de charges de 40 kPa d'une durée de 8 jours.

Les figures 8 et 9 représentent, en fonction du logarithme du temps, les déformations provoquées par le premier et le dernier palier en considérant comme initiale la hauteur des échantillons avant l'application de chaque palier.

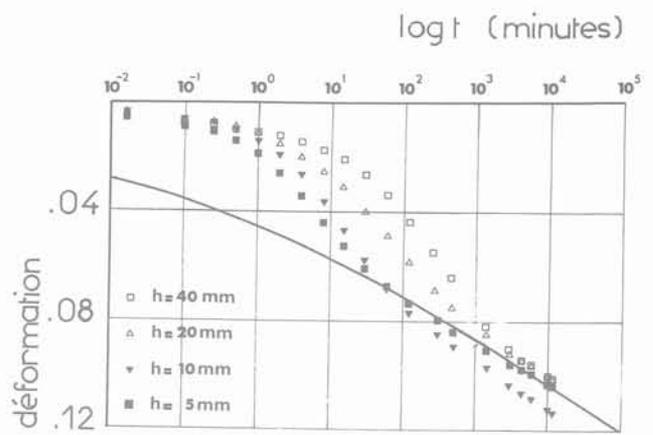


Fig. 8 Consolidation et fluage de quatre échantillons ayant des longueurs de drainage différentes (fortes charges)

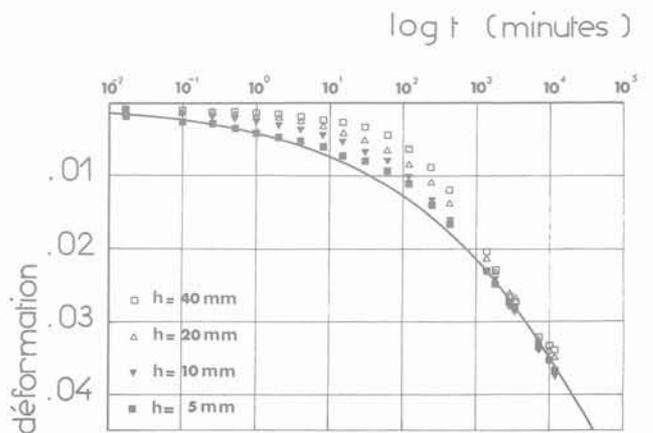


Fig. 9 Consolidation et fluage de quatre échantillons ayant des longueurs de drainage différentes (faibles charges)

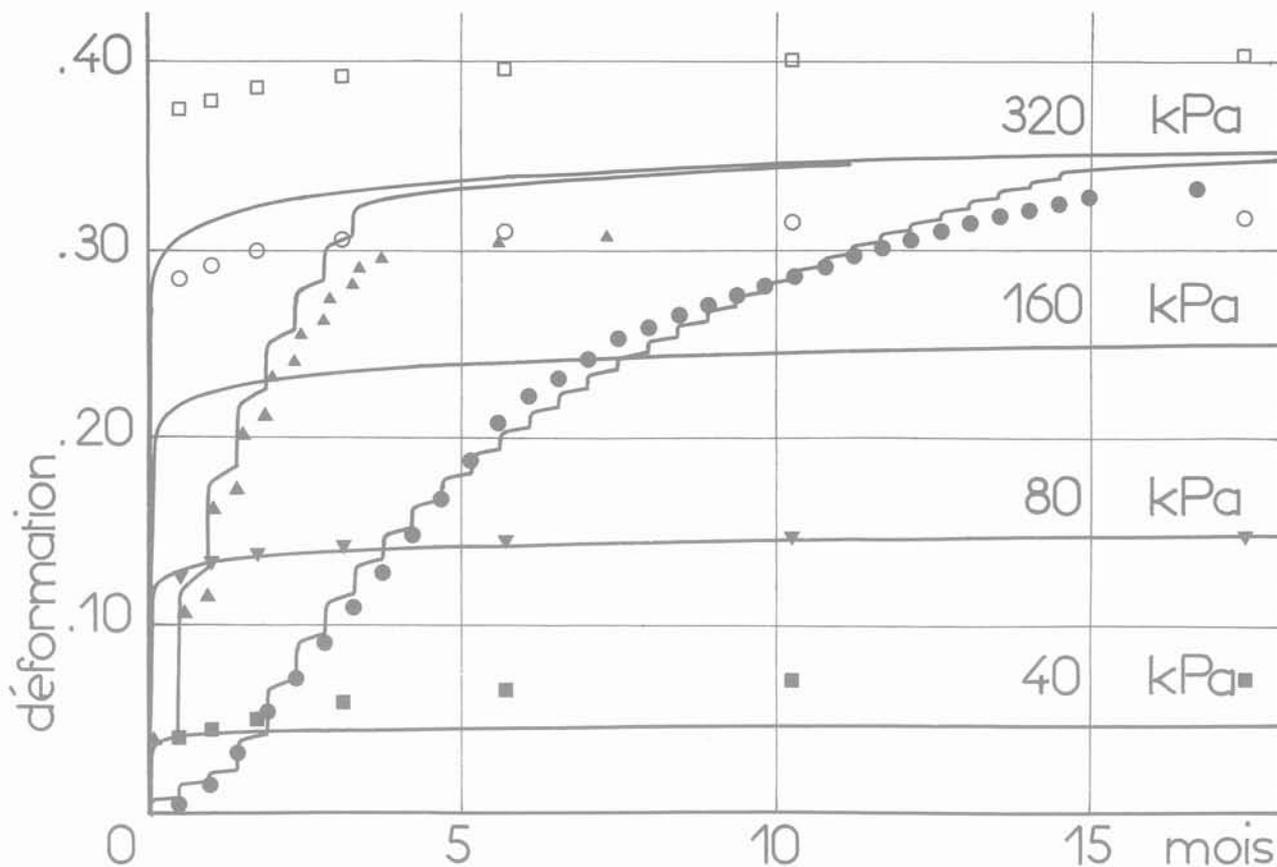
Dans les deux cas, les déformations mesurées après 48 heures présentent une dispersion très limitée, sur laquelle la longueur de drainage n'a pas d'influence apparente.

Ces essais montrent, d'une part, que les déformations de consolidation secondaire ne sont pas dues à un écoulement différé du liquide interstitiel, mais aux caractéristiques visqueuses du squelette. Les paramètres des fonctions  $C(t)$  et  $f(\sigma')$  qui les caractérisent déterminent une loi de comportement qui peut, a priori, être extrapolée à la phase hydrodynamique de la consolidation.

D'autre part, les essais montrent que l'hypothèse B présentée par Ladd (1977), est conforme à l'évolution réelle de la consolidation de monocouches d'épaisseurs différentes; et non pas l'hypothèse A, d'après laquelle la déformation en fin de consolidation primaire est toujours la même quelle que soit la longueur de drainage.

#### 3.2 Affinité des courbes de fluage sous charges constantes

La formule (25), issue de la théorie du fluage héréditaire non linéaire, montre que les courbes de fluage sous charge constante se déduisent de la courbe mesure de fluage représentative de  $C(t)$ , par affinité orthogonale de coefficient  $f(\sigma')$ .



résultats expérimentaux

charges constantes    □ 320 kPa    ○ 160 kPa    ▼ 80 kPa    ■ 40 kPa  
 chargement par paliers égaux à    ▲ 40 kPa    ● 10 kPa

Fig. 10 Fluage œdométrique sous différentes charges appliquées instantanément ou par paliers

Aux quatre charges constantes 40 - 80 - 160 et 320 kPa correspondent des courbes dont les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$ , calculés par la méthode exposée au chapitre 2.2, sont indiqués sur le tableau 2.

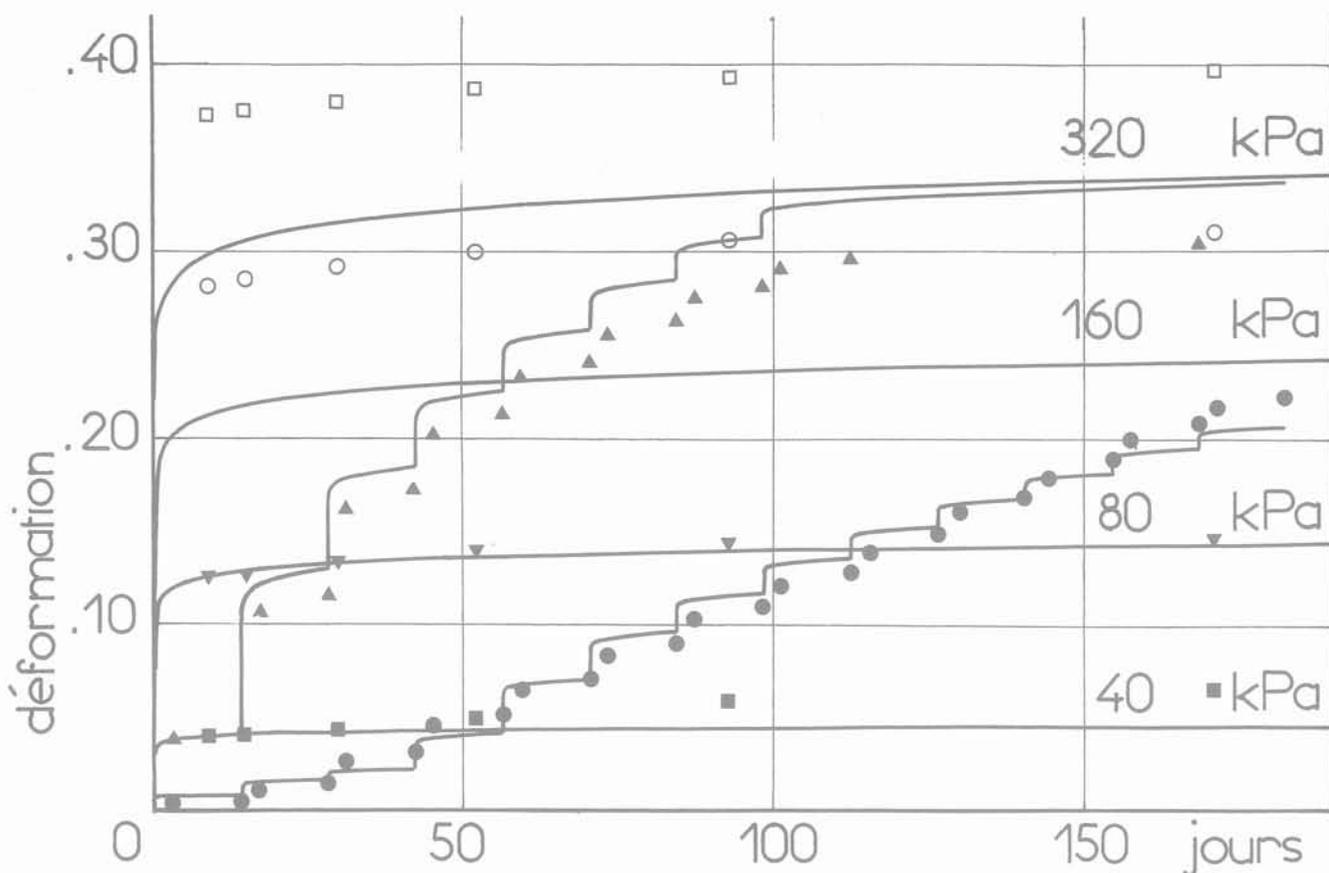
charge appliquée	déformation finale %	$\alpha$ (pour t en min.)	$\beta$
40 kPa	9,3	0,1086	0,182
80 kPa	17,1	0,5033	0,103
160 kPa	34,8	0,8488	0,0745
320 kPa	42,7	1,267	0,0567

Tableau 2 Paramètres des fonctions mesure de fluage associées à quatre charges constantes

Aux grandes charges correspondent les plus grandes valeurs de  $\alpha$ , c'est-à-dire les croissances les plus rapides vers la valeur finale  $\epsilon_f$ , et les plus petites valeurs de  $\beta$  c'est-à-dire les vitesses les plus grandes dans la période initiale. En fait, plus la charge appliquée est grande, plus la composante quasi-instantanée, qui se développe surtout au cours de la consolidation hydrodynamique, est importante par rapport à la composante différée (Léonards et Girault, 1961).

La théorie du fluage héréditaire ne peut pas tenir compte de cette variation des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$ . Ceux retenus pour l'établissement de l'équation de comportement sont relatifs à la charge choisie comme unité  $\sigma'_1 = 80$  kPa. Sur les figures 10 et 11 sont tracées, conformément à cette équation, les courbes relatives aux autres charges.

Pour les charges 40 et 80 kPa impliquées dans la détermination des fonctions  $C(t)$  et  $f(\sigma')$ , l'approximation est correcte dans les 60 premiers jours. Apparaît ensuite une instabilité de la vitesse de fluage qui a été remarquée au cours de tous les essais œdométriques de longue durée (Bishop, Lovénbury 1969; Tavenas et al, 1978).



**résultats expérimentaux**

charges constantes □ 320 kPa ○ 160 kPa ▼ 80 kPa ■ 40 kPa  
 chargement par paliers égaux à ▲ 40 kPa ● 10 kPa

Fig. 11 Fluage œdométrique sous différentes charges appliquées instantanément ou par paliers (période initiale)

Par contre, un écart relatif de l'ordre de 25 % existe entre les déformations calculées et mesurées pour les charges de 160 et 320 kPa. Il reste approximativement constant dans le temps, par conséquent l'hypothèse de l'affinité n'est pas mise en défaut, et ne peut expliquer cet écart. Les essais indiquent que les chargements les plus importants (supérieurs à 120 kPa), appliqués instantanément, provoquent un surcroît de déformation, essentiellement plastique. Il convient de les écarter du domaine de validité de l'équation de comportement.

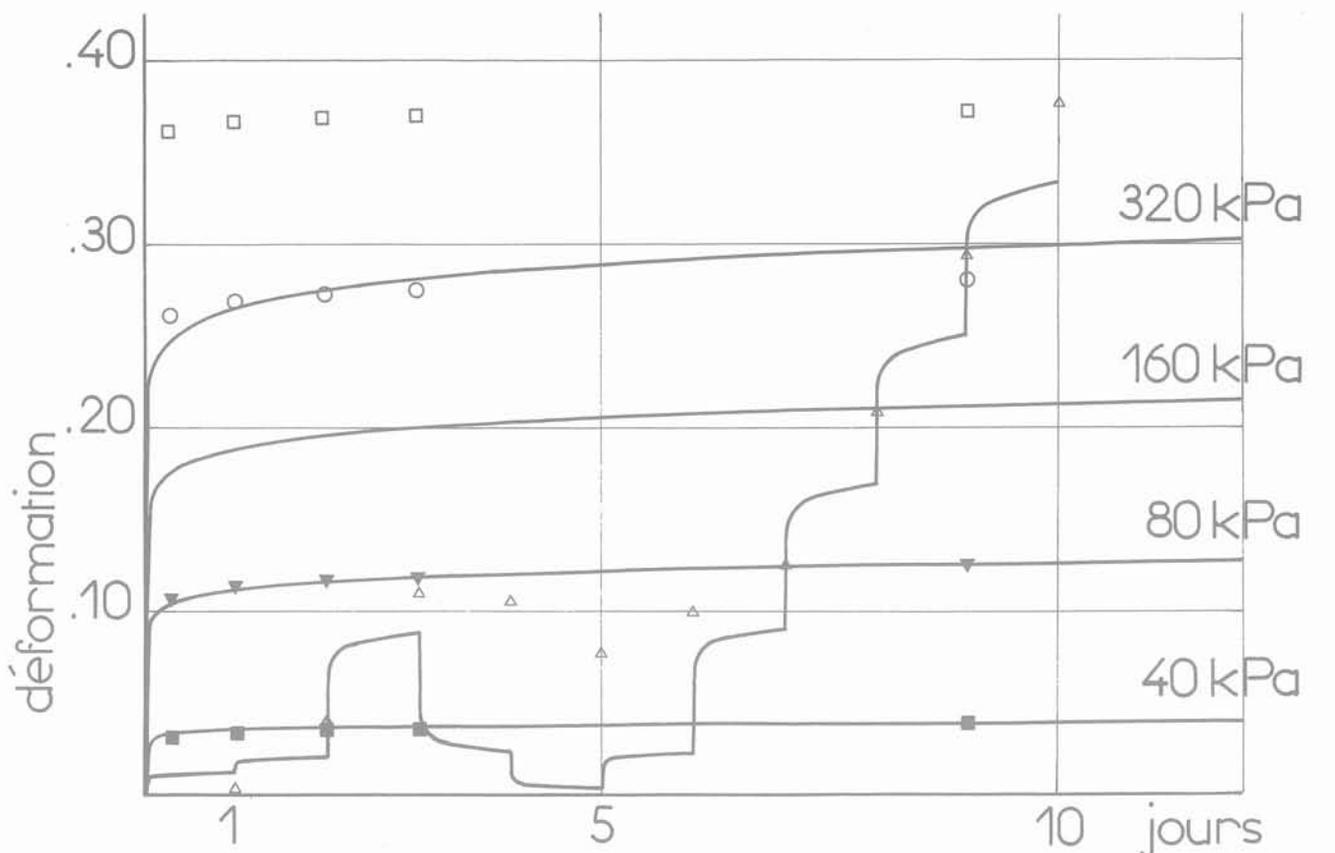
**3.3 Principe de superposition**

Deux essais de fluage sous des paliers de charge égaux, appliqués à intervalles réguliers de 14 jours, ont été réalisés. La première série comportait 8 paliers de 40 kPa et la deuxième 32 paliers de 10 kPa. Si les hypothèses de la théorie du fluage héréditaire, et en particulier le principe de superposition sont vérifiés, l'équation (35) décrit la déformation provoquée. La figure 10 représente l'ensemble des paliers de chargement et la figure 11, les 8 paliers du premier essai et les

12 premiers du deuxième, avec une échelle des temps beaucoup plus grande. Les points correspondent aux mesures, et les courbes aux calculs. Celles-ci ont été prolongées après la fin du chargement pour représenter la déformation sous la charge finale 320 kPa maintenue. On constate qu'elle converge rapidement vers la déformation qui correspond à la même charge appliquée instantanément. En effet, d'après la théorie du fluage héréditaire, l'influence du mode d'application de la charge s'estompe dans le temps.

L'écart relatif entre les déformations calculées et mesurées est de l'ordre de 10 %. Il est suffisamment petit pour que le domaine de validité de l'équation de comportement puisse être étendu aux chargements croissant par paliers. Dans la pratique, les contraintes effectives appliquées au squelette intergranulaire des sols argileux, suivent très souvent de telles croissances lentes et monotones, ne serait-ce que pendant la phase hydrodynamique de la consolidation.

Par contre, la validité de l'équation de comportement ne s'étend pas aux cas de chargements comprenant des phases alternées de croissance et de décroissance. Un exemple est fourni par un essai de compressibilité conforme au projet de nouveau mode opératoire des



résultats expérimentaux

charges constantes □ 320 kPa ○ 160 kPa ▼ 80 kPa ■ 40 kPa  
 essai conforme au projet de nouveau mode opératoire des LPC △

Fig. 12 Fluage sous un cycle de chargement suivi d'un rechargement

LPC. Les déformations mesurées et calculées en fonction du temps par l'équation (35) sont représentées comme précédemment sur la figure 12. La théorie du fluage héréditaire suppose que la déformation est entièrement réversible, et s'annule après déchargement complet. La déformation réelle ne suit pas la même évolution car même petite, elle est en partie plastique (irréversible).

#### 4 Conclusion

Le modèle issu de la théorie du fluage héréditaire non linéaire est caractérisé par la forme mathématique de deux fonctions. La fonction de contrainte est analogue à la relation logarithmique classique qui lie contrainte et déformation. La mesure de fluage, plus originale, est

reprise des travaux de Kohlrausch. Les paramètres du modèle sont calculés à partir des déformations de consolidation secondaire mesurées sous charges constantes. Les essais ont montré qu'elles ne dépendaient pas de la durée de la consolidation primaire. Le fluage est dû aux caractéristiques visqueuses du squelette et l'extrapolation du modèle au comportement de celui-ci durant la phase primaire de la consolidation est a priori licite. Le domaine de validité s'étend à des charges de grande amplitude, pourvu que celles-ci soient appliquées lentement et suivant une croissance monotone, comme cela se produit au cours de la consolidation hydrodynamique des sols de fondation. L'utilisation du modèle, en tant qu'équation d'état du squelette intergranulaire dans une théorie de la consolidation unidimensionnelle, peut donc être envisagée.

## Références bibliographiques

- ARUTYUNYAN N. Kh. (1952) *Quelques questions sur la théorie du fluage* (en russe), édition Gostekhizdat Moscou Leningrad.
- BARDEN L., (1965) *Consolidation of clay with non-linear viscosity*, Géotechnique, Vol. XV, n° 4, décembre 1965, pp. 345-362.
- BARDEN L., (1969) *Time-dependant deformation of normally consolidated clays and peats*, journal of the Soil Mechanics and Foundations division-Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 95, n° SM 1, janvier 1969, p. 1-31.
- BATTELINO D., (1973) *Oedometer testing of viscous soils*, août 1973, Proceedings of the 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, Vol. 1-1, p. 25-30.
- BISHOP A. W.; LOVENBURY H. T., (1969) *Creep characteristics of two undisturbed clays*, août 1969, Proceedings of the 7 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 1, p. 29-38.
- BJERRUM L., (1967) 7 th Rankine lecture *Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings*, Géotechnique, Vol. XVII, n° 2, juin 1967, p. 82-118.
- BUISMAN A. S. K., (1936) *Results of long duration settlements tests*, juin 1936, Proceedings of the 1 st International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge Mass. U.S.A., Vol. 1, n° F7, p. 103-106.
- FELIX B., (1980) *Le fluage des sols argileux, étude bibliographique*, Rapport de Recherche L. P. C., n° 93, à paraître, Paris, 234 pages.
- FELIX B., (1980) *Fluage et consolidation unidimensionnelle des sols argileux*, Rapport de Recherche L. P. C., n° 94, à paraître, Paris, 180 pages.
- FLORIN V. A., (1953) *La consolidation unidimensionnelle d'un sol avec prise en compte du vieillissement, du fluage non linéaire, et de la destruction de la structure* (en russe), édition de l'Académie des Sciences de l'U. R. S. S., O. T. N. n° 9.
- FLORIN V. A., (1961) *Les bases de la mécanique des sols tome II* (en russe), édition Gosstrojizdat, 1961, Moscou, 543 pages.
- GARLANGER J. E., (1972) *The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress*, Géotechnique, Vol. XXII, n° 1, mars 1972, p. 71-78.
- GIBSON R. E.; LO K. Y., (1961) *A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression*, publication n° 41, Norwegian Geotechnical Institut, p. 3-15.
- HANSEN B., (1969) *A mathematical model for creep phenomena in clay*, août 1969, Proceedings of the 7 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Speciality Session n° 12 Advances in consolidation theories for clays, p. 12-18.
- HAWLEY J. G., BORIN D. L., (1973) *A unified theory for the consolidation of clays*, août 1973, Proceedings of the 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, Vol. 1-3 p. 107-120.
- KOHLRAUSCH F., (1863) *Experimentale Untersuchungen über die elastische Nachwirkung bei der Torsion, Ausdehnung und Biegung*, Pogg. Ann. Bd 119.
- KOPPEJAN A. W., (1948) *A Formula combining the Terzaghi's load compression relationship and the Buisman's secular time effect*, juin 1948, Proceedings of the 2 nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 3, p. 32-37.
- LADD C. C. et al, (1977) *Stress-deformation and strength characteristics (State-of-the-art Report)*, juillet 1977, Proceedings of the 9 th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, p. 421-494.
- LEONARDS G. A.; GIRAULT P., (1961) *A study of the one-dimensional consolidation test*, juillet 1961, Proceedings of the 5 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, p. 213-218.
- MAGNAN J.-P. et al, (1979) *Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non saturation*, bull. de liaison des Labo des Ponts et Chaussées, n° 103, septembre-octobre 1979, p. 83-94.
- MASLOV G. N., (1940) *État de contrainte et de température dans les massifs en béton avec prise en compte du fluage du béton* (en russe), bulletin du VNIIG, Vol. 28.
- MESCHYAN S. R., (1967) *Le fluage des sols argileux* (en russe), édition de l'Académie des Sciences de la R. S. S. d'Arménie, 1967, 318 pages.
- MESCHYAN S. R., (1969) *Sur les lois décrivant les processus de déformation des sols argileux dans le temps*, journal Soil Mechanics and Foundation Engineering traduction anglaise du journal Osnovaniya Fundamenti i Mekhanika Gruntov, janvier-février 1969, n° 1, p. 10-15.
- MESCHYAN S. R., (1974) *Les propriétés mécaniques des sols et leur détermination au laboratoire (avec prise en compte des effets du temps)* en russe, édition Nedra-Moscou, 190 pages.
- MESRI G.; ROKHSAR A., (1974) *Theory of consolidation of clays*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 100, GT8, août 1974, p. 889-904.
- MESRI G., GODLEWSKI P. M., (1977) *Time and stress compressibility interrelationship*, Journal of the Geotechnical Engineering division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 103, GT5, mai 1977, p. 417-430.
- MIEUSSENS C., (1979) *Étude en laboratoire de la compressibilité des sols fins — Essais de fluage à très long terme — Étude de l'effet d'échelle dans l'essai œdométrique*. Rapport de recherche, L. R. de Toulouse des Ponts et Chaussées, mars 1979.

- MIEUSSENS C.; MAGNAN J.-P.; VAUTRAIN J., *Le nouveau mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées pour l'essai de compressibilité à l'œdomètre*, bull. de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées à paraître.
- MURAYAMA S.; SHIBATA T., (1964) *Flow and stress relaxation of clays*, avril 1964. Symposium de l'I. U. T. A. M. Rhéologie et mécanique des sols, Grenoble, p. 99-129.
- POKROVSKIJ G. I., (1933) *Application du principe de Boltzmann au calcul du tassement des fondations* (en russe), dans le recueil « osnovaniya i fundamenti » n° 1 V. I. O. S. Moscou-Leningrad.
- POOROOSHASB H. B.; SIVAPATHAM T., (1969) *Consolidation of sensitive clays exhibiting strong structural breakdown* août 1969, Proceedings of the 7 th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Speciality Session n° 12, Advances in consolidation theories for clays, p. 27-37.
- POSKITT J.; BIRDSALL J. O., (1971) *A theoretical and experimental investigation of mildly non-linear consolidation behaviour in saturated soil*, Canadian geotechnical journal, Vol. 8, n° 2, mai 1971, p. 186-216.
- POSKITT T. J., (1971) *Consolidation of clay and peat with variable properties*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division-Proceedings of the A. S. C. E. Vol. 9, n° SM6, Juin 1971, p. 841-880.
- RABOTNOV Yu N., (1948) *Quelques questions sur la théorie du fluage* (en russe), nouvelles de l'université d'état de Moscou (MGU) n° 10.
- SCHIFFMAN L., (1969) *Secondary consolidation of clay, a visco elastic analysis* août 1969, Proceedings of the 7 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Speciality Session n° 12, Advances in consolidation theories for clays, p. 60-73.
- ŠUKLJE L., (1957) *The Analysis of the Consolidation Process by the Isotache Method*, août 1957, Proceedings of the 4 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, Vol. I, pp. 200-206, discussions Vol. III, pp. 107-109.
- ŠUKLJE L., (1969) *Rheological aspects of Soil Mechanics*, édition Wiley interscience, Londres, 1969, 571 pages.
- ŠUKLJE L.; KOVAČIČ I., (1974) *The role of effective stress speed in the consolidation analysis*. Acta geotechnica, 51-53, 1974, Université de Ljubljana, p. 233-240.
- ŠUKLJE L.; KOZAK J., (1974) *Consolidation of partly saturated viscous soils*, Acta geotechnica, 54-56, 1974, Université de Ljubljana, p. 1-20.
- TAN TJONG KIE, (1958) *Secondary Time effects and Consolidation of clays*, Scientia Sinica, Vol. 7, n° 11, p. 1060.
- TAVENAS F. et al, (1978) *Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay*, Canadian geotechnical journal, Vol. 15, n° 3, août 1978, p. 402-423.
- TAYLOR D. W.; MERCHANT W. A., (1940) *A theory of clay consolidation accounting for secondary compression*, journal of mathematics and physics, Vol. 19, n° 3, p. 167-185.
- TAYLOR D. W. (1942) *Research on Consolidation of clays* Massachusetts Institute of Technology, Cambridge U. S. A., publication from the Department of civil and Sanitary Engineering, Serial 82 août 42.
- TER MARTIROSYAN Z. G.; TSYTOVICH N. A., (1965) *Sur la consolidation secondaire des argiles*, journal Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1965, n° 5, traduction anglaise du journal osnovaniya fundamenti i mekhanika gruntov, septembre-octobre 1965, n° 5, p. 12-15.
- TSYTOVICH N. A. et al, (1967) *Prévision de la vitesse des tassements des fondations des ouvrages* (en russe). Edition literatury po stroitel'stvu, Moscou 1967, 239 pages.
- VU CAO MINH, (1977) *One-dimensional consolidation of soils taking creep into account*, Archiwum hydrotechniki Varsovie, tome XXIV, 1977, p. 187-203.
- WU T. H.; RESENDIZ D.; NEUKIRCHNER R. J., (1966) *The analysis of consolidation by rate process theory*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A. S. C. E., Vol. 92, n° SM6, novembre 1966, p. 229-248.
- ZARETSKIJ Yu. K., (1967) *Théorie de la consolidation des sols* (en russe), édition Nauka, Moscou 1967, 270 pages, traduction en anglais Israël programm of scientific translation, Jérusalem 1972 (réf. DIRR 22-124).

# rupture d'un rideau de palplanches

par

**H. Josseaume**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**J. Jardin**

Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien

## 1 Introduction

Une importante voie routière de la région parisienne longe la rive droite d'une rivière sur un remblai étayé latéralement par un rideau de palplanches jouant le rôle de soutènement de rive. Dix-huit mois après la mise en service de cette voie routière, le flanc du remblai surplombant la rivière s'effondrait sur une longueur d'environ 80 m, tandis que le rideau de palplanches subissait des déplacements de plusieurs mètres d'amplitude qui provoquaient sa destruction.

Le Service de l'Équipement, Maître d'Œuvre, a confié au Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien et au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées la mission de déterminer les causes de cette rupture et de proposer des méthodes permettant de réparer l'ouvrage dans sa partie endommagée et éventuellement de le conforter dans sa partie encore intacte. On rend compte ci-après des études effectuées dans le cadre de cette mission.

## 2 Description du site avant la rupture

Dans la zone intéressée par la rupture, le remblai routier s'appuie sur un sol dont la stratigraphie est classique en région parisienne (fig. 1) :

- en surface, des remblais d'apport constitués de matériaux de décharge et de démolition (limons, argiles, blocs) recouvrant des alluvions récentes fines (limons argileux plus ou moins organiques);
- des alluvions anciennes, formées pour l'essentiel de sables grossiers relativement argileux relayés à peu de distance du lit de la rivière par une couche d'éboulis (sables, marne et blocs);
- les sables de Beauchamp, dont le faciès argileux est largement prédominant, le faciès gréseux n'apparaissant à la partie supérieure de la couche qu'à une certaine distance de la rivière;
- les marnes et caillasses.

Le remblai routier, construit en matériau sableux et en grave-ciment, est limité latéralement côté rivière par un talus de pente  $\frac{1}{1,4}$  et de hauteur 5,50 m dont le pied

prend appui sur un soutènement de rive en palplanches. Celui-ci était initialement constitué de palplanches  $S\ell_2$  de longueur 4,10 m. Il était ancré en tête par une ligne de tirants d'ancrage à plaque pivotante espacés de 4,5 m. Ces tirants, qui avaient une longueur d'environ 10 m étaient inclinés à  $30^\circ$  sur l'horizontale et prenaient appui dans le sable de Beauchamp.

## 3 Observations après l'accident

L'accident, qui s'est produit alors que le niveau de la rivière se situait à 0,8 m au-dessous de la tête du rideau a eu pour conséquences :

- un déplacement horizontal important dont l'amplitude a atteint 6 m dans la partie centrale de la zone endommagée. Ce déplacement s'est traduit par un vrillage du rideau, dont la tête s'est inclinée tantôt vers la rivière, tantôt vers la rive;
- un glissement du remblai sur une longueur de 80 m, qui a provoqué l'effondrement de sa plate-forme jusqu'à environ 7 m de la crête du talus et l'apparition de fissures parallèles à celle-ci en arrière de la zone effondrée.

Par ailleurs, un important suintement apparaissant dans le remblai, sensiblement au milieu de la zone effondrée, a mis en évidence une fuite dans une canalisation de distribution d'eau potable située à 2,50 m sous la chaussée et longeant la rivière à environ 8 m en arrière de la crête initiale du talus. Selon la Compagnie Générale des Eaux, cette fuite était antérieure d'au moins 6 mois à la rupture du remblai, et son débit pouvait être estimé à 1 l/s.

En outre, au cours des investigations qui ont été faites aux abords de la zone accidentée, on a constaté en amont de celle-ci, des fissures dans la chaussée

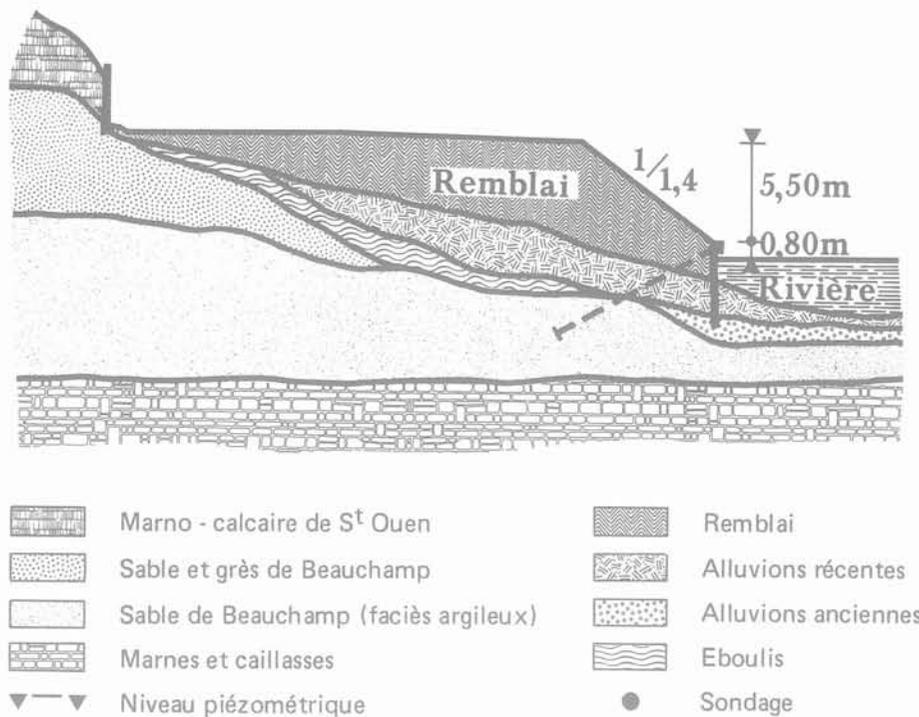


Fig. 1 Coupe de la berge de la rivière et du remblai routier dans la zone de rupture

orientées parallèlement à la rivière (fig. 2). Apparaissant à environ 80 m de la limite du glissement, elles s'étendaient jusqu'à 200 m de celui-ci et tendaient alors à s'orienter perpendiculairement à la rivière, laissant craindre une nouvelle rupture. Une surveillance systématique des déplacements de repères topographiques implantés dans la zone des fissures, sur la chaussée et sur la poutre de couronnement du rideau, a montré que cette dernière ne subissait pas de déplacement appréciable mais a mis en évidence des tassements de la plate-forme du remblai.

#### 4 Étude géotechnique

L'effondrement du remblai pouvait être imputé soit à un défaut de stabilité du rideau de palplanches ayant eu pour effet d'amorcer la rupture, soit à un glissement de la rive qui aurait entraîné le rideau dans son mouvement. L'éventualité du développement d'un fontis dans les marnes et caillasses, sous le talus du remblai, ne pouvait en outre être exclue a priori.

La recherche des causes de l'accident impliquait alors la connaissance des éléments permettant l'analyse de la stabilité du rideau et de celle de la rive, c'est-à-dire :

- la coupe du sol dans la zone effondrée et à son voisinage immédiat;
- les conditions hydrauliques;
- les caractéristiques mécaniques du sol et plus particulièrement ses paramètres de résistance au cisaillement.

Des sondages généralement équipés en piézomètres, ont donc été réalisés dans trois profils perpendiculaires à la rivière. Le profil 1 (7 sondages) était implanté dans la partie centrale de la zone effondrée, les

profils 2 (5 sondages) et 3 (4 sondages) en amont de cette zone, l'un à 40 m et l'autre à 150 m de son extrémité (fig. 2). Le dernier était situé dans la section où l'apparition de fissures faisait redouter une seconde rupture. En règle générale, ces sondages ont été arrêtés à la partie supérieure des marnes et caillasses. Cependant, au profil 1 trois sondages ont entièrement traversé cette formation afin d'y déceler un éventuel fontis.

Des essais de perméabilité Lefranc à charge variable ont été effectués au niveau du remblai, des alluvions et du sable de Beauchamp lors de l'exécution des sondages dans les profils 2 et 3. Des échantillons intacts ont été prélevés dans ces formations afin de déterminer leurs caractéristiques d'identification et leur résistance au cisaillement.

##### 4.1 Stratigraphie

L'exploitation des sondages a permis de définir avec précision la géométrie des couches au droit de chaque profil. L'examen des coupes correspondantes fait apparaître (fig. 3) :

- que la rupture n'a affecté que les couches superficielles, remblais et alluvions, qui ont été entièrement désorganisées (fig. 3a). Ceci, joint au fait que les sondages profonds n'ont indiqué aucune anomalie dans les marnes et caillasses, a conduit à écarter l'hypothèse selon laquelle un fontis aurait été à l'origine de l'accident;
- une bonne homogénéité du site dans la zone étudiée, principalement au niveau des couches superficielles, les coupes relatives aux profils 2 et 3 (fig. 3b et 3c) étant très semblables.

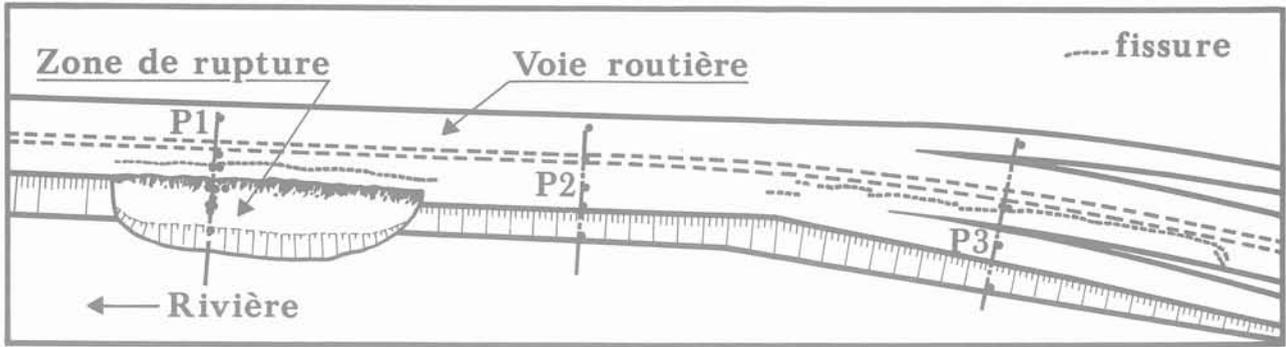


Fig. 2 Vue en plan de la zone de rupture et implantation des profils de sondages

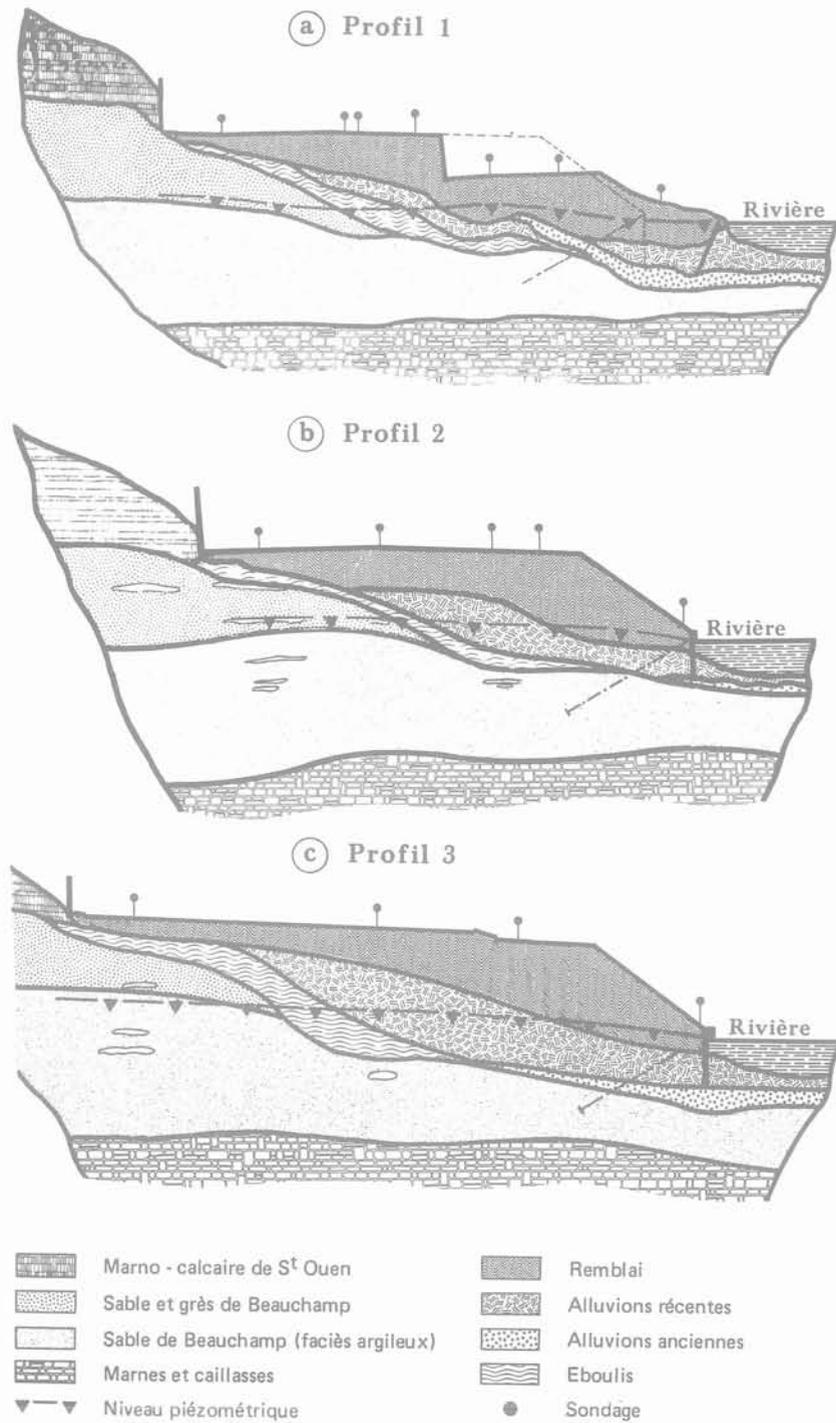


Fig. 3 Coupes du sol au droit des trois profils de sondage

## 4.2 Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques moyennes d'identification des alluvions fines et du sable de Beauchamp sont regroupées dans le tableau 1.

Formation	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau w(%)	Limite de liquidité $w_L$ (%)	Indice de plasticité $I_p$ (%)	Teneur en matières organiques (%)
Partie supérieure des alluvions fines	17,5	50	74	33	
Partie inférieure des alluvions fines	14	100	80	32	12
Sable de Beauchamp faciès argileux	20	20	38	14	

Tableau 1 Caractéristiques moyennes d'identification des alluvions fines et du sable de Beauchamp

La résistance au cisaillement drainé du sol a été déterminée à partir d'essais triaxiaux de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle, effectués sur les échantillons qui ont pu être prélevés. Les essais, réalisés après saturation du sol sous une contre-pression de 200 kPa, ont donné les résultats suivants.

### 4.2.1 Remblais : $c' = 15$ kPa, $\varphi' = 32^\circ$

Ces valeurs, obtenues à partir de 7 éprouvettes de sol fin (les seules qui aient pu être taillées), ne peuvent être  $\varphi' = 35^\circ$ , comme représentatives de l'ensemble du matériau de remblai, très hétérogène. Le comportement de ce matériau se situe vraisemblablement entre celui d'un sol pulvérulent d'angle de frottement  $\varphi' = 36^\circ$  (angle de talus du remblai) et celui d'un sol ayant un angle de frottement du même ordre (30 à  $36^\circ$ ) avec en outre une cohésion élevée (supérieure à 15 kPa), le remblai n'étant généralement pas saturé.

### 4.2.2 Alluvions récentes

Les résultats sont extrêmement dispersés (fig. 4). Pour 14 des 21 éprouvettes essayées, les points représentatifs de l'état des contraintes effectives à la rupture se situent dans la plage délimitée par des droites intrinsèques telles que  $c' = 0$ ,  $\varphi' = 35^\circ$ , d'une part et  $c' = 15$  kPa,  $\varphi' = 40^\circ$ , d'autre part. Les points relatifs aux 7 autres se distribuent à peu près également de part et d'autre de cette plage, la résistance minimale ne correspondant jamais à un angle de frottement interne inférieur à  $29^\circ$ .

Il apparaît également que les résistances les plus élevées sont systématiquement obtenues pour les éprouvettes prélevées à la partie inférieure de la couche, peu dense et à forte tendance organique.

Compte tenu de ces données et aussi du fait que l'histoire du sol (normalement consolidé ou légèrement surconsolidé) ne permet pas d'expliquer la cohésion indiquée par les essais, on a pu attribuer aux alluvions modernes les valeurs suivantes :

- $c' = 0$ ,  $\varphi' = 40^\circ$  pour la partie inférieure de la couche ( $\gamma = 14$  kN/m<sup>3</sup>);
- $c' = 0$ ,  $\varphi' = 35^\circ$  pour la partie supérieure de la couche ( $\gamma = 17,5$  kN/m<sup>3</sup>).

### 4.2.3 Sable de Beauchamp : $c' = 0$ , $\varphi' = 39^\circ$

## 4.3 Conditions hydrauliques

Les relevés piézométriques effectués dans les 3 profils ont montré que la surface piézométrique de la nappe des formations superficielles se confond avec celle de la nappe du sable de Beauchamp qui l'alimente. Ces nappes sont drainées par la rivière et au cours des trois mois ayant suivi l'accident, leur surface au voisinage du rideau s'est maintenue sensiblement au niveau de la tête de ce dernier, du moins dans la zone non perturbée par la rupture.

Compte-tenu de l'homogénéité du site, les conditions de nappe devaient être sensiblement identiques dans la zone effondrée avant que ne se produise la rupture, à moins que la fuite survenue à la canalisation de distribution d'eau n'ait provoqué une remontée locale de la nappe.

Les essais de perméabilité en place ont montré que le coefficient de perméabilité des sols superficiels (alluvions récentes et anciennes, remblais) varie de  $10^{-4}$  m/s à  $10^{-5}$  m/s. Le sable de Beauchamp, qui se caractérise par une perméabilité 100 à 1 000 fois plus faible, peut être considéré comme imperméable vis-à-vis de ces formations.

## 5 Études de stabilité

### 5.1 Caractéristiques géométriques et hydrauliques

La coupe du sol prise en compte pour les études de stabilité est représentée sur la figure 5. La désorganisation des couches superficielles dans la zone de rupture n'ayant pas permis de reconstituer leur géométrie initiale à partir des seuls sondages implantés dans le profil 1, cette coupe a été établie à partir des données recueillies dans les profils 2 et 3.

Le choix des hypothèses concernant la nappe à l'arrière du rideau était particulièrement important. Aucun dragage ou remblaiement susceptible de perturber l'équilibre du remblai n'ayant été entrepris avant l'accident et la surface de la rivière se trouvant au-dessus de son niveau moyen, la rupture ne pouvait guère trouver son origine que dans une modification des conditions hydrauliques à l'arrière du rideau.

Comme indiqué précédemment, la surface de la nappe arrière au voisinage du rideau devait se situer sensiblement à la hauteur de la tête des palplanches lors de l'accident, à moins que la fuite de la canalisation n'ait provoqué une remontée locale de la nappe.

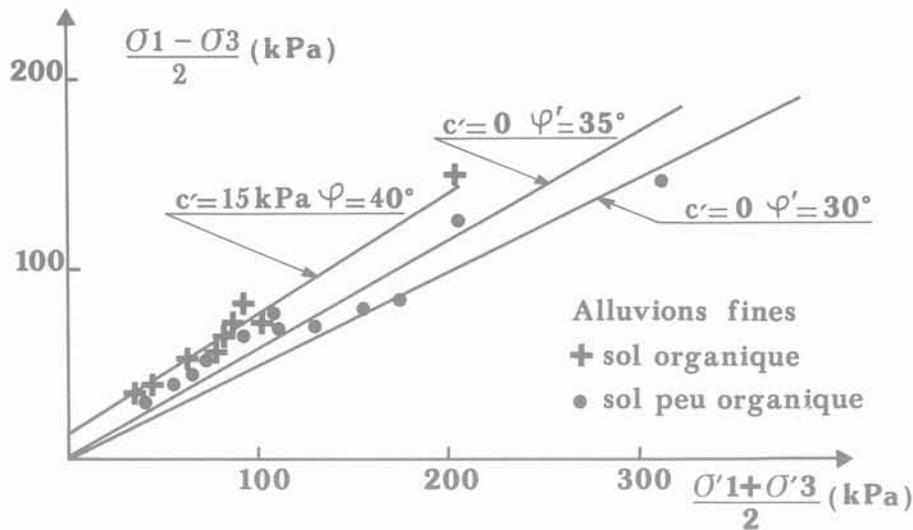


Fig. 4 Diagramme des contraintes effectives à la rupture obtenues dans les essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle effectués sur les alluvions fines

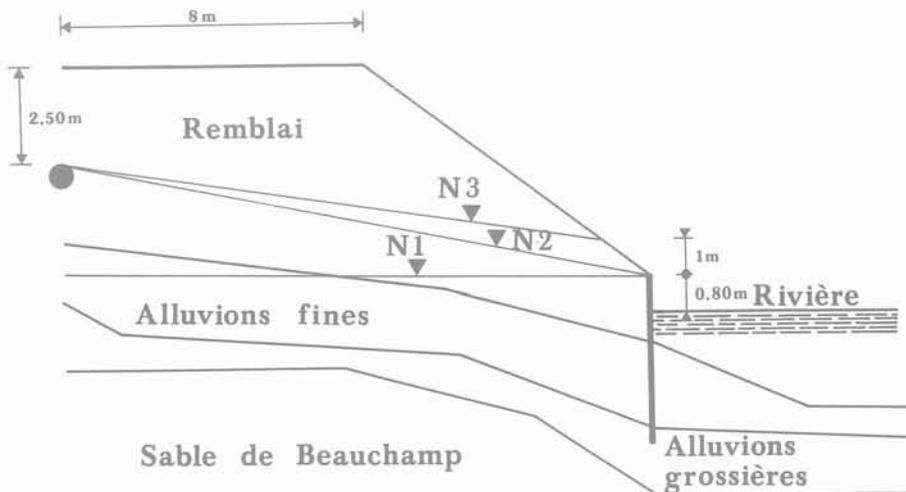


Fig. 5 Coupe du sol prise en compte dans les études de stabilité

Le débit de cette fuite étant connu approximativement, de même que les caractéristiques hydrauliques du site, il était théoriquement possible de déterminer par le calcul un ordre de grandeur de cette remontée. Mais le fait que l'écoulement créé par la fuite soit un écoulement tridimensionnel complexe interdisait pratiquement cette procédure. Aussi, pour étudier l'éventualité d'une remontée locale d'amplitude sensible de la nappe, a-t-on schématisé considérablement le problème. On a admis un relèvement uniforme de la nappe le long de la canalisation et l'on a comparé au débit total de la fuite le débit unitaire de l'écoulement plan qui s'établit alors dans un profil transversal. Dans l'hypothèse d'un relèvement de la surface de la nappe jusqu'au niveau de la canalisation au droit de cette dernière, le débit unitaire maximum déterminé par analogie électrique en attribuant aux alluvions et au

remblai la plus forte des perméabilités mesurées en place, était très sensiblement inférieur au débit de fuite (au moins une quinzaine de fois). Il apparaissait donc, en dépit du caractère simpliste des hypothèses de l'étude, qu'une remontée locale de la nappe, d'amplitude ou d'extension importante, était très vraisemblable et même probable.

Cette éventualité a été prise en compte dans les calculs de stabilité qui ont été effectués en affectant successivement à la surface de la nappe arrière les positions  $N_1$  (influence négligeable de la fuite),  $N_2$  et  $N_3$  (rôle important de la fuite) représentées sur la figure 5. Les pressions interstitielles à l'arrière du rideau ont été calculées en assimilant les équipotentielles de l'écoulement à des verticales.

## 5.2 Stabilité de la rive

L'accident pouvait être dû à l'instabilité propre de la berge de la rivière qui aurait alors glissé le long d'une surface passant sous le rideau et englobant le terrain sollicité par celui-ci. Cette éventualité était suggérée par l'extension de la zone effondrée en arrière du rideau. Elle a été étudiée en tenant compte du niveau de la rivière constaté lors de la rupture et en affectant successivement les positions  $N_1$  et  $N_3$  à la surface de la nappe arrière. L'étude de stabilité de la rive ayant été effectuée alors que l'on ne disposait que d'un petit nombre de résultats d'essais triaxiaux, des caractéristiques mécaniques pessimistes ont été attribuées aux différentes couches du sol :

remblai	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , $c' = 0$ , $\varphi' = 32^\circ$ ,
alluvions anciennes	$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ , $c' = 0$ , $\varphi' = 30^\circ$ ,
alluvions modernes	$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ , $c' = 0$ ,
	$30^\circ = \varphi' < 35^\circ$ .

Les calculs ont été effectués au moyen du programme Vestal, qui permet l'étude de la stabilité des pentes en rupture non circulaire par la méthode des perturbations (Faure et al, 1975). Les surfaces de glissement envisagées se situaient au-dessus du toit du sable de Beauchamp. Elles n'englobaient donc pas l'ancrage des tirants dans cette formation et, de ce fait, ceux-ci exerçaient une action stabilisatrice sur le volume de sol susceptible de glisser. Celle-ci n'a pas été prise en compte dans les calculs.

On a tout d'abord étudié la possibilité d'une rupture le long d'une surface de glissement correspondant sensiblement au contour de la zone effondrée, que les observations effectuées après la rupture permettaient de situer entre les lignes (A) et (B) représentées sur la figure 6. Les valeurs minimales du coefficient de sécurité obtenues le long de telles surfaces sont indiquées dans le tableau 2.

Alluvions fines	Nappe	
	$N_1$	$N_3$
$\varphi' = 30^\circ$	F = 1,44	F = 1,14
$\varphi' = 35^\circ$	F = 1,64	F = 1,30

Tableau 2 Valeurs du coefficient de sécurité relatives aux surfaces de glissement situées dans le fuseau délimité par courbes (A) et (B)

En dépit du caractère pessimiste des données géotechniques et du fait que l'action stabilisatrice des tirants n'ait pas été prise en compte, elles étaient systématiquement supérieures à l'unité, ce qui indiquait clairement que l'accident ne trouvait pas son origine dans un glissement le long de surfaces telles que (A) ou (B).

Une recherche des surfaces de glissement les plus défavorables montrait qu'il fallait envisager des surfaces telles que (C) ou (D) recoupant la surface du sol à faible distance du rideau (fig. 6), pour que le coefficient de sécurité corresponde effectivement à l'éventualité d'une rupture. Il s'ensuivait donc qu'un glissement de la rive n'avait pu se développer qu'au

voisinage du rideau, c'est-à-dire dans une zone correspondant approximativement au prisme de Coulomb. L'origine de l'accident devait donc être recherché dans le comportement propre du rideau.

## 5.3 Stabilité propre du rideau

Si la rupture résultait d'une instabilité propre du rideau, cette dernière pouvait être liée soit à une insuffisance de la butée disponible sur la face avant du rideau, soit à une réaction d'ancrage trop élevée vis-à-vis de la capacité des tirants. L'analyse de la stabilité propre du rideau impliquait donc la détermination de la butée effectivement mobilisée sur la hauteur en fiche et de la réaction unitaire d'ancrage. L'une et l'autre ont été calculées en admettant que le rideau travaillait dans des conditions voisines de celles de la butée simple. Cette hypothèse était effectivement réalisée si la rupture était due à une fiche trop courte et elle n'introduisait qu'une erreur assez faible sur la réaction d'ancrage si le rideau travaillait en rideau semi-encasté.

Dans ces conditions, les efforts appliqués au rideau étaient (fig. 7) :

- la réaction d'ancrage, de composante horizontale  $T$ ,
- la résultante des poussées du sol et de l'eau sur la face arrière, de composante horizontale  $Pa$ ,
- la poussée de l'eau  $Pw$  et la butée effective du sol, ayant pour composante horizontale  $P'pm$ , sur la face avant.

Si l'on admet que le point d'application de la butée effectivement mobilisée est le même que celui de la butée à l'équilibre limite, l'équilibre du rideau fournit les expressions de  $P'pm$  et de  $T$  :

$$P'pm = \frac{z_a Pa - z_w Pw}{z_p}$$

$z_a$ ,  $z_p$  et  $z_w$  étant définis sur la figure 7,

$$T = T_1 = Pa - P'pm - Pw$$

pour  $P'pm < P'p \cos \delta p$ ,

$$T = T_2 = Pa - P'p \cos \delta p - Pw$$

pour  $P'pm \geq P'p \cos \delta p$ ,

$P'p$  étant la butée effective du sol sur la face avant du rideau, à l'équilibre limite et  $\delta p$  son inclinaison sur l'horizontale.

$T_{max}$  désignant la composante horizontale de la réaction limite d'ancrage, la stabilité du rideau impliquait :

$$P'pm < P'p \cos \delta \quad \text{et} \quad T = T_1 < T_{max}$$

c'est-à-dire que les coefficients de sécurité vis-à-vis d'une insuffisance de fiche et vis-à-vis d'une insuffisance d'ancrage, respectivement égaux à :

$$Fp = \frac{P'p \cos \delta p}{P'pm} \quad \text{et} \quad Fa = \frac{T_{max}}{T}$$

soient simultanément supérieurs à l'unité.

Le calcul de  $Fp$  et  $Fa$  a été fait en considérant le profil-type de la figure 5. Cependant, la profondeur de pénétration des palplanches dans les alluvions anciennes étant très faible, on a considéré que le rideau était entièrement fiché dans les alluvions fines. Les poussées et butées sur l'ouvrage ne dépendaient alors que des caractéristiques mécaniques du remblai et des alluvions fines.

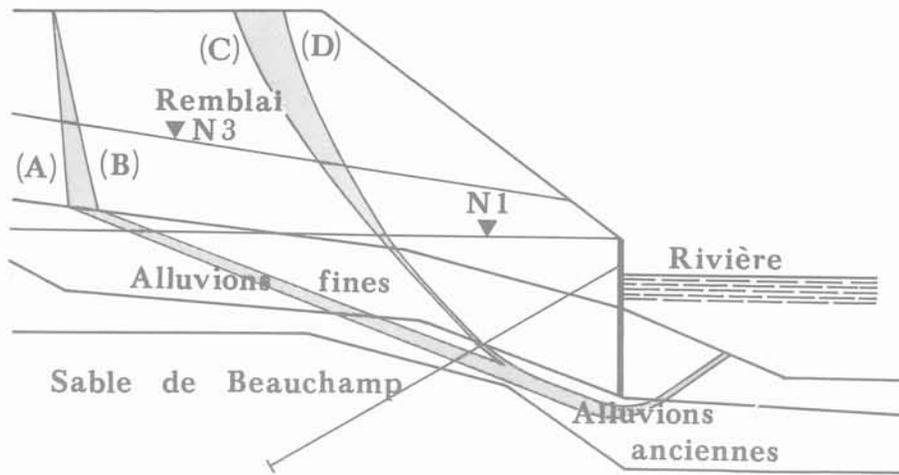


Fig. 6 Surfaces de glissement envisagées lors de l'étude de stabilité de la berge de la rivière

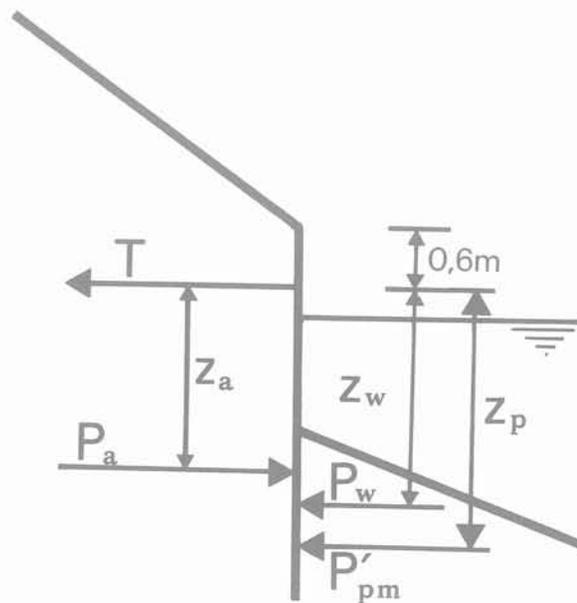


Fig. 7 Composantes horizontales des efforts appliqués au rideau

Le remblai a été considéré comme un sol sans cohésion d'angle de frottement interne  $\varphi' = 36^\circ$ , puis comme un matériau suffisamment cohérent pour n'exercer aucune poussée propre, c'est-à-dire jouant le rôle d'une surcharge par rapport aux alluvions fines. On a, d'autre part, affecté à ces dernières les deux ensembles suivants de caractéristiques mécaniques :

$$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 0, \quad \varphi' = 35^\circ$$

$$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, \quad c' = 0, \quad \varphi' = 40^\circ$$

Les conditions hydrauliques du calcul correspondaient aux trois positions  $N_1, N_2, N_3$  de la surface de la nappe amont, le niveau de la rivière étant celui constaté lors de la rupture.

Les poussées et butées à l'équilibre limite ont été calculées par la méthode de Coulomb, la configuration relativement complexe du site n'ayant pas permis

d'utiliser les tables et abaques usuels. Les valeurs adoptées pour l'inclinaison  $\delta$  des contraintes sur l'horizontale étaient respectivement  $\delta_a = 0$  dans le cas de la poussée(\*) et  $\delta_p = -\frac{2}{3}\varphi'$  dans le cas de la butée.

(\*) La poussée totale  $P_a$  a été déterminée au moyen d'un logiciel permettant de calculer la poussée sur un écran lisse vertical. Ce logiciel est applicable à des stratifications complexes comportant au maximum 5 couches de caractéristiques différentes. La surface du sol ainsi que les surfaces de séparation des couches peuvent être quelconques. Le sol peut être baigné par une nappe statique ou en mouvement (dans ce dernier cas, les pressions interstitielles sont calculées en supposant les équipotentielles verticales). La distribution des contraintes sur l'écran est obtenue par dérivation de la poussée totale exprimée en fonction de la hauteur de l'écran.

La résistance théorique à l'arrachement de chaque tirant, déterminée à partir des résultats des essais pressiométriques effectués lors de l'étude initiale du projet, était d'environ 300 kN. Les tirants étant espacés de 4,5 m et inclinés de 30° sur l'horizontale, la valeur approximative de  $T_{\max}$  était :

$$T_{\max} = \frac{300 \times \cos 30^\circ}{4,5} = 58 \text{ kN.}$$

Les valeurs des coefficients de sécurité  $F_a$  et  $F_p$  correspondant aux hypothèses successivement envisagées sont récapitulées dans le tableau 3.

On constate que toutes les valeurs de  $F_a$  sont supérieures à l'unité, la seule vraiment critique ( $1,07 < F_a < 1,13$ ) n'étant obtenue qu'en combinant les hypothèses les plus pessimistes (remblai sans cohésion et remontée maximale de la nappe arrière). En revanche, la seule valeur de  $F_p$  compatible avec la stabilité de l'ouvrage ( $1,44 < F_p < 1,55$ ) n'est obtenue qu'en admettant que le remblai se comporte comme un matériau très cohérent et que la fuite à la canalisation ne provoque pas de remontée de la nappe arrière. On notera d'ailleurs que, dans ce cas, qui correspond à la prise en compte simultanée des hypothèses les plus favorables, la valeur de  $F_p$  est largement inférieure à la valeur 2 généralement adoptée pour la détermination de la fiche d'un rideau de palplanches.

Alluvions fines	Nappe interne	Remblai				
		$c' = 0, \varphi' = 36^\circ$		$c'$ grand		
		$F_p$	$F_a$	$F_p$	$F_a$	
$\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$	$N_1$	0,86	1,76	1,44	4,12	
	$c' = 0$	$N_2$	0,72	1,48	1,15	3,72
	$\varphi' = 35^\circ$	$N_3$	0,64	1,07	0,89	2,36
$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$	$N_1$	0,89	1,90	1,55	4,18	
	$c' = 0$	$N_2$	0,73	1,61	1,21	3,92
	$\varphi' = 40^\circ$	$N_3$	0,62	1,13	0,87	2,47

Tableau 3 Etude de la stabilité propre du rideau de palplanches

Il s'ensuivait donc que la fiche du rideau était insuffisante et que, même dans les conditions normales de service, le sol au contact de la face avant était dans un état voisin de l'équilibre limite (ceci était confirmé par la fissuration de la chaussée constatée en amont de la zone effondrée). L'ouvrage ayant cependant été stable pendant 18 mois la rupture intervenue avait vraisemblablement été déclenchée par une remontée locale de la nappe arrière liée à la fuite de la canalisation de distribution d'eau.

## 6 Réparation et confortement de l'ouvrage

La zone de rupture se situait approximativement au milieu d'une section de 500 m de longueur, dans

laquelle les caractéristiques du rideau de palplanches et celles du remblai (hauteur et pente du talus) ne subissaient pas de variations sensibles. L'étude précédente avait montré que, dans la partie amont de cette section où l'on avait constaté une fissuration de la chaussée et dans la zone effondrée, le rideau de palplanches était sérieusement sous-dimensionné. Se posait alors la question des conditions de stabilité de la partie aval de la section dans laquelle le rideau, le remblai et la chaussée ne présentaient aucun signe d'instabilité. Pour y répondre, une étude géotechnique complémentaire basée sur 6 sondages, a été entreprise. Elle a fait apparaître que, dans cette zone, la coupe et les caractéristiques du sol étaient semblables à celles obtenues plus en amont, c'est-à-dire que l'équilibre du rideau y était également précaire. Il était donc nécessaire, non seulement de réparer la zone effondrée, mais aussi de conforter le rideau encore stable sur une longueur d'environ 200 m de part et d'autre de cette dernière.

La solution retenue pour la remise en état de la zone effondrée a consisté à substituer au rideau détruit un rideau de palplanches de caractéristiques adaptées, fiché dans le sable de Beauchamp et ancré en tête par des tirants précontraints inclinés à 45°, scellés dans les marnes et caillasses. Pour conforter le rideau encore intact, on a choisi de le doubler par un rideau de palplanches de même caractéristiques que celui mis en place dans la zone de rupture, étayé par un système d'ancrage identique. Il était prévu de battre le rideau confortatif à environ 1 m en avant du rideau initial et de combler l'intervalle entre les deux rideaux à leur partie supérieure au moyen d'un blocage en béton coulé avant mise en place des tirants (fig. 8), ceux-ci devant être forés à travers ce blocage et à travers le rideau initial.

Le rideau confortatif a été calculé par la méthode de Rowe (1952, cité par Josseume, 1974) applicable à un matériau graveleux, dans laquelle :

- la fiche du rideau et la réaction d'ancrage sont déterminées par un calcul en butée simple prenant en compte sur la face avant, les  $\frac{2}{3}$  de la butée de Rankine;
- la valeur du moment fléchissant maximum est la valeur donnée par le calcul en butée simple, affectée d'un coefficient minorateur qui est fonction de la flexibilité du rideau et de l'état de compacité du sol.

Les calculs ont été effectués en tenant compte de la coupe du sol au niveau du profil de sondages 3 (le plus défavorable) sur la base des caractéristiques géotechniques relativement pessimistes données dans le tableau 4. On, en outre, considéré que la nappe arrière affleurerait la tête du rideau et que la rivière atteignait son niveau le plus bas, qui s'établissait à 1,50 m au-dessus de cette dernière. On signalera par ailleurs :

- que la poussée sur la face arrière a été calculée par la méthode de Coulomb dans l'hypothèse  $\delta a = 0$ ;
- que, compte tenu de la faible déformabilité du sable de Beauchamp vis-à-vis des alluvions qui le surmontent, celles-ci ont été considérées comme une simple surcharge dans le calcul de la butée sur la face avant.

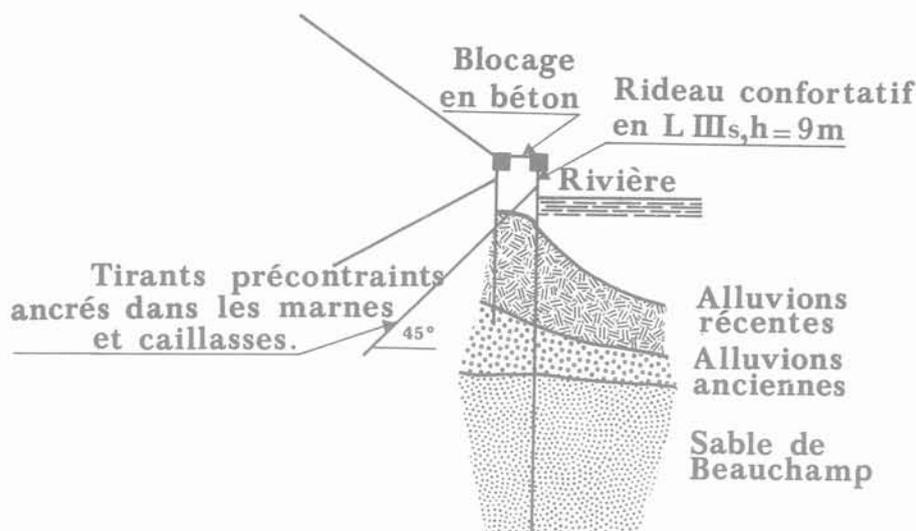


Fig. 8 Principe de fonctionnement du rideau de part et d'autre de la zone de rupture

Formation	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Remblai	20	0	35
Alluvions	17,5	0	30
Sable de Beauchamp	20	0	39

Tableau 4 Caractéristiques géotechniques prises en compte dans le calcul du rideau confortatif

Les résultats du calcul ont conduit à réaliser le rideau confortatif en palplanches Larssen III de longueur 9 m (telle qu'après battage, le pied du rideau se situe au niveau du toit des marnes et caillasses). Le calcul indiquait également que, compte tenu de l'espacement de 3 m choisi pour les tirants, chacun d'eux devrait équilibrer une tension de service de 650 kN. Les tirants mis en œuvre ont été des tirants de type TMD (procédé SIF-Entreprise Bachy). Deux séries de 3 essais de tirants effectués avant la construction de l'ouvrage ont conduit à adopter une longueur de scellement de 9 m dans les marnes et caillasses qui constituaient la couche d'ancrage.

Un problème relatif au mode d'exécution des travaux s'est posé dans la zone effondrée où les alluvions fines avaient été fortement remaniées lors de la rupture. Elles étaient, de ce fait, trop compressibles pour que le rideau ne subisse pas de déformations excessives lors de la précontrainte des tirants et pour que le remblai routier reconstruit après cette opération ne tasse de façon inacceptable. On ne pouvait substituer un sol de bonne qualité aux alluvions remaniées, car leur curage sur une épaisseur de 3 à 4 m était susceptible, entre

autres conséquences, de provoquer de nouveaux glissements dans la zone endommagée. Dans ces conditions, seule l'amélioration du sol en place pouvait être envisagée. La solution choisie a été la consolidation des alluvions par pieux-colonnes ballastés, technique déjà employée avec succès dans un site analogue (Jardin, 1974). Les pieux, profonds de 5 m, ont été implantés suivant un maillage de 2 m x 2 m sauf à proximité du rideau où un maillage plus lâche (3 m x 3 m) a été adopté afin de ne pas gêner l'exécution ultérieure des tirants. Cette méthode a donné entière satisfaction.

#### Références bibliographiques

Faure R. M., Moreau M., Gauriat M., Gueniot M., (1975) « Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pentes. Programme Vestal ». Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 78, Juillet-Août 1975, pp. 117-130.

Jardin J., (1974) « Traitement d'alluvions compressibles par pieux-colonnes ballastés » Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 69, Janvier-Février 1974, p. 30.

Josseume H., (1974) « Méthodes de calcul des rideaux de palplanches. Étude bibliographique ». Bull. Liaison des Labo. des P. et Ch. n° 72, Juillet-Août 1972, pp. 177-212.

Rowe P. W., (1952) « Anchored sheet-pile walls ». Institution of Civil Engineers, Proceedings, London, vol. 1, January 1952, pp. 27-70.



# estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire

(Application au barrage de Serre-Ponçon)

par

**E. Ledeuil**

Ingénieur Arts et Métiers  
Docteur en Mécanique des Sols

Exposé fait au Comité Français de Mécanique des Sols, séance du 13 novembre 1978

## 1 Introduction

L'objet de cette étude, tout en étant à caractère très général, est appuyée sur un exemple concret et vécu : le barrage de Serre-Ponçon.

La description du barrage ne sera pas reprise, seuls les traits principaux utiles pour l'exposé des faits seront cités (voir vue en plan fig. 1).

Tout barrage, et Serre-Ponçon ne fait pas exception, laisse passer de l'eau et l'Art de l'Ingénieur est de savoir par où passe cette eau et combien il en passe afin d'apprécier la valeur de l'ouvrage. Enfin par l'auscultation l'ingénieur cherchera à suivre l'évolution de ces fuites ainsi que le comportement global du barrage.

## 2 Description du barrage

**2.1** La description du barrage de Serre-Ponçon a été souvent faite et la coupe type donnée en figure 2 précise les cotes principales et les numéros des piézomètres.

**2.2** Le sillon profond, situé sous le barrage, rempli d'alluvions de Durance (sables et graviers) est schématisé par des coupes au droit de divers piézomètres, les sections normalement situées sous la nappe varient de 2830 m<sup>2</sup> à 5400 m<sup>2</sup> (voir fig. 3).

**2.3** Le noyau et la coupure étanche (réalisée par injection) sont schématisés, en figure 4, avec une image des tubes d'écoulement transitant l'eau d'amont (cote 760, à la date de l'étude) à l'aval (cote 656, soit 10 m sous le lit origine de la rivière, l'excavation du bassin de compensation en étant la cause).

**2.4** Enfin, le rocher qui entoure le site est un calcaire marneux de bonne qualité mais parfois fracturé.

## 3 Localisation des écoulements

**3.1** Sur la figure 4 l'écoulement à travers le noyau est

régulier, il s'agit d'une image de synthèse issue des mesures internes et qui dépasse le « dessin d'artiste » (voir la thèse de M. Ledeuil citée en référence bibliographique). Outre la zone de liaison entre coupure étanche et noyau, il y a en profondeur au niveau du piézomètre n° 8 diverses anomalies que l'on suit et que l'on essayera d'analyser.

**3.2** A l'amont la nappe est horizontale et correspond à la cote de retenue. Les piézomètres amont par l'étude de leurs retards par rapport aux variations du plan d'eau indiquent une excellente perméabilité de la recharge amont soit 10<sup>-3</sup> à 10<sup>-4</sup> m/s.

**3.3** Le rocher entourant la coupure d'alluvions injectées représente sûrement le lieu privilégié des circulations d'eau amont-aval, en dépit de l'étendue de la surface du voile d'injection dans le rocher (90 000 m<sup>2</sup>).

Les diverses mesures faites pendant la première phase de mise en eau ont montré l'intérêt de compléter le traitement d'injection du rocher et les résultats ont été sensibles. Enfin, plus tard (3 à 5 ans après la fin de la première mise en eau) les débits ont diminué et les diverses analyses des mesures faites laissent penser à une action de colmatage de fissures et d'étanchement superficiel par suite des dépôts de sédimentation.

**3.4** A l'aval de la coupure étanche, la nappe est faiblement pentée. Cette pente sous le barrage est variable et se situe entre 1 % et 2 %, elle est donc nettement plus faible que celle du cours de la rivière avant travaux qui était de 3 à 3,5 % en moyenne.

Cette nappe aval regroupe bien entendu les divers écoulements cités ci-dessus.

Les divers piézomètres, permettent de percevoir parfois plusieurs nappes ou des écoulements, à travers le rocher ou la coupure alluviale, plus ou moins importants suivant les zones. Ils ont aussi permis l'estimation du débit global et de la nature relative des fuites.



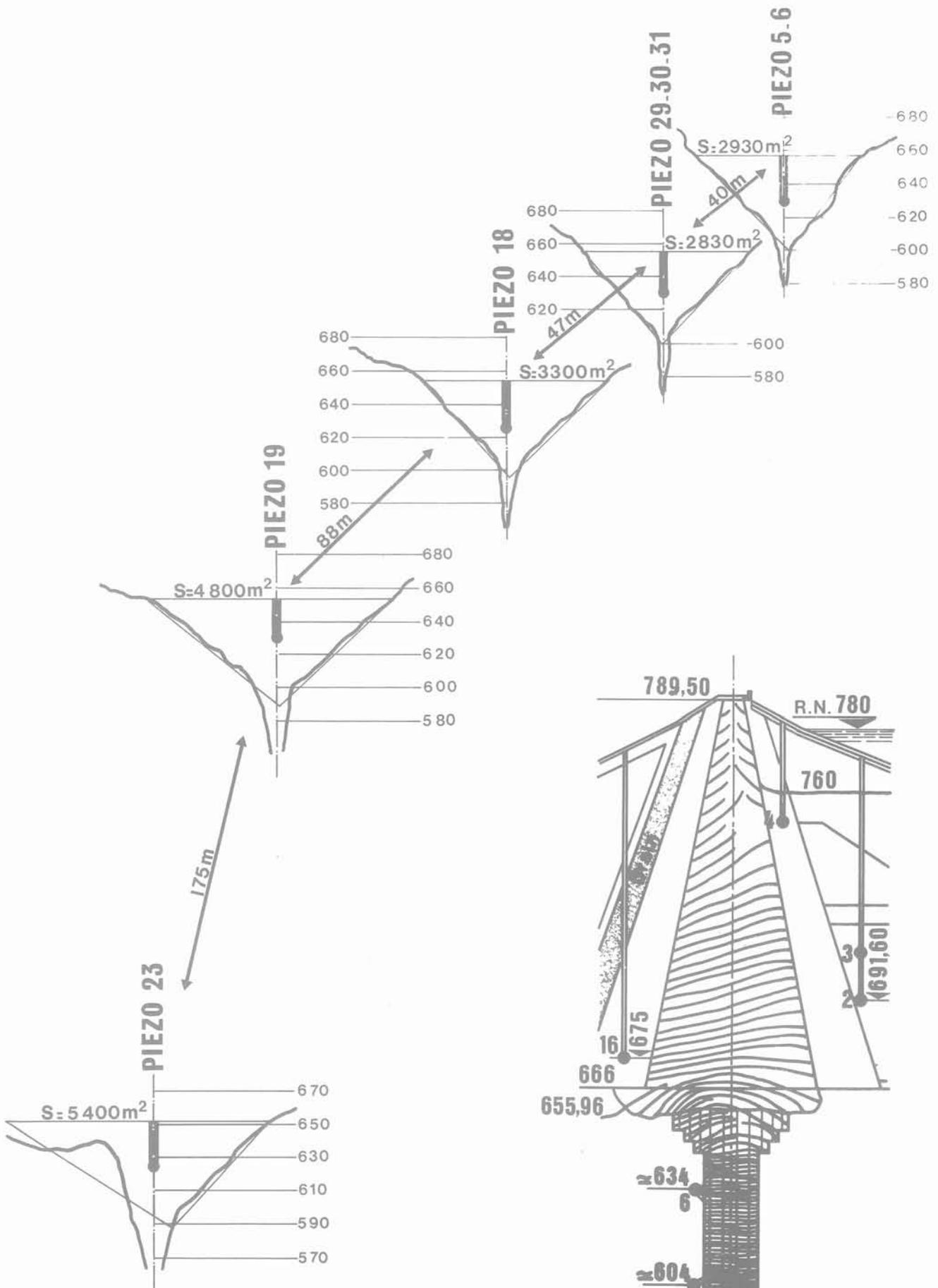


Fig. 3

Fig. 4 Ecoulements dans et sous la digue

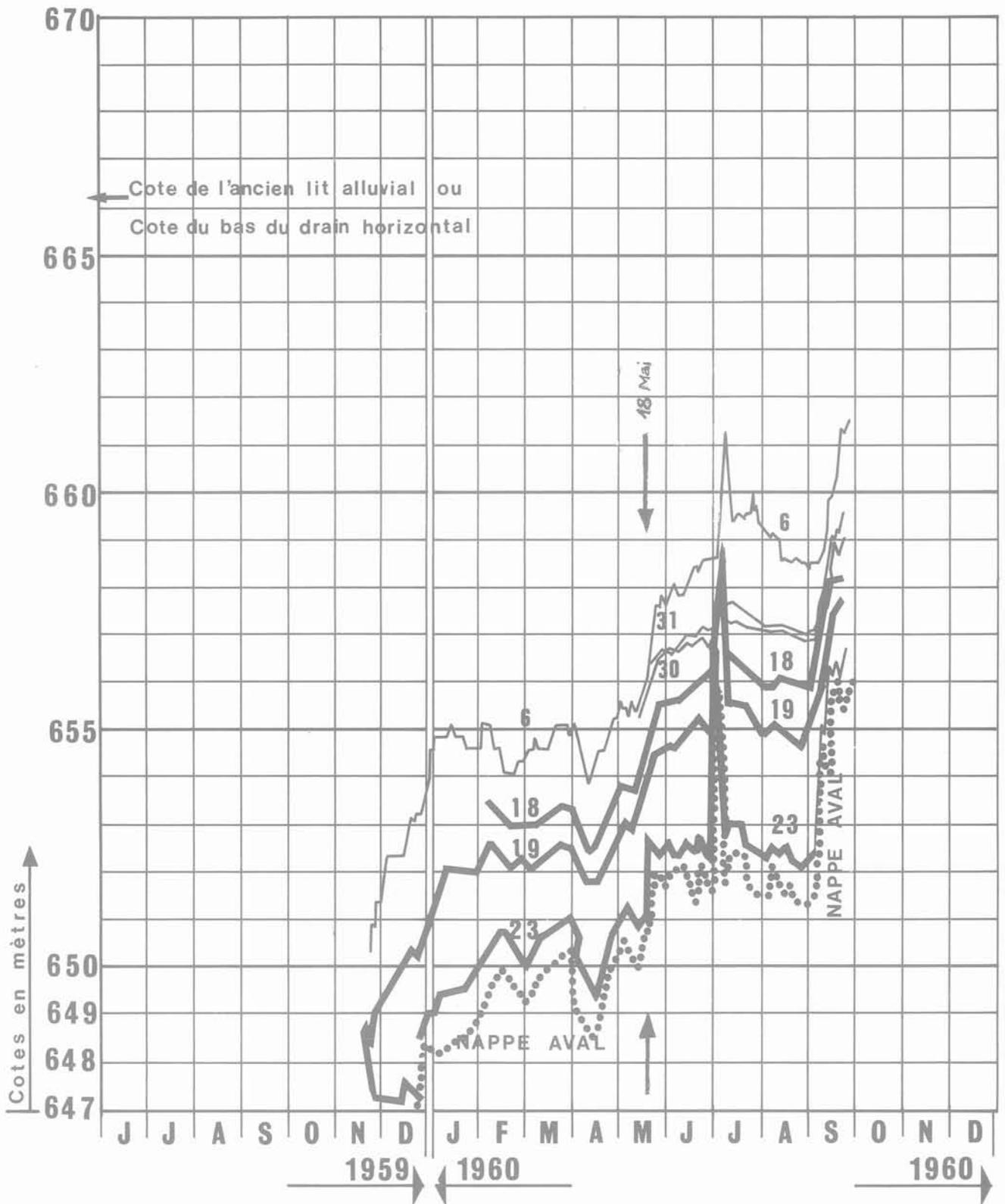


Fig. 5 Piézomètres aval (en fonction du temps)

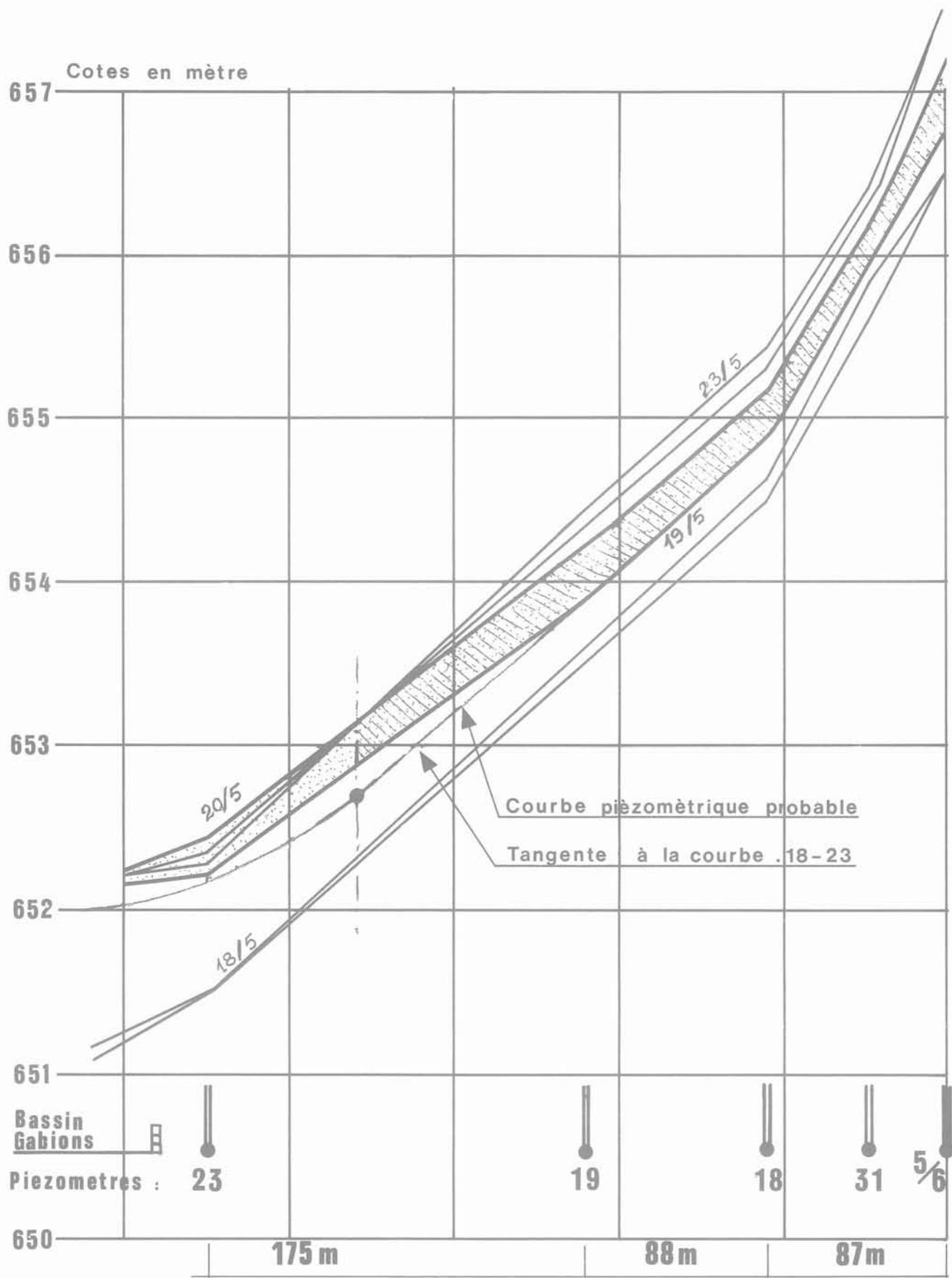


Fig. 6 Courbe piézométrique dans les alluvions aval (de la coupure au bassin de compensation)

La section de passage au droit du piézomètre 23 à la cote 652 est d'après les relevés de sondages réalisés en reconnaissance par Solétanche (voir fig. 3) de 5 400 m<sup>2</sup> pour une largeur de nappe de 169 mètres.

Au piézomètre 18 on obtient pour une cote de 655 respectivement 3 300 m<sup>2</sup> et 112 mètres.

C'est-à-dire que si la nappe aval monte de 1 m, l'augmentation relative de la surface est égale ;  $\Delta S/S = 169/5\,400 = 3,13 \cdot 10^{-2}$  pour la section au droit du piézomètre - 23 - et  $\Delta S/S = 112/3\,300 = 3,40 \cdot 10^{-2}$  pour la section au droit du piézomètre 18.

Un chiffre moyen de 3,3 % est retenu, c'est-à-dire que l'augmentation de niveau aux piézomètres 18 et 23 est inférieure à 1 m après stabilisation :

le gradient  $i = \Delta h / \Delta \ell$  devient, comme  $Q = K i_0 \cdot S = K i S (1 + \Delta S/S)$

$i = i_0 / (1 + \Delta S/S)$  soit pour x mètre :  $i = i_0 / (1 + \Delta S/S) \cdot x$ .

La courbe de corrélation (fig. 7) est définie à cote aval constante, les lectures étant ramenées à 650.

Cette courbe, à part les fluctuations inévitables, telles que celles résultant de la baisse du plan d'eau aval qui entraîne un essorage du terrain, donc un débit apparent supérieur, ou de la montée de la même cote aval qui entraîne un relèvement général des piézomètres : donc une perte de débit pour remplir les vides du matériau, c'est-à-dire un débit apparent d'écoulement plus faible, est bonne. Mais cette corrélation n'est pas une droite, on reparlera de la forme de cette courbe plus loin.

Entre le 19 et le 23 mai 1960, la cote amont a varié de 80 cm, c'est-à-dire à peine 1 % de la charge, on néglige cette augmentation et on suppose que la nappe aval (ramenée à 650) n'a pas changé non plus.

Le 23-5, le  $\Delta h$  était de 3,34 m,  
le 20-5, le  $\Delta h$  était de 2,86 m,  
le 19-5, le  $\Delta h$  était de 2,80 m.

Comme le 23 mai, la stabilisation haute n'est pas encore acquise, il convient (en se référant aux périodes stables du mois d'août 1960, en figure 5) de retenir un  $\Delta h = 3,50$  m au lieu de 3,34 m (entre les piézomètres 18 et 23) comme pente capable d'écouler le débit total.

Le 19 et le 20 mai la nappe indique un débit moindre : l'écoulement suivant la loi de Darcy est à faible vitesse et la pente de la nappe représente le débit.

La perte de débit, alors que les fuites sont supposées constantes ne peut servir qu'à remplir les alluvions qui se trouvent noyées par l'augmentation du niveau de la nappe.

Le débit stocké dans les alluvions entre le 19 et le 20 mai est donc, si Q est le débit total cherché :

$Q(1 - 2,80/3,50) = 0,20 Q$  le 19 mai,  
 $Q(1 - 2,84/3,50) = 0,19 Q$  le 20 mai.

Le volume dans lequel a été stockée cette quantité d'eau est compris entre les deux surfaces libres du 19 et du 20 mai dont la section est grisée sur la figure 6. La limite amont est celle de la coupure étanche. La limite aval doit être interpolée comme étant celle où la courbe piézométrique réelle (que l'on doit imaginer entre les 3 points mesurés) possède une tangente représentative de la vitesse d'écoulement prise en compte le 19 ou 20 mai, parallèle à la droite piézométrique 18-23. En effet, à l'aval de ce point, la vitesse est plus faible, attestant d'un volume d'eau stockée encore plus grand. Cette limite aval est évidemment très imprécise, mais l'erreur ne peut dépasser 10 à 15 %.

Le volume de terrain qui va être noyé donc rempli par l'eau stockée est représenté par la surface hachurée de la figure 6 et ceci pour une période de 24 heures où les conditions sont restées relativement stables. Ce volume calculé donne 11 580 m<sup>3</sup> d'alluvions.

**4.4** Les alluvions en place ont un certain volume de vides. On donne des chiffres de densité sèche de l'ordre de 2,050 à 2,100 (plutôt 2,050), avec un poids spécifique des grains de 2,74 et pour une teneur en eau de 2 % teneur en eau admise pour les cailloux seuls). Nous avons alors, si V est le volume des vides disponibles et V' le volume total :

$V = nV' = V' ((2,74 - 2,050)/2,74 - 2,050 \times 2/100) = 0,21 V'$  avec 2,100 on aurait  $V = 0,19 V'$ .

On prend un chiffre moyen V égal à 20 % de V' il est à noter que le dossier technique de 1955 donne une densité saturée des fondations de 2,36 ou 2,37 ce qui là encore donne :

soit  $V \text{ grains} = (2,36 - 1)/(2,74 - 1)$   
 $V \text{ grains} = 1,36/1,74 = 0,78$ .

Il y a donc 22 % d'eau en volume soit là encore 20 % d'eau libre (le reste étant lié aux cailloux).

Entre le 19 et le 20 mai soit en 24 heures, le volume d'eau stockée dans la zone hachurée de la figure 6 a été :

$11\,580 \times 0,20 = 2\,316 \text{ m}^3$

à raison de 0,195 du débit stocké (moyenne des deux chiffres cités plus haut) le débit Q total traversant l'ensemble noyau coupure rocher sera :

$Q = (2\,316 \cdot 10^3 / 0,195) / (24 \times 3\,600) = 137 \text{ litres/seconde}$ .

A 60 m à l'amont, du piézomètre 23, la section offerte à l'écoulement est de 5 200 m<sup>2</sup>. Le gradient de circulation est 3,50/260 (moyenne entre les cotes des piézomètres 18 et 23) en période d'écoulement stabilisé. La perméabilité moyenne des alluvions en place peut s'écrire :

$K = (0,137/5\,200) \times (260/3,50) = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .

On trouve donc 137  $\ell/s$  à 60 m à l'amont du 23, entre les piézomètres 18 et 31 on trouverait ;

$2 \cdot 10^{-3} \times (0,97/47) \times 3\,100 = 130 \ell/s$

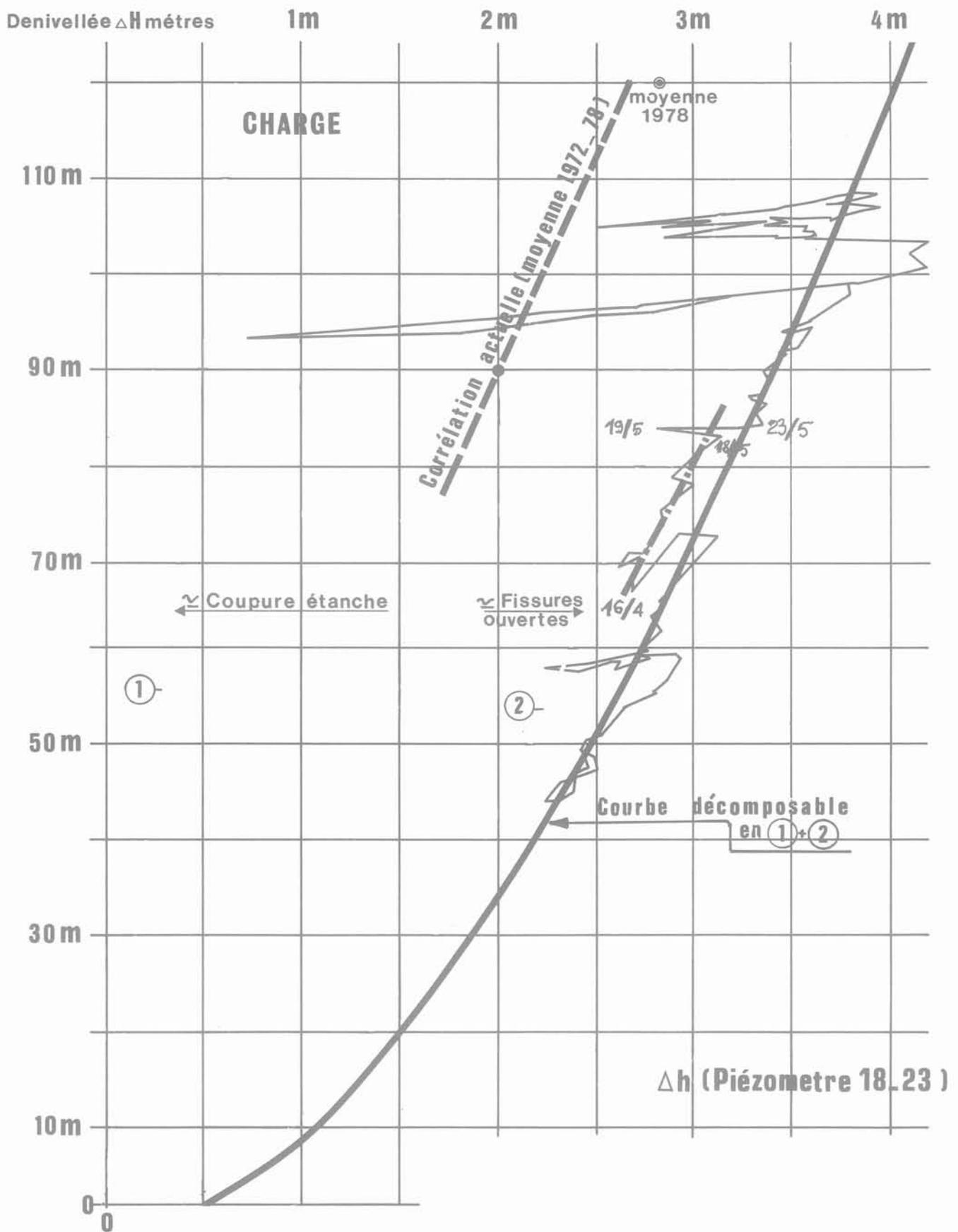
aux approximations près, on voit que ce chiffre est comparable au précédent.

S'il doit y avoir une influence du rocher, il y a tout lieu de croire que tout se passe très près de la coupure en aval (rocher, contact, coupure...).

Évidemment, ce débit et la perméabilité trouvée dépendent beaucoup de la porosité utile (quantité d'eau libre capable de circuler dans le matériau). On a considéré que seuls 2 % de l'eau restaient liés aux cailloux et que la totalité de l'air se trouvait chassée par l'eau pénétrant très lentement en vitesse réelle.

Il est ici très difficile de parler du coefficient faisant intervenir le « fluide mort » car le matériau a eu le temps de s'essorer en 3 ans au moins et se trouve de nouveau rempli d'eau, on a retenu 10 % du volume total des vides comme étant occupés par du « fluide-mort ».

Évidemment, on peut prendre plus, entre 20 et 50 % cite-t-on. Dans ces conditions le débit serait soit 100 litres soit même 70 litres/s. Le laboratoire de Mécanique des Sols de Grenoble lors d'essais de remplissage d'un sable (dans le cadre d'un écoulement non permanent, à propagation à partir d'un puits) a



N.B. Lectures ramenées à la cote aval constante 650

Fig. 7 Corrélation entre la différence des piézomètres 18-23 et la charge totale

donné un remplissage de 92 à 93 % du volume des vides avec une porosité de l'ordre de 30 %. Pour les matériaux de Durance, plus grossiers et très propres, le remplissage se doit d'être plus complet. On peut penser qu'un chiffre de 120 litres est sage (la perméabilité moyenne n'en est pas affectée). La précision de ce résultat, bien qu'un calcul d'erreur précis soit impossible, se situe à moins de 30 % alors qu'un calcul partant de la perméabilité est souvent faux d'une puissance de 10 ou plus.

Comme ce phénomène, de diminution apparente du débit lors d'une montée d'eau donc d'un remplissage des alluvions est à peu près identique à chaque modification brutale du plan d'eau aval, on doit pouvoir croire à la valeur des chiffres avancés.

Ces chiffres, demandent à être prouvés, mais cette méthode de calcul donne un idée sur la possibilité que l'on peut avoir d'évaluer les fuites d'un barrage en terre posé sur un sillon d'alluvions avec une assez bonne précision, après avoir vérifié en laboratoire l'influence du « fluide mort » et de l'air, c'est-à-dire la manière dont se fait le remplissage des alluvions par l'eau.

**4.5** Dans cet essai, non programmé, des faits favorables se sont rejoints, car la variation du niveau aval fut brutale et d'une amplitude correcte (pas trop grande, car les variations sont alors difficilement exploitables avec basculement de la nappe et pas assez de piézomètres, et pas trop petite car l'erreur de lecture devient prépondérante). Il y a eu aussi, et c'était nécessaire, une stabilisation aval avant et surtout après la modification brutale du niveau (voir § 4.1). On peut, partant de là, moyennant une reconnaissance du sillon rocheux correcte (roches et alluvions) au droit de deux piézomètres aval distants de telle sorte que l'on puisse lire une différence de niveau de l'ordre de 2 m environ (pour tenir compte de la précision de la mesure et de la différence de débit à trouver), disposer, pour les barrages munis d'un ouvrage de compensation à niveau variable d'une façon relativement rapide, d'une « station de jaugeage » pour mesurer les fuites du barrage.

On peut remarquer que la nappe aval, s'écoulant sous la digue a une pente faible (de l'ordre de 2 %) : les équipotentielles restent à peu près verticales, c'est dire que l'écoulement, même à la partie supérieure de cette ligne modifiée par les conditions d'aval, est presque parallèle à la surface. Il y a tout lieu de croire que toute modification de la pente (plus ou moins 30 %) traduit une modification du débit circulant au-dessous du point envisagé.

## 5 Nature des fuites

**5.1** La courbe de corrélation représentée en figure 7, ne passe pas par zéro pour une charge nulle.

La courbe finale trouvée serait l'addition (puisque dans les alluvions la loi de Darcy est valable) d'un écoulement fonction linéaire de la charge, donc régi par la loi de Darcy, c'est-à-dire un écoulement en milieu poreux avec de faibles vitesses et d'un écoulement plus rapide dans les passages plus importants, donc plus turbulents et régis par une loi de débit fonction de la racine carrée de la charge. Ce serait plutôt de la charge à une puissance comprise entre 1/2 et 1. Cet écoulement peut même être variable en fonction du temps, d'abord à cause des injections et

ensuite à cause de nouveaux cheminements dans le rocher intéressés par la montée de l'eau.

La décomposition de la courbe de débit en fonction de la charge décrite en figure 7 est donc très arbitraire et ne donne qu'une idée fictive de l'ensemble de l'écoulement. Ce que l'on peut voir et c'est là le point à retenir, c'est que tout le débit ne vient pas à travers des zones injectées de la coupure et du rocher, il y a de l'ordre de 90 % de l'écoulement qui n'est pas régi directement par loi de Darcy c'est-à-dire avec écoulement proportionnel à la charge.

Si au lieu de la courbe en racine carrée de la charge on en prend une autre (moyenne d'écoulement compris entre le turbulent et le laminaire) on peut y ajouter une fonction linéaire de Darcy plus importante que 10 % pour obtenir l'équivalence de la courbe décrite en figure 7.

Mais si les 10 % considérés sont dus à la seule coupure étanche dans sa partie profonde, donc de largeur constante, les gradients dans la coupure ( $90/15 = 6$ ) et juste après la coupure ( $1/40$ ) permettent de définir un gain de perméabilité réalisé par la coupure de :

$$K \text{ alluvions} / K \text{ coupure} = 6 \times 40 / 1 / 10 = 2400.$$

On peut rappeler que lors des plots d'essais réalisés dans la coupure un chiffre de 1000 donc du même ordre que celui-ci avait été trouvé.

La perméabilité de la coupure serait donc de l'ordre de :

$$2 \cdot 10^{-3} / 2000 = 10^{-6} \text{ m/s.}$$

**5.2** Entre les dates du 16 avril et du 18 mai 1960, un autre phénomène est venu perturber la courbe de corrélation citée (fig. 7). Le niveau du piézomètre 34 situé à l'aval du piézomètre 23 est devenu plus haut que le piézomètre 23 de l'ordre de 15 cm. Logiquement, en cas d'homogénéité, le 34 doit être plus bas de 15 cm par rapport au 23. En même temps que cela le débit apparent (différence  $\Delta h$  entre les piézomètres 18 et 23) a baissé de l'ordre de 6,25 %. Nous pouvons croire que ces 6,25 % sont passés en amont du piézomètre 18 pour alimenter le piézomètre 34 par le fond du sillon (réputé très perméable car très hétérogène). Depuis la prise du piézomètre 34, l'écoulement se fait soit par remontée dans le bassin de compensation, soit par écoulement toujours en profondeur dans le sillon.

Considérant une section intéressée par cet écoulement de l'ordre de  $600 \text{ m}^2$  (au-dessous de la cote 600, il y avait un socle rocheux à la cote 600 lors de la perforation du 34). Le débit aurait doublé à peu près durant cette période c'est-à-dire que la perméabilité serait deux fois plus forte dans cette partie alluviale soit  $4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ . Suivant les chiffres donnés par les études préliminaires (dossier technique E. D. F. 1955) la perméabilité varie de  $10^{-3}$  à  $10^{-5} \text{ m/s}$  avec des maxima au contact lias-remplissage allant jusqu'à  $2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ .

Ces chiffres élevés, au contact, doivent faire regarder de plus près les piézomètres 31 et 30. Tous deux sont à la même distance de la coupure théorique et malgré cela le piézomètre 31 (côté R.D.) s'est trouvé 18 cm puis 40 cm plus haut que le piézomètre 30. On peut alors considérer qu'un assez gros débit vient du contact avec le rocher du lias et le remplissage côté R. D. Le rocher R. D. par lui-même à l'air d'être sain et les injections jusqu'à la cote 600 n'ont pas modifié de beaucoup ce phénomène. Il reste le contact qui peut être, comme nous l'avons vu de l'ordre de  $2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ , n'aurait pas retenu l'injection et offrirait une grande

**CORRELATION DU DEBIT DU DRAIN (Galerie R.G.)  
Avec la cote de l'eau à l'amont**

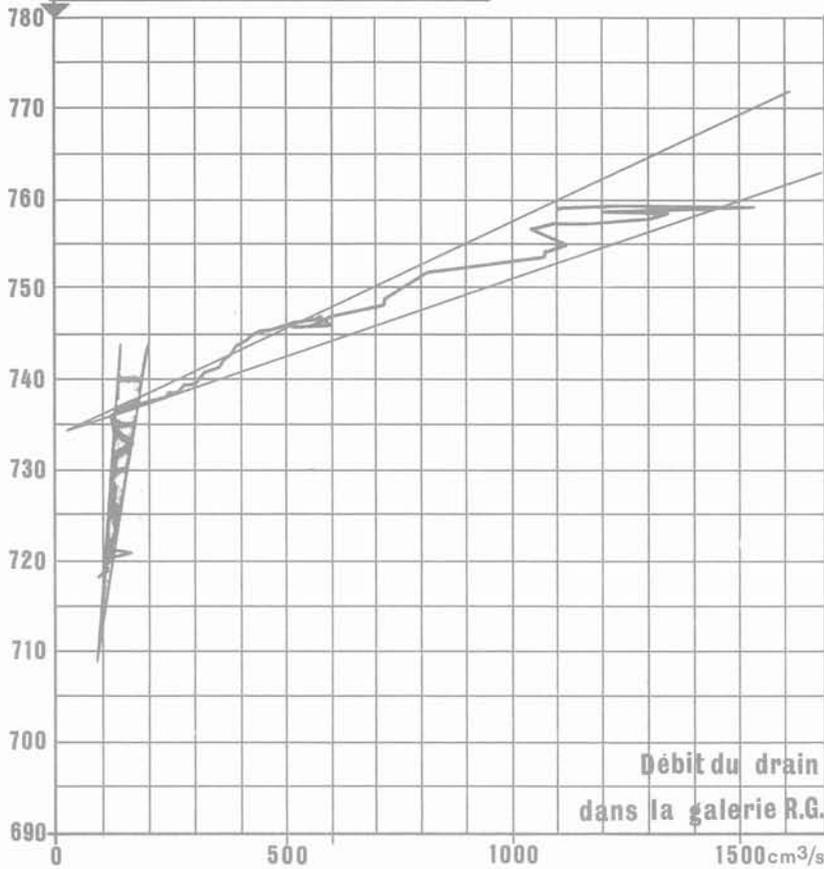


Fig. 8

possibilité d'écoulement. Par son effet de drainage de la zone injectée on pourrait avoir un débit qui ne serait plus fonction de la charge seule mais de la charge à une puissance inférieure à 1.

Par rapport aux chiffres avancés dans le dossier technique et ceux retrouvés ici, un bon accord existe au point de vue perméabilité aussi bien pour la coupure étanche, qu'en ce qui concerne les alluvions en place. Au point de vue débit total, la nappe était estimée en 1955 à 200  $\ell/s$  et sa pente d'écoulement au droit des mêmes piézomètres (18 et 23) était plus forte. Le débit global de percolation trouvé ici après mise en eau est lui aussi en bon accord avec les estimations originelles.

**5.3** Il y a bien sûr, outre les « fissures ouvertes », des phénomènes de déversement à partir de certaines cotes. La figure 8 représente un drain mesuré en R. G., au Serre De Monge dont la cassure brutale de la courbe de corrélation montre un débit non proportionnel à la charge, mais pas forcément hors de l'application de la loi Darcy puisqu'il semble linéaire à partir de la cote 735.

**5.4.** A l'aval de la coupure, le piézomètre n° 8, (dont on a pu mesurer le débit sous charge, en 1960, ce qui a permis de calculer une perméabilité de poche de l'ordre de  $10^{-7}$  m/s) doit se trouver dans une extension de la coupure étanche entraînée par le courant lors de l'exécution (voir fig. 9). Diverses analyses devaient conduire à supposer une certaine usure de cette excroissance supplémentaire de la coupure. Complété par trois autres forages, plus amont et aval, ce profil de la coupure se révèle stable.

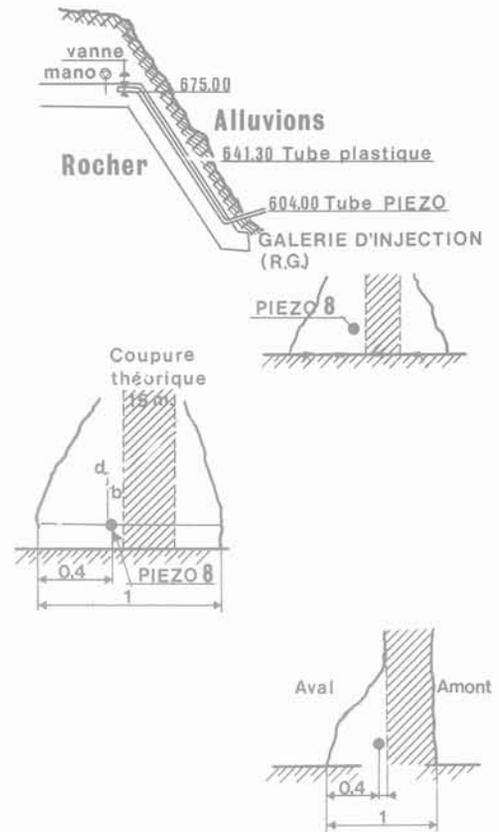


Fig. 9

**6 Remarques de synthèse**

**6.1** On a donc, par une approche pratique et loin des études mathématiques des écoulements à régimes variables, pu calculer des débits relativement précis.

La perméabilité qui est une donnée de base d'habitude, mais qui souffre d'une grosse imprécision quant à sa valeur réelle en place, devient ici un chiffre que l'on peut déduire du débit. On retrouve de ce fait outre la puissance de 10, une certaine crédibilité de son chiffre significatif. On peut aussi comparer les chiffres trouvés avec ceux retenus dans l'étude préalable donnés en figure 10.

**6.2** En 1978, soit 18 ans après la première mise en eau, la courbe de corrélation citée en figure 7 note une moyenne correspondant à un débit de 40 % plus faible. De plus, en exploitation normale, c'est-à-dire une charge  $\Delta H$  comprise entre 80 et 120 m, la linéarité avec l'origine semble presque acquise. Le débit global a diminué corrélativement et se situe donc au-dessous de 100 litres par seconde à pleine charge.

Tout laisse prévoir un colmatage du fond à l'amont, ce qui est excellent. Le recharge amont du barrage, elle, doit rester très poreuse puisque les sédiments de surface apparents sont peu abondants. Ce sont donc les cheminements des écoulements plus rapides que ceux de Darcy qui se sont trouvés ainsi colmatés.

Tout se passe actuellement comme si les percolations provenaient de milieux, peut être de perméabilités différentes, mais homogènes et conformes aux milieux poreux où la loi de Darcy est applicable.

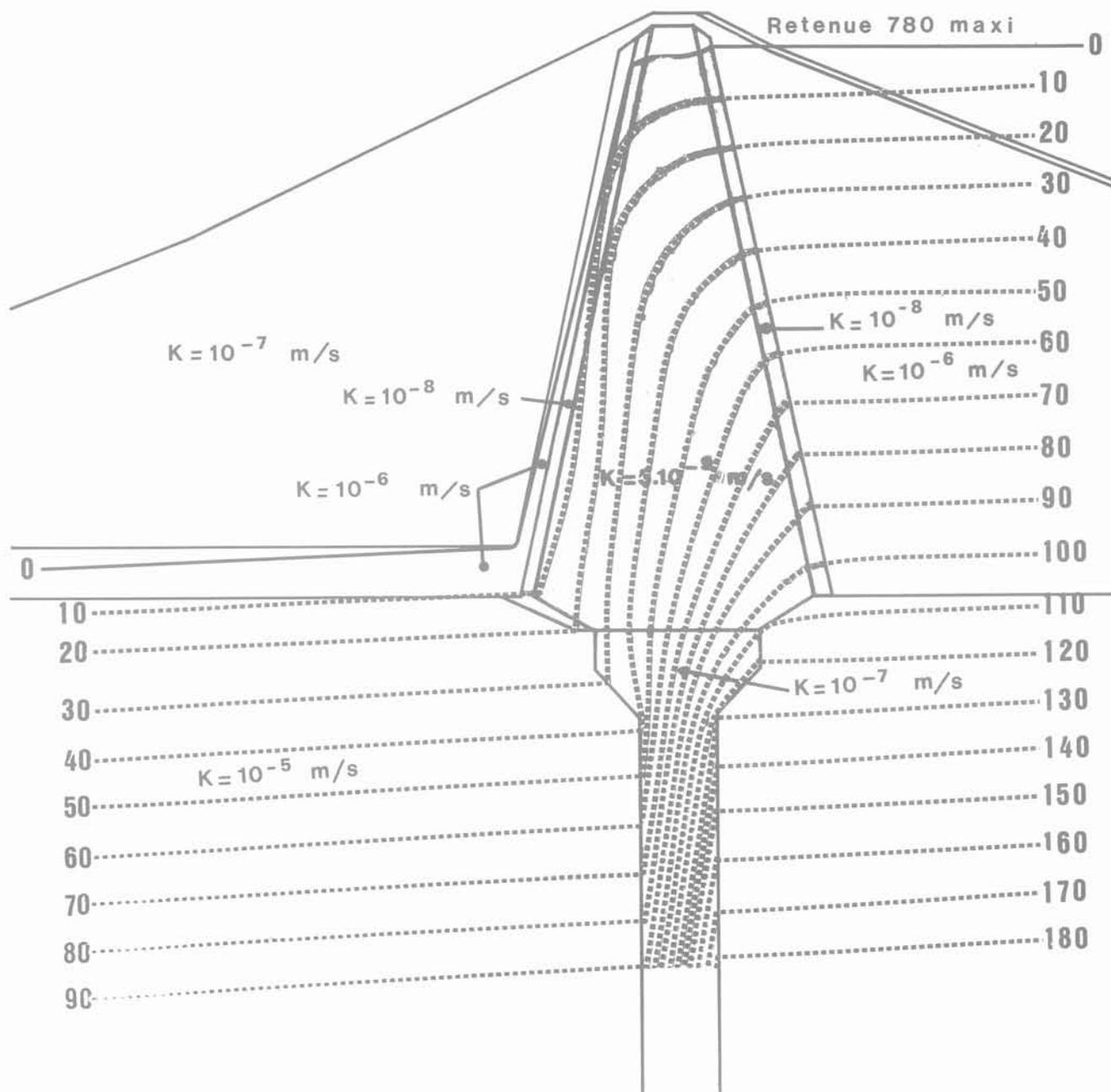


Fig. 10 Répartition des pressions (retenue pleine) par analogie électrique

### Références Bibliographiques

E. Ledeuil - Contribution à l'étude des contraintes, des déformations et des circulations d'eaux dans le barrage de Serre-Ponçon. Thèse de Doctorat de spécialité 1960 Grenoble.

J. Barge - Auscultation de la digue de Serre-Ponçon. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des T. P. 16<sup>e</sup> année n° 189 Septembre 1963.

J. Barge - G. Post - P. Huynh - Auscultation de la digue de Serre-Ponçon. 8<sup>e</sup> Congrès International des Grands Barrages R3-Q29. Volume II - Edimbourg 1964.

P. Combelles - 12<sup>e</sup> Congrès International des Grands Barrages Mexico 1976. Discussion Q45 - Volume V, p. 290.

# effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique

par  
**V. Maury**  
Société GEOSTOCK

L'étude de la stabilité de vieux travaux miniers et d'anciennes carrières nous ont conduit à réexaminer le phénomène d'effondrement spontané dont certaines exploitations sont le siège.

Lorsque l'extraction est faite par la méthode de chambres et piliers abandonnés à taux d'exploitation partielle, on observe parfois des ruptures et effondrements lents et progressifs; ceux-ci sont dus à une insuffisance de résistance, et la rupture, locale à l'origine, se bloque elle-même ou évolue progressivement, jusqu'à provoquer parfois la ruine d'un quartier.

Dans d'autres cas, en cours ou après la fin de l'exploitation, la mine ou la carrière peut être le siège d'un effondrement général, brutal, provoquant la ruine d'un quartier ou même d'une exploitation toute entière simultanément et se répercutant en surface.

Depuis 1971, on a donc repris l'analyse de nombreux effondrements dont les archives sont assez claires. La synthèse de leurs caractères communs (V. Maury 1979) et de leurs différences conduit à penser que dans certains cas, le toit peut se mettre en charge hydrauliquement, et cette mise en charge être responsable d'une rupture à évolution très rapide. Cette hypothèse permet d'expliquer de nombreuses constatations faites sur des effondrements de ce type.

## 1 Principaux caractères des effondrements spontanés

Ils ont été décrits et analysés dans un article de Tincelin et Sinou (1962), à propos d'effondrements spontanés survenus en Lorraine.

Dans les mines de fer de Lorraine, les exploitations sujettes à des effondrements spontanés présentent toutes les caractères communs suivants.

- Taux d'extraction de 60 à 75 %; exploitation par chambres et piliers; piliers de section voisine du carré ou du losange, de hauteur inférieure ou égale à 5 m.

- Toit immédiat excellent et solide.
- Hauteur du recouvrement voisine de 140 m.
- Zone exploitée par petits piliers limitée par des régions non exploitées, ou faiblement exploitées, qu'on appelle bords fermes; la distance des bords fermes est dans tous les cas égale ou légèrement supérieure à la hauteur du recouvrement. Ces «bords fermes» sont appelés «étau de masse» dans les carrières de la région parisienne.

(Ces principaux caractères sont présentés sur la fig. 1.) Les effondrements eux-mêmes présentent des traits communs :

- ils sont brutaux et inopinés sur toute la zone exploitée par les petits piliers générant une véritable secousse sismique et un souffle puissant et meurtrier; seuls les piliers de bordures sont préservés pendant quelques jours;
- ils provoquent une subsidence et des crevasses au jour jusqu'à 1 m d'ouverture, à l'aplomb des bords fermes;
- ils sont précédés d'une mise en charge de la zone centrale, n'ayant toutefois rien de spectaculaire ni alarmant.

D'autres coïncidences ont été notées :

- présence de carrières de pierres à bâtir dans les environs;
- effondrements survenant après une longue période pluvieuse la plupart du temps.

Le mécanisme proposé par Tincelin et Sinou (1962) est alors le suivant :

Tant que la largeur d'exploitation reste faible, le toit constitué d'un ensemble de dalles agit comme une dalle épaisse, même si le taux d'extraction est relativement élevé; les piliers sont alors déchargés d'une partie du poids de recouvrement.

Lorsque la largeur d'exploitation augmente, et que les piliers continuent à se déformer, soit par fluage, soit

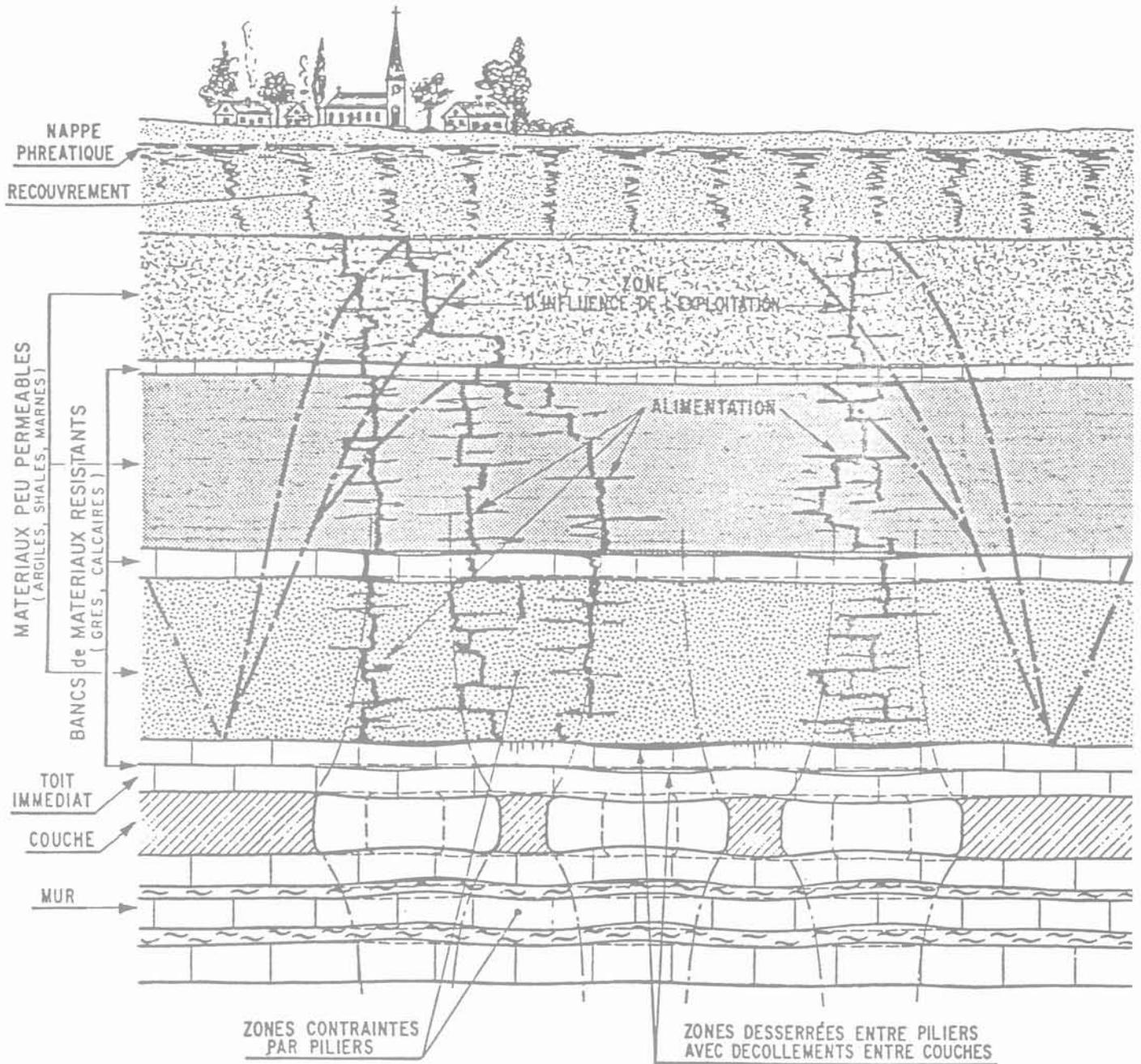


Fig. 1 Le champ de déplacement avec un taux d'extraction supérieur à 60 % devient celui correspondant au poinçonnement d'un ensemble de piliers sur un milieu stratifié. Il se produit un déplacement d'ensemble au-dessus de la zone d'influence de l'exploitation.

(2 piliers seuls ont été figurés pour faciliter la lecture du schéma. En place, la largeur d'exploitation est de l'ordre de la profondeur, ce qui correspond à un nombre bien plus élevé de piliers).

pour une autre raison telle qu'augmentation du taux d'extraction, les bancs de recouvrement sont alors trop sollicités en flexion et se désolidarisent par glissement le long des joints de stratification, au droit des bords fermes. Les piliers sont alors surchargés et la rupture apparaît comme la libération de l'énergie emmagasinée par résistance au frottement le long des joints.

Cette interprétation permet d'expliquer de nombreuses constatations faites en Lorraine, et surtout d'éviter l'apparition de nouveaux effondrements.

De nombreuses études de stabilité nous ont incité à examiner d'autres ruptures, et des observations complémentaires peuvent y être faites.

## 2 Observations complémentaires

On a repris l'analyse détaillée de rapports d'effondrements de la mine de sel de Varangéville (1873), de la carrière de pierres à bâtir de Chancelade (1885), des charbonnages de Coal Brooks (Afrique du Sud 1960),

de la carrière de calcaire à ciment de Champagnole (1964), d'effondrements survenus dans la région parisienne, dans la craie (Clamart 1961); enfin des données ont pu être rassemblées sur un effondrement survenu récemment dans une carrière de schistes argileux.

On peut en tirer les conclusions suivantes :

**2.1** Tous les effondrements surviennent en milieu sédimentaire, à pendage faible ou nul.

**2.2** Le comportement du matériau semble indifférent, comme en témoigne la liste ci-dessus, à laquelle il faudrait adjoindre vraisemblablement les phosphates, certains minerais de plomb, zinc, etc.

**2.3** *La nature du toit* n'est pas non plus déterminante, mais on note sa rigidité et sa résistance au moins égale à celle de la couche exploitée et très souvent supérieure : alternance sel-marne à Varangéville, calcaire à Chancelade, alternance schisto-gréseuse à Coal Brooks, à schistes prédominants, calcaire de même nature que la couche à Champagnole, calcaire au toit de la carrière d'argilite, marnes et argiles à Clamart.

Aucune analogie ne peut être trouvée dans la lithologie du toit :

tous genres de matériaux à Varangéville, prédominance de grès à Coal Brooks, marno-calcaires à Champagnole, argilites et grès au-dessus de la carrière de schistes argileux, marnes et argiles à Clamart.

La hauteur de la couche est toujours supérieure à 5 m.

**2.4** *Ces effondrements* sont tous du même type, spontané, brutal, caractérisés par :

- souffle très violent, et génération d'une véritable secousse sismique artificielle;
- mise en charge de piliers préalable, notée à Varangéville, dans la carrière de schistes argileux et Champagnole et même à Chancelade (signes prémonitoires au cours de l'été 1885), mais peu à Coal Brooks d'après les documents publiés, et donc non systématique;
- dégâts de fonds et de surface, et effets très meurtriers du fait de l'absence de signes prémonitoires.

**2.5** Les exploitations où surviennent ces effondrements ne sont pas connues pour avoir posé de problèmes de venues d'eau.

L'explication de ces effondrements par rupture en chaîne de piliers est incapable d'expliquer la brièveté du phénomène, et son occurrence dans des contextes si variés. Il semble, en outre, que ces effondrements surviennent parfois indépendamment de la rupture des piliers.

Il faut toutefois signaler un écart entre ces observations et celles faites dans les mines de fer :

- La hauteur de recouvrement, bien de l'ordre de 140 m à Coal Brooks comme dans les schistes argileux, de 160 à 200 m à Varangéville, n'était de 152 m à Champagnole qu'au droit du Mont-Rivel, et l'effondrement *s'est étendu jusqu'à des zones à très faible recouvrement*. Le cas de Chancelade est encore plus net : la hauteur de recouvrement n'était que de 69 m au maximum, et là encore, *l'effondre-*

*ment s'est étendu jusqu'à des zones de 10 ou 25 m de recouvrement*. A Clamart, l'effondrement s'est produit sous des zones de 40 à 70 m de recouvrement.

Il semble donc que la hauteur de recouvrement de 150 m ne soit pas une condition nécessaire d'effondrement spontané. A part cette circonstance, les autres conditions sont cohérentes avec celles rencontrées dans les mines de fer.

L'explication du phénomène par libération brutale du frottement le long des bancs du toit au pourtour de l'exploitation nécessiterait, pour être applicable à tous les effondrements analysés, une lithologie comparable, du moins une disposition analogue. Or rien de tel ne peut y être trouvé. Le fait, signalé par Tincelin que les effondrements aient été précédés d'une période pluvieuse nous a incité à examiner le comportement possible du toit, d'un point de vue hydraulique.

### 3 Mécanisme initiateur possible

Les massifs sujets aux effondrements spontanés présentent du fait de leur stratification et de leur hétérogénéité, des alternances :

- de matériaux très peu perméables, parfois plastiques, de faible résistance au cisaillement, tels que marnes, argiles.
- et de matériaux plus résistants mécaniquement, parfois fracturés, formant une ossature plus rigide, tels que calcaires, grès, dolomies.

L'ensemble du massif est parcouru par la fissuration inhérente à la quasi-totalité des massifs rocheux.

Que se passe-t-il alors lorsque l'exploitation minière progresse, au point de vue hydraulique, dans le toit?

Tant que les taux d'extraction restent faibles, et les piliers de faible hauteur, le champ de déplacement induit autour des galeries est celui de galeries isolées, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de déplacements verticaux appréciables dans l'axe du pilier. En fait, il y a déjà dans le toit immédiat des galeries des décollements entre les dalles correspondant au poinçonnement du pilier dans le milieu stratifié. Ceux-ci forment un véritable réseau de vides interconnectés bien ou mal drainés. Ils peuvent être désaturés car non alimentés et protégés par les horizons très peu perméables du haut toit.

Lorsque le taux d'extraction augmente par reprise des piliers, (cas de Varangéville, Champagnole, Chancelade), ou que la hauteur des piliers augmente, (Champagnole, Coal Brooks, schistes argileux), les déplacements dans le pilier se rapprochent d'un champ monoaxial, et les composantes verticales peuvent atteindre plusieurs millimètres.

En fait, les composantes verticales du déplacement dans les piliers peuvent encore augmenter pour de nombreuses raisons :

- taux d'extraction fort et simple déplacement élastique;
- taux d'extraction fort et déplacement ou prérupture correspondant à une phase plastique ou fluage (Champagnole);
- augmentation de hauteur pour reprise de minéral au mur (schistes argileux);
- imprégnation d'eau de matériaux sensibles au mur (Varangéville);

- imprégnation d'eau de la couche elle-même par inondation, et décroissance du module (certaines carrières du bassin parisien).

A ce moment, il se produit un déplacement d'ensemble du recouvrement (fig. 1); celui-ci s'accompagne de glissements des bancs les uns par rapport aux autres en particulier aux encastremements de la zone exploitée, (mécanisme Tincelin), l'ouverture de la microfissuration, ainsi que du jeu des diaclases. Les piliers poinçonnent le milieu stratifié dans une colonne pénétrant profondément dans le milieu. Le toit immédiat se déforme en restant dans le domaine élastique comme le montre un simple calcul de dalles (Maury 1970, 1979) et reste suffisamment continu et peu perméable pour ne permettre qu'un drainage insuffisant ou nul. La fibre comprimée à l'intérieur du toit peut contribuer à resserrer la fissuration et freiner le drainage.

Il suffit alors d'une mise en communication avec un des niveaux aquifères ou perméables du recouvrement pour que :

- l'alimentation se fasse;
- la saturation s'obtienne, alors que le drainage par les travaux miniers reste impossible, ou insuffisant du fait de la bonne qualité du toit.

Dès que la saturation est obtenue, la mise en charge peut être très rapide et s'établir simultanément sur de très vastes étendues, la charge hydrostatique affectant tout le toit latéralement et en hauteur.

Les diverses dalles du toit immédiat chargées par leur poids propre, éventuellement une hauteur de terrain desserrée peu cohérente, et les contraintes horizontales, sont alors brutalement et toutes soumises à la pression hydrostatique. Les composantes horizontales des contraintes géostatiques peuvent alors aider les dalles du toit à supporter l'effet d'une partie de cette charge diminuant les tractions induites par les flexions mais pas les efforts tranchants.

Dès que la charge hydraulique complète s'exerce, les cisaillements aux encastremements et éventuellement les tractions induites deviennent trop forts pour être compensés par un système de contraintes horizontales normal c'est-à-dire inférieures ou égales au poids des terres.

Le régime de pression interstitielle induit par la charge hydraulique non drainée a un deuxième effet, désastreux également : les joints de stratification du toit voient leur résistance au cisaillement s'effondrer du fait de cette pression interstitielle. Cet effet est certainement beaucoup plus nocif que celui de lubrification des joints, dont le matériau était vraisemblablement saturé ou proche de la saturation, et joue dans le sens d'une chute très rapide de la résistance au cisaillement aux encastremements des dalles.

La rupture du toit, immédiat le plus souvent, survient et la propagation peut se faire de deux façons, éventuellement simultanées :

- remontée de l'effondrement dans le toit, les dalles du toit profond étant brutalement soumises aux pressions interstitielles que la première rupture n'a pas soulagées;
- extension latérale de la rupture soit par génération d'une surpression interstitielle dynamique et rupture des autres dalles, soit rupture des autres dalles par interruption brutale de la composante géostatique horizontale;

Une troisième possibilité existe encore : comporte-

ment de la partie centrale du toit comme une dalle épaisse monobloc, insuffisamment soutenue, et passant d'une position d'équilibre stable à instable.

Pour trancher entre ces divers mécanismes, il conviendrait de disposer d'observations détaillées des ruptures, qui sont rares et dangereuses. Celles en notre possession font actuellement pencher pour une combinaison des deux premiers modes de propagation.

Les effondrements analysés ont été examinés sous l'angle de ce mécanisme initiateur possible par mise en charge hydraulique.

Il est actuellement possible que la rupture initiale au-dessus de certaines cavités lessivées soit du même type, une déformation excessive du toit immédiat due à une pression insuffisante de la saumure mettant en charge hydraulique un horizon intermédiaire.

## 4 Examen des effondrements sous l'angle du mécanisme initiateur proposé

### 4.1 L'influence du réseau hydrogéologique

Selon le mécanisme évoqué, l'effondrement peut être provoqué par les charges de nappes phréatiques elles-mêmes, ou par une surcharge de celles-ci : si l'excavation draine suffisamment le toit, soit accidentellement par la fissuration, soit par la matrice, celui-ci peut supporter une partie de la charge hydraulique des nappes phréatiques, mais il peut très bien ne plus supporter une surcharge de celles-ci, due à la pluviométrie : dans les mines de fer de Lorraine, la liaison est très probable avec la pluviométrie (Tincelin 1962) avec un décalage — le temps de la mise en charge; le phénomène est possible également dans la carrière de schistes argileux (très importantes précipitations 3 semaines avant l'effondrement), bien qu'il semble qu'il n'y ait eu aucun drainage permanent par l'excavation.

Il s'explique ainsi que la liaison avec la pluviométrie soit aléatoire. Les informations disponibles à Varangéville et Champagnole confirment ceci.

A Clamart, une alimentation artificielle (par fuite de canalisation de surface) a dû également jouer, en plus de très fortes précipitations ayant précédé la rupture.

Notons que l'apparition de forts débits peut avoir lieu ou non, pressions et débits étant complètement indépendants, le débit ne dépendant que de la puissance et de l'alimentation de l'aquifère de surface. La mise en charge peut donc se faire aussi à partir d'aquifères peu ou mal alimentés, peu susceptibles de créer des conditions de venues d'eau soudaines auxquelles les mineurs sont habitués dans certaines exploitations. C'est sans doute la raison pour laquelle ce mécanisme n'a jamais été évoqué pour les effondrements spontanés.

### 4.2 L'extension des effondrements à des zones à faible recouvrement

La perméabilité horizontale étant augmentée par le jeu de dalles du toit du fait du poinçonnement des piliers dans le milieu stratifié où se trouvent des horizons déformables, la mise en charge hydraulique des dalles peut se prolonger très loin horizontalement, y compris dans des zones où le recouvrement devient faible : des pressions de l'ordre de 0,5 MPa peuvent s'exercer ainsi jusqu'à des zones où le recouvrement n'est plus que de 25 m. C'est ce qui s'est passé à Chancelade, et à

Champagnole, et permet d'expliquer l'extension de la rupture à des zones à si faible recouvrement, inexplicable autrement.

La confirmation de perméabilité évoquée ci-dessus : perméabilité horizontale très grande par rapport à la perméabilité verticale, elle-même beaucoup plus forte que la perméabilité matricielle a été remarquablement confirmée dans le recouvrement d'une carrière souterraine de calcaires aux États-Unis, étudiée dans un tout autre but.

#### 4.3 La préservation des zones de bordures

Dans ces zones, le taux d'extraction est plus faible, ou la hauteur des piliers est plus faible. Les galeries se déforment en régime de galeries isolées; les interstices entre les dalles du toit ne sont pas en communication hydraulique et le mécanisme initiateur ne se met pas en place : ceci est particulièrement net à Champagnole sur les bords de l'exploitation, mais surtout sur la limite Sud, où la partie d'exploitation assez ancienne (antérieure à 1960) tracée en chambres parallèles a été la seule à ne pas subir l'effondrement.

#### 4.4 L'absence d'effondrement dans certaines mines

Il suffit qu'un élément nécessaire à la mise en charge du toit soit absent pour que l'exploitation ne soit pas soumise à ce type d'effondrement :

- qu'un drainage par le toit soit suffisant;
- qu'il se produise une décharge des aquifères de surfaces à flanc de colline;
- que la première rupture, localisée, suffise à décharger définitivement le toit hydrauliquement;
- qu'enfin un boulonnage, ou une « mauvaise » exploitation entame le toit, et suffise à empêcher la mise en charge possible.

C'est heureusement le cas de nombreuses exploitations menées en chambres et piliers.

A l'échelle des travaux miniers, les remèdes contre ces effondrements consistent essentiellement à piézométrer le toit, le drainer, et d'une façon plus générale à tout faire pour éviter l'apparition de pressions interstitielles.

### 5 Conclusion

La variété de matériaux et de structure lithologique dans lesquels les effondrements spontanés se manifestent fait émettre l'hypothèse d'un mécanisme initiateur dû à l'établissement d'une pression interstitielle dans le toit des exploitations : sous l'effet d'un taux d'extraction important, de piliers hauts ou du fluage du matériau, il se produit un *déplacement d'ensemble du recouvrement*, maintenant le toit immédiat résistant

*continu*, empêchant ou *freinant son drainage* par les travaux miniers. Lorsque l'extension des travaux miniers devient suffisante, les déplacements induits dans le toit profond provoquent le jeu et l'ouverture de la stratification et de la fissuration. L'alimentation des joints ouverts dans le toit immédiat par le poinçonnement des piliers devient alors possible. *Les nappes phréatiques de surface*, statiques ou surchargées par la pluviométrie *peuvent alors mettre en charge tout le toit* jusqu'à ce qu'en un point les dalles du toit immédiat cassent, entraînant la rupture du toit profond. Le système de contraintes horizontales qui maintenait le toit immédiat en place est brutalement relâché et la rupture du toit peut se propager sur de très grandes étendues. Un mécanisme analogue peut faire claquer une dalle résistante du toit profond et aboutir aux mêmes effets.

Devant les risques que présentent ce mode d'effondrement, il serait souhaitable que les exploitants miniers au courant de telles manifestations, ou les jugeant possibles sur leur exploitation, fassent part de toutes les observations permettant de confirmer cette hypothèse ou d'en préciser les limites.

A l'échelle des travaux miniers, une prévention contre de telles ruptures meurtrières et ruineuses peut être obtenue moyennant une auscultation de si faible coût que son installation gagnerait à être examinée systématiquement.

### Références bibliographiques

#### 1. Bibliographie générale

Tincelin et Sinou « Effondrements brutaux et généralisés. Coups de toit ». R. I. M. Avril 1962.

Maury V. « Mécanique des milieux stratifiés ». Éd. Dunod 1970.

Maury V. « Effondrements spontanés ». Synthèse d'observations et possibilité de mécanisme initiateur par mise en charge hydraulique. Revue de l'Industrie Minière. Octobre 1979.

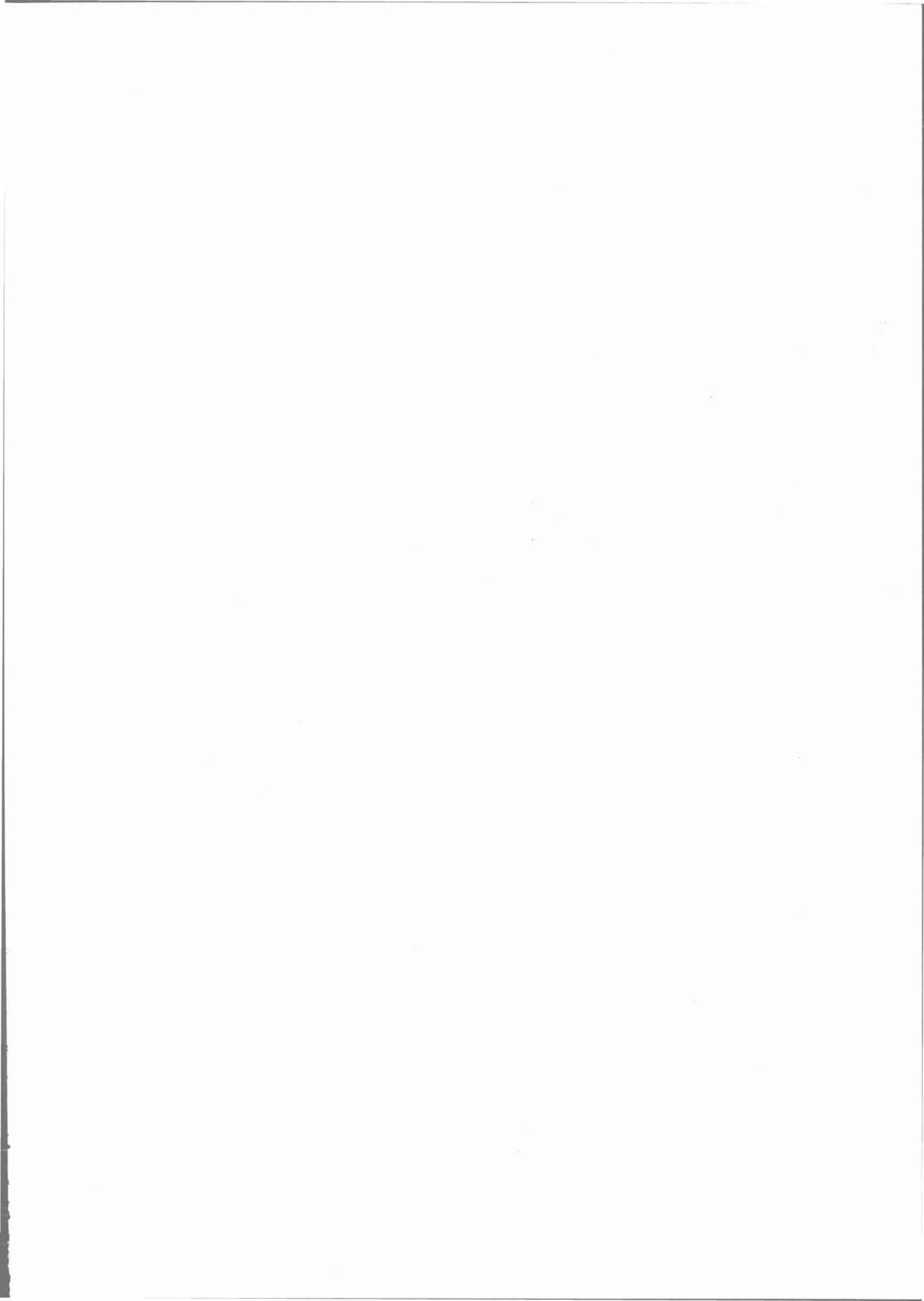
#### 2. Bibliographie sommaire relative aux effondrements

CHANCELADE — 25 Octobre 1885

« La catastrophe de Chancelade, près de Périgueux ».  
« La Nature », 1886, 1<sup>er</sup> semestre.

COAL BROOKS — 21 Janvier 1960

« Quelques problèmes sur le contrôle des terrains et sur le soutènement de travaux par chambres et piliers ». Revue Universelle des Mines 9<sup>e</sup> série T. XX n° 11 Novembre 1964, p. 309 à 322.



## note technique

# essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France)

par

**D. Fabre**  
**J. Letellier**

I. R. I. G. M. Université de Grenoble, 38041 Grenoble cedex

**G. Mercieca**

E. N. S. T. P. Yamassoukro, Côte d'Ivoire

### 1 Cadre général

Le développement urbain du grand Grenoble est conditionné par une morphologie particulière héritée des glaciations quaternaires. La ville de Grenoble et ses principales banlieues (St-Martin-d'Hères, Échirolles, Fontaine...) constituent une agglomération de 500 000 habitants qui s'étend essentiellement sur la surface horizontale d'un fond de vallée, au confluent de l'Isère et du Drac, « l'Y grenoblois » (fig. 1).

Les alluvions récentes de ces deux rivières, à dominante fine pour l'Isère, plus grossière pour le Drac, recouvrent des terrains quaternaires plus anciens :

- les argiles d'Eybens, déposées dans un très important lac d'ombilic à l'interglaciaire Riss-Würm et qui n'ont été que partiellement érodées par la crue würmienne;
- les formations de fond, beaucoup plus grossières, constituées par des moraines rissiennes et des alluvions anciennes. La totalité de cet ensemble de terrains meubles représente une épaisseur très importante qui varie probablement entre 300 et 500 mètres (plus de 400 m au sondage de Beauvert, 310 et 500 m d'après deux profils sismiques effectués l'un à l'amont, l'autre à l'aval de Grenoble, in Fourneaux, 1976).

A l'aménagement des fonds de vallée est venu par ailleurs s'ajouter depuis une dizaine d'années la colonisation progressive des versants, ce qui a obligé le département de l'Isère à prendre des dispositions rigoureuses pour la délimitation des zones de risques naturels (Tachker, 1973).

Depuis 1970, l'Université de Grenoble a entrepris le recensement des données géotechniques sur le sous-sol régional et des synthèses partielles (Couturier, 1974; Margalhan-Ferrat, 1975; Bozonnet, 1978; Talloni, 1978) ont permis l'établissement de plusieurs cartes géotechniques au 1/25 000 couvrant la presque totalité des zones basses. Une

synthèse au 1/50 000 sur l'ensemble de la région est actuellement en cours (Letellier, à paraître). Ces études sont menées en relation avec l'Agence d'Urbanisme de la Région grenobloise (A. U. R. G.).

La présente note traite du stockage informatique des données et de l'utilisation pratique de celles-ci.

### 2 Conception générale de la banque de données

L'initiative du traitement informatique des données de sondages dans la région grenobloise revient à G. Biguenet, M. Dayre et J. L. Favre (1970). Mais ce n'est véritablement qu'après 1976 que le recensement et le stockage systématique ont été entrepris (Mercieca, 1977). Plus de 2 000 sondages sont aujourd'hui enregistrés.

#### 2.1 Collecte des données et organisation des fichiers

Les données sont regroupées à partir de dossiers d'origine très diverse. A ce niveau, l'intervention du géologue est indispensable pour effectuer un examen critique, clarifier les appellations des sondeurs et évaluer la précision sur la localisation géographique et les profondeurs. Un code est employé pour les informations sémantiques. Pour des raisons d'organisation du stockage, les données relatives à un même sondage ont été scindées en plusieurs fichiers selon leur nature. Un sondage mécanique alimente ainsi :

- le fichier *situation* (fig. 2), réunissant les données géographiques et les références administratives du sondage;
- le fichier *lithologie*, qui regroupe les informations géologiques en fonction de la profondeur et les caractéristiques techniques du sondage;
- les fichiers *identification* et *propriétés mécaniques*, qui sont ouverts lorsque le sondage a permis le



-  QUATERNAIRE
-  TERTIAIRE
-  SECONDAIRE
-  PERMO-CARBONIFERE
-  MASSIFS CRISTALLINS EXTERNES

Echelle



Fig. 1 Le cadre géologique de l'Y grenoblois, d'après B. Couturier (1974)



# LITHOLOGIE SUBSURFACE

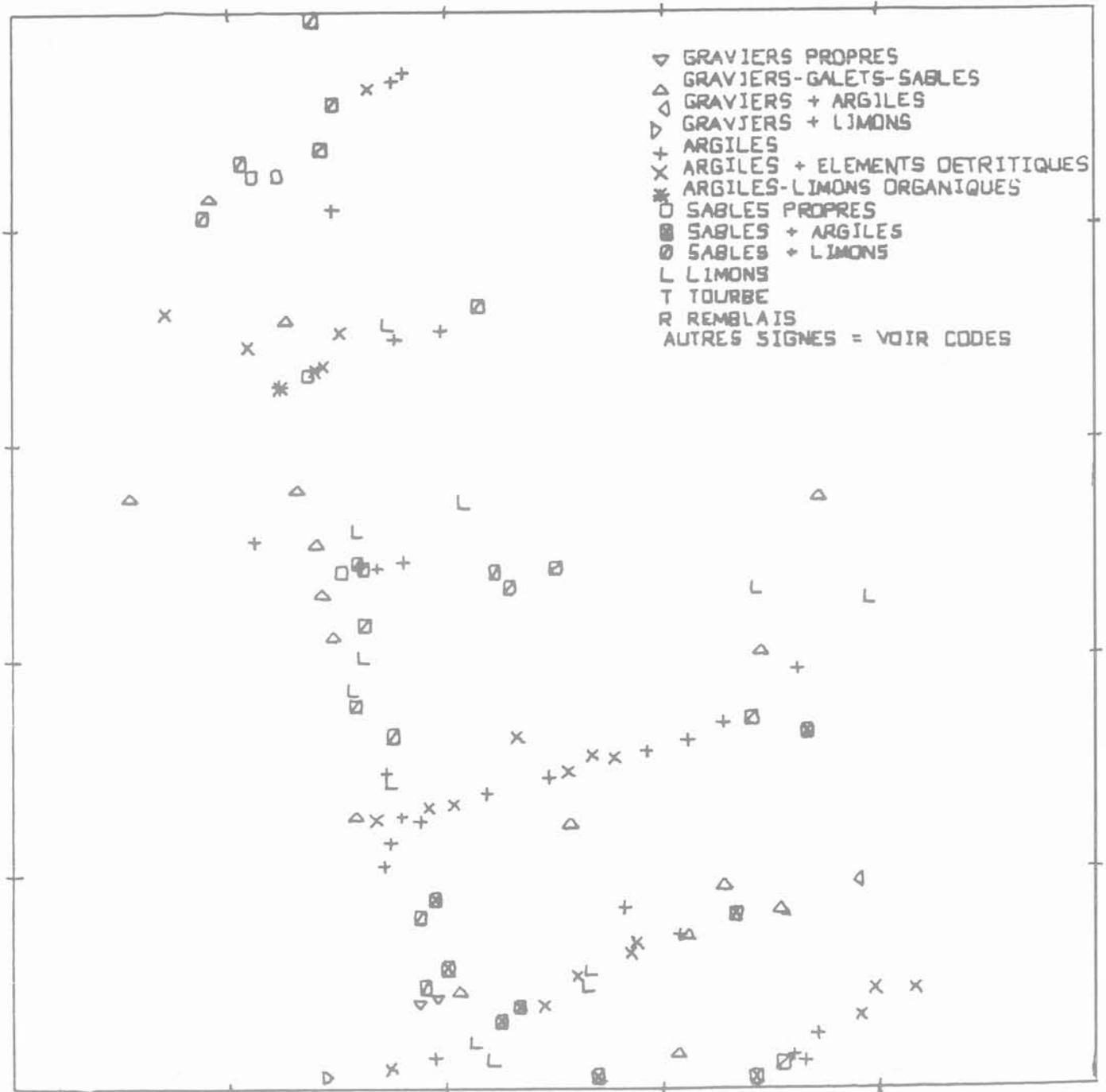


Fig. 4 Exemple d'édition graphique réalisée par le programme GEOL : nature du sous-sol sous la terre végétale aux environs de Voreppe entre les coordonnées Lambert :  
 X = 856 - 861 (km)  
 Y = 335 - 340 (km)

## 3.2 Résultats du traitement informatique

La première phase consiste à choisir une zone géographique incluant la partie à étudier et à y rechercher l'existence de sondages. Les résultats de cette opération sont donnés par le programme IMPR 1. Dans un deuxième temps, IMPR 2 donne les coupes des sondages intéressants (voir sur la figure 5 un extrait de la liste des 65 sondages retenus). La nappe est toujours indiquée à plus de 2,50 m de profondeur dans ce secteur.

La sortie graphique par le programme POZON (fig. 6)

montre la distribution irrégulière des sondages du secteur. La zone à urbaniser apparaît clairement en blanc au centre droit de la figure.

Les résultats donnés par ISOPA indiquent que l'épaisseur des sols fins superficiels diminue globalement de l'est vers l'ouest ce qui apparaît bien sur le profil est-ouest établi à l'aide du programme COUPE (fig. 7 a).

Par ailleurs, une autre coupe N.-S. passant par des sondages plus profonds (fig. 7 b) permet de dégager l'existence, dans la partie est, de niveaux tourbeux d'épaisseur non négligeable.



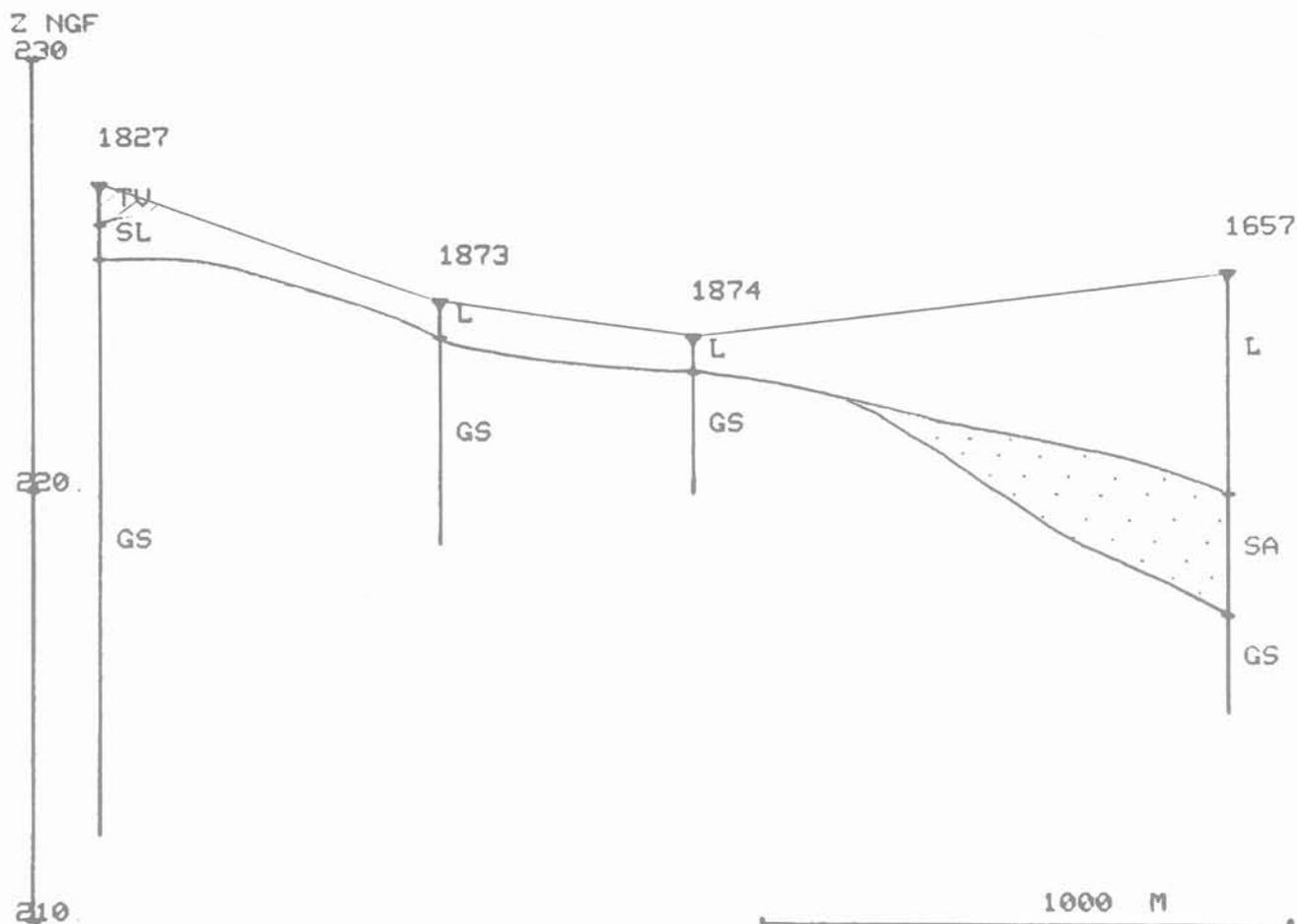


Fig. 7a Coupe E-W interprétée

Fig. 7 Utilisation du programme COUPE pour l'exemple d'Eybens. L'extrapolation entre sondages est laissée à l'appréciation du géotechnicien

### 3.3 Synthèse des informations

L'analyse des données précédentes, que l'outil informatique a permis d'obtenir rapidement, permet une interprétation globale de la structure du site et aide à la définition d'un programme de reconnaissance adapté.

La diminution de l'importance des sols fins de surface de l'est vers l'ouest coïncide avec la présence à l'ouest de la zone d'un petit cône de déjection. L'existence de niveaux tourbeux dans le remplissage alluvial de l'Isère est par ailleurs bien connue. Les sondages étudiés laissent supposer des niveaux assez discontinus.

Après cette recherche préliminaire il apparaît donc que les reconnaissances complémentaires devront porter sur :

- l'épaisseur des sols fins superficiels et la profondeur de la nappe qui conditionnent la nature des fondations à prévoir et peut permettre d'établir un zonage urbanistique de la zone (phase 1);
- la caractérisation des niveaux tourbeux profonds qui pourraient entraîner des tassements différentiels au droit des constructions importantes (phase 2).

### 4 Conclusions

La banque de données réalisée est un outil précieux permettant d'accéder rapidement à des informations géotechniques préalablement analysées, critiquées et codifiées. Les programmes d'édition graphique facilitent la réalisation de cartes et de coupes concernant un secteur particulier du remplissage alluvial étudié. Les documents édités sont toujours contrôlés et interprétés par un intermédiaire géotechnicien ayant une connaissance réelle du contexte géologiques régional. Les informations produites sont particulièrement utiles pour dégager les grandes lignes de la structure du sous-sol et définir le programme de reconnaissance spécifique pour tout projet d'aménagement nouveau.

Sur le plan de la gestion des données, se pose le problème de l'alimentation de la banque en informations nouvelles. Cette actualisation suppose en particulier la définition d'une convention avec les organismes qui sont à la fois détenteurs d'informations nouvelles et utilisateurs potentiels de la banque (bureaux d'études géotechniques, grandes administrations, etc.).

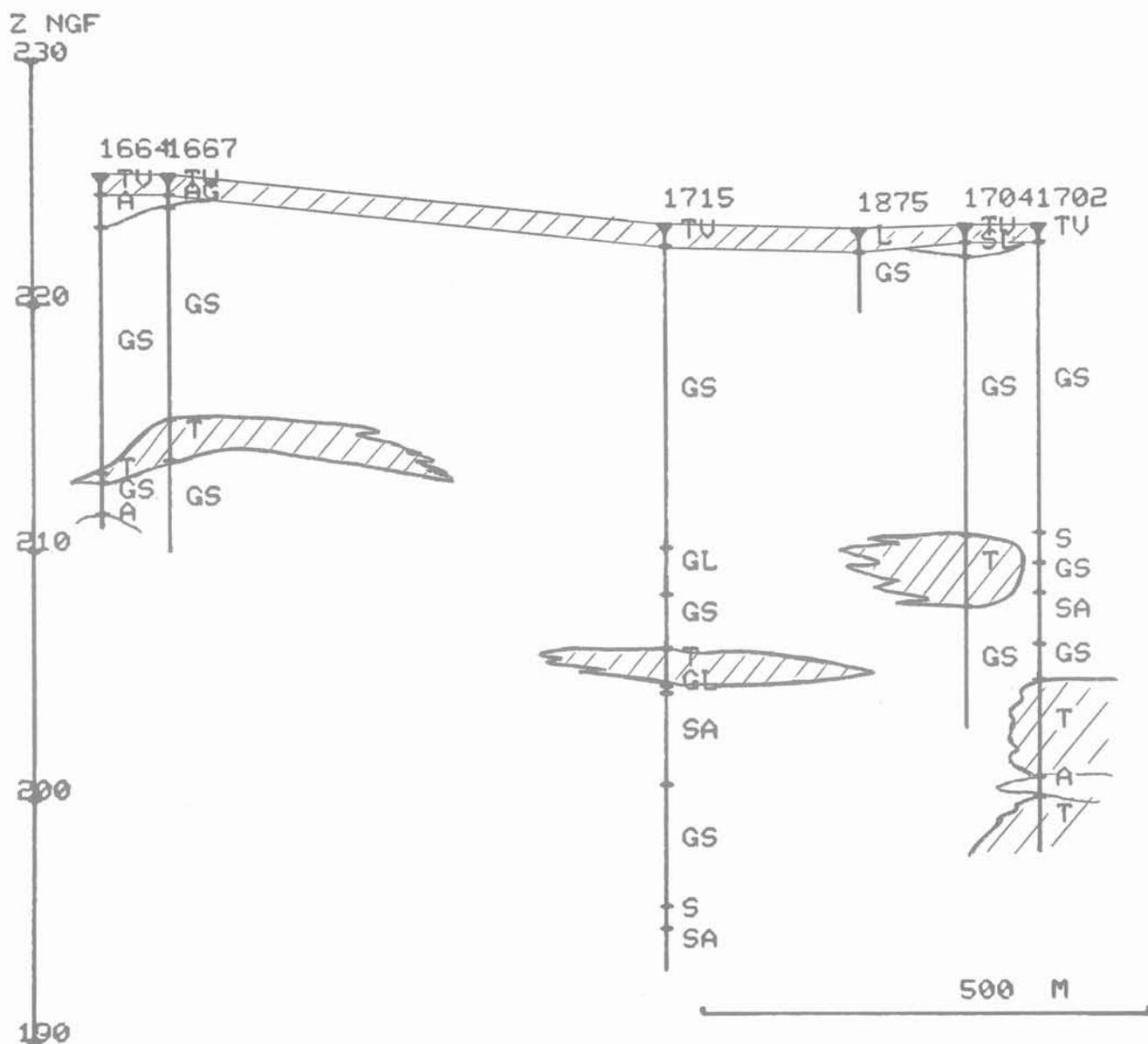


Fig. 7b Coupe N-S interprétée

### Références bibliographiques

- Biguenet, G., Dayre M. et Favre J. L. (1970). Essai de cartographie géotechnique de Grenoble et de ses environs. C.R. 1<sup>er</sup> Congrès int. de l'A.I.G.I. Paris, p. 930-941.
- Bozonnet J. P. (1978). Géologie de l'Aménagement. Étude géologique et géotechnique du moyen Grésivaudan (Isère). Thèse doct. 3<sup>e</sup> cycle, Univ. de Grenoble, 158 p. et 16 cartes.
- Bozonnet J. P., Antoine P. et Letourneur J. (1978). Cartographie géotechnique de la région grenobloise, 6<sup>e</sup> R. A. S. T., Orsay, p. 66.
- Couturier B. (1974). Contribution à l'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique du bas Grésivaudan (Isère). Thèse 3<sup>e</sup> cycle, Univ. de Grenoble, 173 p.
- Fourneaux J. C. (1976). Les formations quaternaires de la vallée de l'Isère dans l'ombilic de Grenoble. Géol. Alpine, t. 52, p. 31-72.
- Margalhan-Ferrat H. (1975). Contribution à l'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la cluse de l'Isère. Thèse 3<sup>e</sup> cycle, Univ. de Grenoble, 128 p.
- Mercieca G. (1977). Constitution d'un fichier géologique et géotechnique sur ordinateur. Application à l'étude du remblaiement alluvial de la vallée de l'Isère. Thèse 3<sup>e</sup> cycle, Univ. de Grenoble, 153 p.
- Mercieca G., Biguenet G., Antoine P. et Talloni S. (1978). Essai de traitement informatique appliqué à la cartographie géotechnique d'un milieu alluvial (environs de Grenoble — Alpes Françaises). 3<sup>e</sup> Congrès int. A.I.G.I., Madrid, Sessions spéciales, p. 176-183.
- Talloni S. (1978). Contribution à l'étude géotechnique du sillon subalpin entre Grenoble et Vif. Thèse 3<sup>e</sup> cycle, Univ. de Grenoble, 317 p.
- Tachker Y. (1973). Procédures administratives pour la délimitation des zones de risques naturels dans le département de l'Isère. Symp. nat. « Sol et sous-sol et sécurité des constructions », Cannes, 1, p. 377-383.



# INFORMATIONS

## *Livres reçus :*

### **La terre en colère — Les cataclysmes naturels**

B. Booth et F. Fitch

Editions du Seuil  
27 rue Jacob 75006 Paris  
Collection « Les sciences de la terre »  
330 pages

Ce livre est la traduction en français d'un ouvrage de deux géologues anglais, à destination d'un public de non spécialistes. Mais il ne s'agit pas à proprement parler d'un ouvrage de vulgarisation, bien plutôt d'une tentative de démonstration, notamment par le recours à l'histoire de la Terre, de la précarité de l'installation de l'homme sur la planète. Sont ainsi rappelés les différents dangers menaçant les établissements humains, les civilisations ou même la vie : séismes, volcanisme, glaciation ou fonte des glaces polaires, bombardement météorique. Le sujet même de l'ouvrage fait que le recours au catastrophisme est constant ; il se traduit essentiellement par des descriptions cataclysmiques d'événements passés ou de scénarios envisageables, et risque ainsi de rebuter certains, surtout parmi les spécialistes. Ce serait regrettable, car au-delà de ce recours au sensationnel, les auteurs offrent une présentation extrêmement claire des phénomènes géologiques ; à noter particulièrement leur rigueur scientifique, leur choix d'un vocabulaire accessible et la qualité de la traduction.

G.D.

## *Avis*

### **Association Française des Travaux en Souterrain**

G.T. n° 14 —

Entretien et réparation des ouvrages souterrains

Ce groupe de travail vient de publier une recommandation intitulée :

### **Nomenclature des parties d'ouvrages en tunnels — Catalogue des défauts apparents des tunnels**

Pour l'obtenir, la commander auprès du Secrétariat de l'AFTES, BP 48, 69672 Bron Cedex, contre la somme de 50 FF par chèque libellé à l'ordre du Trésorier de l'AFTES.

Cette recommandation (175 pages, 147 figures, 15 références), qui se compose de deux parties, s'adresse en principe aux agents chargés de la gestion des tunnels, mais elle peut également être utile aux projeteurs. La

nomenclature définit 190 mots ou expressions sous les rubriques : description du terrain encaissant, matériaux utilisés pour le revêtement des tunnels, géométrie repérage, éléments constitutifs de l'ouvrage, dispositifs annexes, dispositifs de drainage et d'étanchéité, et donne des profils types. Le catalogue comporte des photos, croquis ou description des défauts apparents les plus caractéristiques, avec pour chacun d'entre eux une énumération des causes principales de ces défauts et une énumération des facteurs susceptibles d'en provoquer l'évolution ou d'en augmenter la nocivité. Environ 80 défauts sont ainsi expliqués dans les chapitres suivants : tunnels non revêtus, altération des matériaux constitutifs des revêtements, avaries affectant la structure et la géométrie (déformations, fissures, chutes de matériaux), eau et drainage.

## *Appel d'offres*

*pour un poste de Maître de Recherches  
en Géologie de l'Ingénieur  
à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*

Le poste est à pourvoir au Centre de Géologie de l'Ingénieur commun à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Le Centre de Géologie de l'Ingénieur comporte trois orientations principales : prospection géotechnique des sols et des roches ; matériaux minéraux non métalliques ; cartographie géotechnique. C'est dans ce dernier domaine que le candidat devrait faire preuve d'une compétence particulière (tout en étant susceptible de jouer un rôle très actif dans les deux autres). Il est souhaitable en particulier qu'il maîtrise les méthodes statistiques et géostatistiques de traitement de données.

L'intéressé devra encadrer de jeunes chercheurs et conduire des recherches personnelles dans un esprit de « recherche orientée ». Il devra aussi prendre une part active à l'enseignement y compris post-gradué. Il est donc souhaitable qu'il ait déjà manifesté des aptitudes pédagogiques.

Les candidatures sont à adresser avant le 30 novembre 1980 à : Monsieur le Directeur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 28 rue des Saints-Pères 75007 Paris.

Des informations complémentaires peuvent être obtenues auprès de : Monsieur Arnould, Directeur du Centre de Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 60 boulevard Saint-Michel, 75272 Paris Cedex 06.

# consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites-ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

## Présentation du manuscrit

1 Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2 Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3 Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4 Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 x 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numéroter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6 Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée « NOTATIONS ») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple : prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple

$1/(a + b)$  et non sous la forme  $1/a + b$  ou  $\frac{1}{a + b}$  On

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

$\{ [ ( ) ] \}$ . On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe  $\sqrt{\quad}$  et l'exposant -1 de préférence au signe  $/$ . Exemple : écrire  $(a x^{-1} \text{ tg } y)$  plutôt que  $(a/x) \text{ tg } y$ . Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

$\exp [2 x^2 / (1 - y)^2]$  plutôt que  $e^{\frac{2 x^2}{(1 - y)^2}}$ .

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ' , " , des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

semblées en ordre alphabétique dans une « liste de références » donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex : DUPONT A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention « et al ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les uns des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « BIBLIOGRAPHIE ».

#### Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière page (cf. exemple ci-dessous).

WOODS R.D. (1968) « *Screening of Surface Waves in Soil* » — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division — Proceedings of the A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

#### Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZAGHI K. (1943) « *Chap. IX Stability of Slopes* » — Theoretical Soil Mechanics — 4<sup>e</sup> édition John WILEY and SONS Inc. 1947 — pages 144-152.

#### Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre entre guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes : thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès-Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. Exemple ci-dessous).

ROCOPLAN J.A. (1964) « *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* » — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 Juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

#### Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU P. (1961) « *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* », Juillet 1961, Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.

