

Géoh MR 16



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 27

110 F

2^e TRIMESTRE 1984

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication: P. Habib

Président du Comité de Direction: A. Pasquet

Comité de Direction: L. Parez - M. Panet - M. Rat - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction: P. Londe

Comité de Rédaction:

E. Absi - F. Bonnechère - C. Bordet - P. Duffaut - J. Goguel - J. Kérisel -

P. La Rochelle - G. L'Hériteau - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire: B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1984 (numéros 26 à 29) franco: 350 F

Prix au numéro franco: 110 F
(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

© 1984

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 27
2^e TRIMESTRE 1984

sommaire

résumés	5
les surfaces de glissement en mécanique des sols P. Habib	7
la dilatance des roches P. Sirieys	23
le projet du barrage de Grand'Maison D. Clerdouet - G. Post	27
réalisation du barrage de Grand'Maison C. Trocherie	43
l'évaluation de la « charge thermique admissible » en formations géologiques pour l'évacuation de déchets radioactifs de haute activité B. Come	51
contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière G. Aymeric - M. Perrier - C. Philippe - J.P. Pozzi	67
informations	75

résumés

les surfaces de glissement en mécanique des sols

P. HABIB

Les surfaces de glissement isolées apparaissent dans les sols qui présentent du radoucissement, c'est-à-dire essentiellement les argiles raides et les sables denses. Elles n'apparaissent pas pour toutes les déformations plastiques.

On décrit d'abord un mécanisme de développement progressif de surfaces de glissement discrètes dans un champ hétérogène qui est en bon accord avec la réalité physique. Ce mécanisme permet d'analyser les essais de résistance mécanique et de montrer que la validité de l'essai de cisaillement est surtout assurée pour la résistance résiduelle. Pour l'essai triaxial, on montre que la résistance maximale a une signification physique mais que la pente du radoucissement dépend de la dimension des échantillons et que la résistance résiduelle n'est pas exacte lorsqu'apparaît une localisation des déformations; une correction est proposée.

L'apparition des surfaces de glissement met en cause la validité des formules classiques. Dans le cas de la force portante d'une fondation superficielle sur du sable et pour la butée ou pour la poussée, on propose des corrections pratiques approximatives.

la dilatance des roches

P. SIRIEYS

Le comportement dilatant des roches fragiles, résultant de leur microfissuration, est analysé succinctement, notamment le seuil, la relation contrainte-déformation et l'évolution sous cycles. Mention particulière est consacrée à l'anisotropie, initiale ou induite.

le projet du barrage de Grand'Maison

D. CLERDOUET - G. POST

Le barrage de Grand'Maison, haut de 160 m et constitué par 12 millions de mètres cube de remblais, est en voie d'achèvement à 1 600 m d'altitude, 30 km à vol d'oiseau à l'Est de Grenoble.

L'article expose la conception de ce barrage en décrivant successivement les matériaux disponibles, les données du site, les préoccupations du projeteur et les choix conséquents.

Enfin, sont succinctement présentés des résultats de calcul de déformations planes résultant d'une simulation de la construction par couches avec une loi de comportement élastoplastique, dérivée du concept d'état critique.

réalisation du barrage de Grand'Maison

C. TROCHERIE

Après un rappel rapide du contexte de l'aménagement dans lequel s'insère le barrage de Grand'Maison, puis une présentation de la conception de cet ouvrage, l'exposé développe principalement les différentes phases de l'exécution des travaux ayant donné lieu à des difficultés de réalisation, ou ayant été traitées par des solutions originales:

- traitement des rives du barrage;
- traitement de la fondation par injections;
- exploitation des carrières d'enrochement et gîtes de terres;
- mise en remblais des matériaux;
- contrôle des matériaux;
- auscultation de l'ouvrage.

un exemple d'application des mesures du comportement des roches à température élevée: l'évaluation de la «charge thermique admissible» en formations géologiques pour l'évacuation de déchets radioactifs de haute activité

B. COME

Dans le cadre de contrats avec la Commission des Communautés Européennes relatifs au programme de R & D «Gestion et Stockage des Déchets Radioactifs», les effets du dégagement thermique des déchets haute activité sur la formation réceptrice ont été étudiés pour trois types de roches: granite, argile, sel. En particulier, les effets thermo-mécaniques sur la stabilité des galeries constituant le dépôt souterrain, et sur l'intégrité de la couverture rocheuse, ont été décrits. Partant de ces résultats, on a pu évaluer la densité de puissance thermique compatible avec un bon fonctionnement du système d'évacuation. Ces valeurs de «charge thermique admissible» devront bien-sûr être précisées cas par cas pour des projets spécifiques.

contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière

G. AYMERIC - M. PERRIER -
C. PHILIPPE - J.P. POZZI

L'étude consiste à calculer l'état des contraintes sous l'action d'un accroissement de pression magmatique (10 MPa) dans un volcan par la méthode des éléments finis en utilisant un logiciel de calcul (NASTRAN). Nous relierons cette variation de contraintes à la variation de magnétisme dans le volcan (effet piezo magnétique des roches) et nous calculons l'anomalie magnétique en différents points géographiques. Ces résultats de calcul comparés à des mesures effectuées sur place ont donné un bon ordre de grandeur nous incitant à poursuivre dans cette voie.

summaries

slip surfaces in soil mechanics

P. HABIB

Isolated slip surfaces occur in softening soils, that is to say mainly stiff clays and dense sands. They do not occur for all plastic deformations.

A mechanism of progressive development of discrete slip surfaces in a heterogeneous stress field is first described, in good agreement with actual physical observations. This mechanism makes it possible to analyse mechanical strength tests and to show that the validity of the shear test is especially assured for residual strength. For the triaxial test, the peak value is seen to have physical significance, but the softening slope is shown to be function of sample size, also residual strength is not correct when a localization of strains occurs. A correction is proposed.

The occurrence of slip surfaces questions the validity of classical formulae. Approximate practical corrections are proposed for bearing capacity of shallow foundations on sand and for active and passive earth pressures.

dilatancy of rocks

P. SIRIEYS

The dilatant behaviour of brittle rocks, resulting of the microcracks, is briefly analysed, specially the limit, the stress-strain relation and the evolution under cycles. The initial or induce anisotropy is particularly outlined.

the project of Grand'Maison dam

D. CLERDOUET - G. POST

Grand'Maison dam, with a height of 160 m, 12 million cubic meters of fill, is being completed, at the altitude of 1 600 m, 30 km East of Grenoble.

The present article describes conception of this dam, with available materials, data from site, preoccupations of designer and resulting choices.

Finally, results of numerical analyses are briefly presented. These computations, made under plane strain conditions, and simulating sequential embankment construction, use an elastoplastic constitutive law, derived from the critical state concept.

the construction of Grand'Maison dam (french Alpes)

C. TROCHERIE

After a short presentation of the particular conditions which have determined the design of Grand'Maison dam, the paper presents the dam construction. The different aspects of the working out are described especially when they offered difficulties or when original solutions has been employed:

- treatment of the dam's banks;
- fondation treatment by means of injections;
- quarrying for rock-fill material and earth deposits;
- material re-filling;
- material control;
- structure auscultation.

an example of application of rock behaviour measurement at high temperature: the determination of the «admissible thermal loading» in geological formations for the disposal of high-level radioactive waste

B. COME

In the framework of the R & D Programme «Management and Storage of Radioactive waste», contracts with the Commission of the European Communities have studied the effects of heat emission from high-level waste on three host formations: granite, clay, salt. Particularly, thermo-mechanical effects on the stability of repository galleries, and on the continuity of the overburden rock, were described. From these results, the power densities compatible with a correct operation of the disposal system were determined. Of course, these values of «admissible thermal loading» will have to be recalculated for each specific repository project.

contribution to the study of volcano eruptions applying to «la Soufrière»

G. AYMERIC - M. PERRIER -

C. PHILIPPE - J.P. POZZI

This study consists in calculating the state of stresses resulting from an increase of the magmatic pressure in a volcano through the finite elements method, using a calculation software (NASTRAN). We link that variation of stresses to the magnetic variations in the volcano (piezo-magnetic effect in rocks) and we calculate the magnetic anomaly in various geographical points. The calculation results obtained, compared to the measurements effected in situ, have yielded a satisfaction order of magnitude which has been an incentive for us to pursue our investigation further.

les surfaces de glissement en mécanique des sols

P. HABIB

Laboratoire de mécanique des solides
Laboratoire commun E.P.-E.N.S.M.P.-E.N.P.C. — Associé au C.N.R.S.)
Ecole polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex

1. INTRODUCTION

La localisation de la déformation quasi statique sur une ou plusieurs surfaces de glissement est un phénomène très courant en mécanique des sols ou en mécanique des roches (fig. 1). Il n'a cependant pas fait l'objet de nombreuses publications et la théorie classique de la plasticité (Mandel, 1966) laisse de côté les déformations hétérogènes. C'est pourtant un sujet important, mais il est difficile car le phénomène physique de l'appartition de la localisation se prête mal à l'observation, le sol n'étant pas transparent. En fait, on ne connaît bien les surfaces de glissement que par leur émergences et les praticiens savent que la recherche par sondages ou par tranchées d'une surface de glissement en profondeur, après un accident, est une opération coûteuse mais parfois décevante, les surfaces partielles ayant une regrettable tendance à se recoller partiellement. Quant à la progression des surfaces de glissement elles-mêmes, les observations sont parcel-aires et ce n'est que très récemment que quelques données ont pu être recueillies sur la cinétique du développement des surfaces de glissement. Ainsi, Sue-mine (1983) a indiqué des vitesses de progression de la surface de glissement en profondeur de l'ordre de 1 à 100 m/h.

Mais, même pour une situation apparemment très élémentaire et très accessible, comme par exemple un essai de compression simple ou un essai triaxial,

l'orientation de la ou des surfaces de glissement, par rapport à la direction des contraintes principales, reste imprécise et les comptes-rendus d'essais qu'on peut trouver sur ce sujet sont parfois contradictoires. Cette détermination présente en effet de sérieuses difficultés, d'une part parce que les lignes de glissement ne se matérialisent sur la surface latérale d'une éprouvette qu'après une certaine déformation, de l'ordre de 3 à 10% pour les sols, de sorte que les axes de références sont eux-mêmes déformés et on ne sait pas si l'on doit rattacher la surface de glissement à la configuration initiale ou à la configuration actuelle. Mais, d'autre part, il existe une certaine dispersion de l'orientation des lignes de glissement. Elle est particulièrement visible sur la figure 2 où l'on voit nettement, dans un champ qui fut homogène, deux familles conjuguées de surfaces de glissement dont l'une a manifestement été active postérieurement à l'autre, ce qui a entraîné l'appartition de rejets, mais aussi où certains surfaces de la deuxième famille présentent un parallélisme douteux, à 15° près. Sur la figure 3, l'identification des deux familles conjuguées pose même des problèmes délicats. Cette imprécision de l'orientation se comprend aisément. Si l'on reprend le raisonnement de Coulomb, qui définit l'orientation du plan de rupture par le calcul du minimum strict d'une certaine résistance le long de ce plan en fonction de son angle d'inclinaison, il est bien évident que les plans d'inclinaisons voisines sont presque défavorables que le plan critique. Il suffit alors d'une légère hétérogénéité de la matière pour que le tracé de la surface de glissement devienne



Fig. 1. — Lignes de glissement dans du granite. Les surfaces en contact ont été ouvertes par l'altération.

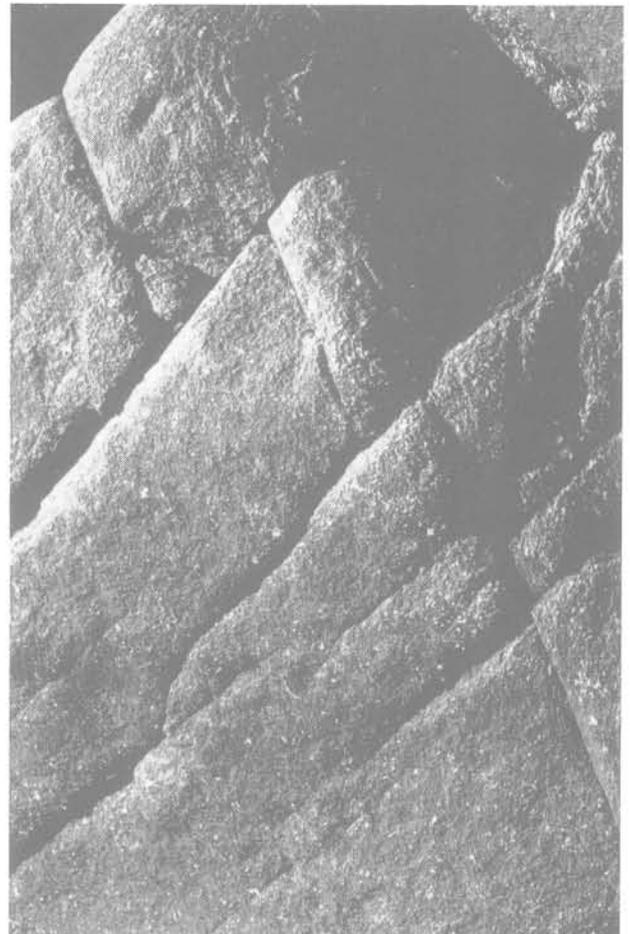


Fig. 2. — Deux familles de lignes de glissement avec rejet sur la première lors du jeu de la seconde. Noter le parallélisme incertain des orientations des lignes de la deuxième famille.

hésitant et, de fait, l'examen d'une surface de rupture montre qu'elle est constituée d'une série de petites facettes élémentaires dont la direction moyenne donne l'orientation générale.

Pourtant, les problèmes posés par les surfaces de glissement sont importants. Il est bien connu par exemple que les épicentres des séismes sont situés sur des failles actives, c'est-à-dire sur des surfaces de glissement.

A une échelle plus modeste, mais d'une façon tout aussi catastrophique, la figure 4 montre l'effet d'une surface de glissement sur un bâtiment. Cet accident spectaculaire est particulièrement remarquable, en ce sens que le déplacement de glissement y est de l'ordre du mètre, alors que l'émergence du glissement (fig. 5) s'est produite à environ 250 m de là : c'est dire que si la déformation avait été répartie au lieu d'être localisée, la maison n'aurait pratiquement pas subi de désordres.

Enfin, la nature même des surfaces de glissement est sujette à discussion. Dans les problèmes plans, les lignes de glissement sont-elles confondues avec les lignes caractéristiques de contraintes, comme on l'a cru

longtemps, ou avec les lignes caractéristiques des vitesses de déformation (lignes d'extension nulle), comme Roscoe (1970) l'a suggéré ? L'étude de ce phénomène apparaît donc comme très difficile. On va voir cependant que son intérêt est grand et qu'il en découle des conséquences importantes.

Le premier sujet d'étonnement que l'on peut avoir vient du fait que dans certains cas, la rupture du sol se produit avec formation d'une surface de glissement mais qu'au contraire dans d'autres cas, le dépassement du seuil de résistance se produit avec une déformation tout à fait continue et sans localisation de la déformation. Par exemple, des surfaces de glissement apparaissent avec certains sols, comme les argiles raides ou les sables denses, mais pas avec d'autres, comme les matériaux compressibles, les vases ou les sables lâches. Parfois, les surfaces de glissement apparaissent sous contraintes moyennes modérées et disparaissent sous contraintes élevées ; c'est le cas des sables moyennement denses et, dans un domaine voisin, celui des roches, où la transition fragile-ductile passe par un état intermédiaire où se forment des surfaces de glissement. Elles sont bien identifiées pour les roches et correspondent notamment aux failles et au chevauchement de la Géologie (Goguel, 1983).



Fig. 3. — Dispersion des orientations des surfaces de glissement dans un massif de granite.



Fig. 4. — Glissement de terrain à Villerville. (cliché B.R.G.M.).



Fig. 5. — Glissement de terrain à Villerville. Emergence de la surface de glissement en son pied. (cliché B.R.G.M.).

Mais pour certains champs de contraintes, avec des matériaux où des surfaces de glissement se produisent habituellement, il y a des cas où les surfaces de ruptures apparaissent, comme par exemple les glissements de terrains, ou au contraire n'apparaissent pas, comme sous la pointe des pieux.

On voit donc que ce problème est très difficile en général puisque le critère de formation d'une surface de glissement doit tenir compte à la fois de la loi de comportement du matériau, de la contrainte moyenne, de la nature du champ de contraintes et probablement des conditions aux limites.

Nous allons examiner d'abord ce qui se passe dans un champ de contraintes homogène avant d'étudier le cas général.

2. SURFACES DE GLISSEMENT EN CHAMP HOMOGÈNE

Dans un champ de contraintes homogène, l'expérience montre les phénomènes suivants: si la loi de comportement du matériau présente de l'écroutissage, la déformation est homogène; si la loi de comportement présente du radoucissement, il y a formation d'une surface de glissement. L'interprétation classique est la suivante. La matière réelle n'est jamais strictement homogène et il existe une petite dispersion des caractéristiques mécaniques représentée par le faisceau des courbes effort-déformation de la figure 6, qui

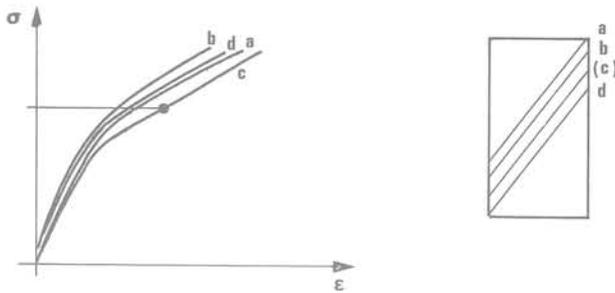


Fig. 6. — Cas de l'écroutissement.

indiquent les comportements d'une série de plans de glissement potentiels d'une éprouvette d'essai.

Soit (c) le plan le plus faible. Sous la contrainte σ , il subit un certain glissement. Un accroissement de la déformation autour de ce plan ne peut se produire que par un accroissement de la contrainte qui engendre à son tour l'augmentation de la déformation auprès des plans voisins et même si la déformation y est plus petite que dans le plan qui a cédé le premier, on voit que la déformation s'étend et se développe dans toute l'éprouvette.

Si au contraire, les courbes de comportement présentent un maximum (fig. 7), il existe un plan où la plus grande résistance est atteinte avant les autres.

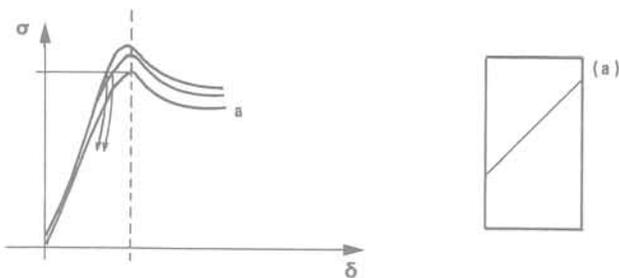


Fig. 7. — Cas du radoucissement.

Si la déformation augmente, la contrainte se met à décroître dans ce plan, ce qui provoque une détente dans toute l'éprouvette. Le module de Young d'un sol est beaucoup plus élevé au déchargement que le module de premier chargement. Il en résulte que les domaines qui n'ont pas été atteints par les grandes déformations se comportent désormais comme des blocs rigides qui coulisent sur le plan de glissement: il y a localisation de la déformation. On notera sur la figure 7 que le diagramme contrainte-déformation n'a plus grand sens après le maximum parce que la déformation n'est plus continue et il est nécessaire de le remplacer par un diagramme contrainte-déplacement. Pour un essai triaxial sur du sable dense, on remarquera de la même façon que le diagramme de la variation relative de volume $\frac{\Delta V}{V}$ en fonction

de la déformation (fig. 8) perd sa signification après le maximum de la résistance et qu'il doit être remplacé par la courbe de la variation de volume ΔV en fonction du déplacement δ .

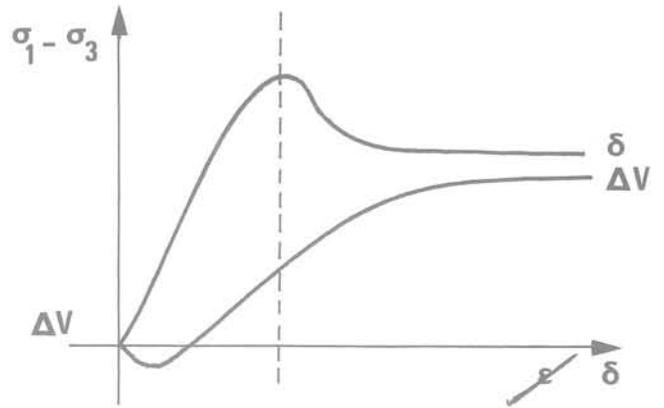


Fig. 8. — Variation de volume d'un sable dense en cours de rupture.

Cette remarque est importante car si la formation d'une surface de glissement est perceptible sur la courbe contrainte-déplacement, puisqu'elle apparaît et se développe physiquement une fois le maximum de la résistance dépassé, par contre elle n'est pas décelable sur la courbe des variations de volume. Il n'en reste pas moins que les variations de volume se sont localisées à un moment donné dans le plan de glissement, alors qu'elles ont cessé dans les blocs monolithes dès que la détente a commencé.

3. SURFACES DE GLISSEMENT EN CHAMP NON HOMOGENE

Examinons maintenant ce qui se passe dans un champ de contraintes non uniforme. Soit un solide soumis à des sollicitations quelconques (fig. 9). Lorsqu'elles aug-

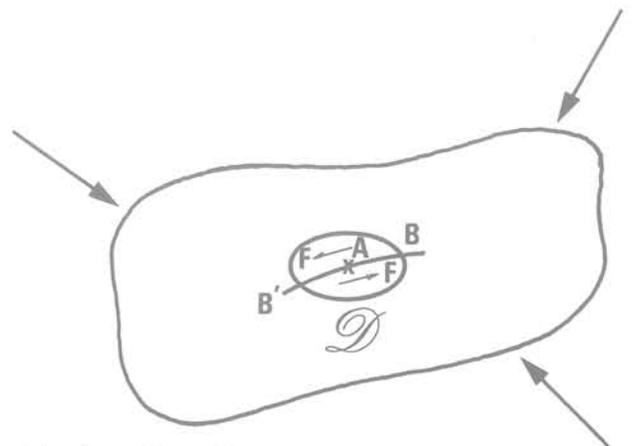


Fig. 9. — Franchissement du critère de plasticité.

mentent, le critère de rupture est d'abord atteint en un point A puis dans un petit domaine \mathcal{D} entourant le point A.

Si ce domaine est suffisamment petit, le champ de contraintes peut y être considéré comme uniforme et il y aura formation de surfaces de glissement si le corps est radoucissant ou déformation continue s'il est écrouissable. Plaçons-nous dans le cas de la mécanique des sols avec un radoucissement suffisamment petit pour que la solution élasto-plastique classique puisse être considérée comme une bonne approximation du problème étudié (*).

Regardons ce qui se passe sur la surface de glissement AB de la figure 9 et devant elle dans son prolongement (fig. 10). A une certaine distance, la droite (a) perpendiculaire à la fissure n'est pratiquement pas déformée. La déformation est plus grande pour la droite (b) lorsqu'on s'approche de B. Elle est maximale pour la droite (c) qui passe par B. Entre A et B, il se produit un glissement δ entre les lèvres de la fissure qui coupe les droites (d) et (e). Le glissement δ augmente de B vers A. On a porté le déplacement $\delta(s)$ et le cisaillement correspondant $t(s)$ sur la figure 10 (en supposant $\varphi = 0$ pour simplifier l'exposé, mais on généraliserait facilement pour le cas $\varphi \neq 0$).

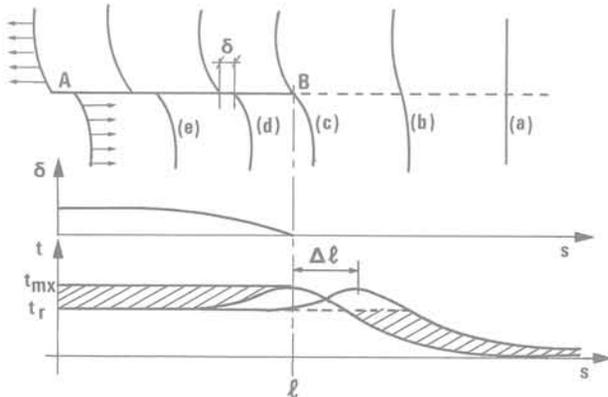


Fig. 10. — Déplacement et contrainte de cisaillement au voisinage d'une surface de glissement.

Dans une solution élasto-plastique classique, le cisaillement serait constant le long de AB et il lui correspondrait un effort de cisaillement F dans chaque moitié du domaine \mathcal{D} . Dans le cas du radoucissement, il existe dans le plan de la fissure AB, un déficit de cisaillement marqué en hachure sur la figure 10, et dont la valeur totale :

$$\Delta F = \int_{AB} (t_{mx} - t(s)) ds$$

est majorée par $(t_{mx} - t_r)\ell$, où t_{mx} est la plus grande résistance, t_r est la résistance au cisaillement résiduelle et ℓ la longueur du segment AB. L'équilibre ne peut être assuré que par un déplacement vers la droite en mode II de l'extrémité de la fissure, avec perturbation du champ élastique au-delà, de façon telle qu'avec les approximations de la figure 10, les aires hachurées soient égales. Le déplacement $\Delta \ell$ de l'extrémité de la fissure permet de compenser le déficit de cisaillement

ΔF en apportant une résistance supplémentaire $\Delta \ell \cdot t_r$; le déplacement $\Delta \ell$ est donc majoré par :

$$\Delta \ell < \left(\frac{t_{mx}}{t_r} - 1 \right) \ell$$

ou encore :

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} < \frac{t_{mx}}{t_r} - 1.$$

Ainsi, si le radoucissement correspond à une résistance résiduelle de $0,9 t_{mx}$, l'allongement de la fissure qui permet de rétablir l'équilibre est de 10%. Ce mécanisme n'est possible que si le ligament est capable de supporter l'augmentation de la contrainte élastique, c'est-à-dire si l'aire de la partie ponctuelle de la figure 10 bis est au moins égale à l'aire hachurée.

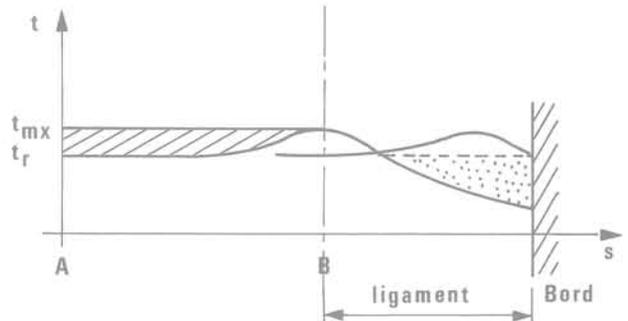


Fig. 10 bis. — Résistance ultime du ligament.

Dans le cas contraire, la plastification est totale, la surface de glissement atteint le bord libre et la rupture se produit. Mais, si la déformation plastique reste contenue, le mécanisme précédent bloque le mouvement de la surface de glissement en permettant à la déformation de se concentrer sur une autre surface de glissement, peut-être pas au voisinage immédiat de la première car on concevrait mal qu'il soit possible d'y supporter t_{mx} alors que la première ne peut plus supporter que t_r ; on peut donc prévoir l'apparition d'une multitude de surfaces de glissement discrètes et côte à côte, difficilement visibles parce que situées à l'intérieur du massif plastifié mais qui permettent de revenir au concept de déformation quasi homogène. Ceci est conforme à l'expérience.

La figure 11 représente une multitude de lignes de Luders discrètes à la surface d'une tôle emboutie, qui est une bonne image de la plastification autour d'un tunnel de section circulaire. Les lignes de Luders ne sont pas des lignes de glissement mais des lignes de grand allongement. A l'inverse des lignes de glissement qui apparaissent après une déformation plastique importante et se forment par un processus de condensation, les lignes de Luders qui se produisent dans certains métaux, comme l'aluminium ou l'acier doux, apparaissent immédiatement après le dépassement de la limite d'élasticité puis s'élargissent progressivement

(*) Ce ne serait généralement pas vrai en mécanique des roches où l'effondrement de la résistance après le maximum est très important.

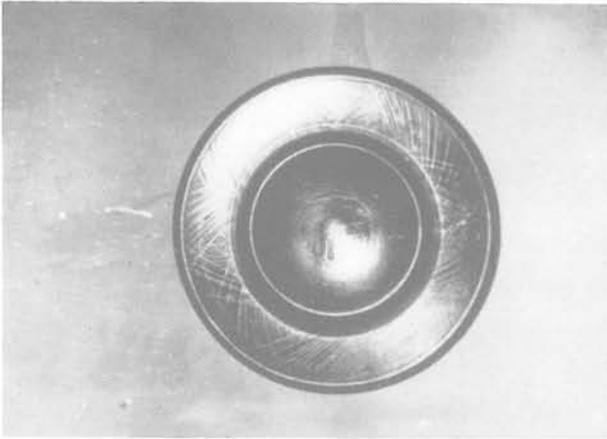


Fig. 11. — Multitude de lignes de Luders discrètes dans de l'acier doux embouti.

jusqu'à envahir complètement une pièce en champ homogène sous l'effet de l'écroutissage qui suit le palier plastique. Leur apparence sous forme d'une double multiplicité discrète sur la figure 11 montre que des lignes de glissement se seraient localisées en deux familles distinctes encore plus sûrement. On en verra d'autres exemples plus loin.

Il faut insister sur le fait que l'allongement progressif d'une ligne de glissement unique (ou de quelques lignes de glissement) est aussi en accord avec l'observation, même si cette conception est parfois occultée par certaines intuitions du calcul à la rupture. La méthode des tranches, le cercle de Fellenius, les spirales logarithmiques de Rendulic admettent en effet comme présumé le mouvement entre les blocs rigides. En fait, la pratique du poinçonnement des fondations ou celle des très grands glissements naturels,

montre que les « blocs » en mouvement sont susceptibles de grandes déformations. Pour des structures plus petites, comme des fondations en surface ou des murs de soutènement, en poussée comme en butée, on a même montré la progression de l'effort avec la progression de la longueur de la surface de glissement et le développement de la surface de rupture a été mis en évidence par de nombreux expérimentateurs et avec des techniques très différentes (γ -densimétrie pour suivre le développement de la surface de glissement par sa dilatance, radiographie X d'un quadrillage de billes de plomb placées dans la masse, déformation d'un quadrillage en déformation plane derrière une vitre, récemment par Darve à Grenoble par l'observation photographique d'un quadrillage tracé à la surface d'un massif de rouleaux selon la méthode Scheebelli-Dantu, etc.). La figure 12, d'après Chazy et Habib (1961), montre le développement d'une famille de surfaces de glissement sous un large poinçon, dont la plus longue débouche juste en surface; il est nettement visible sur cette figure que le déplacement diminue lorsqu'on s'approche de la surface libre. Il est assez intuitif que les autres surfaces de glissement ont été arrêtées en cours de développement et qu'elles sont apparues après la surface principale qui les enveloppe toutes.

Les figures 13a et 13b illustrent quelques cas où la formation de surfaces de glissement isolées peut être observée et d'autres où la déformation reste quasi homogène.

Le cas de l'expansion de la cavité circulaire au sein du massif (fig. 13b) ou près de la surface du massif (fig. 13a) montre nettement l'influence du ligament qui peut supporter ou non l'augmentation des contraintes dans le domaine élastique, c'est-à-dire ne permet pas ou au contraire qui permet le développement jusqu'à la surface libre d'une surface de glissement isolée.

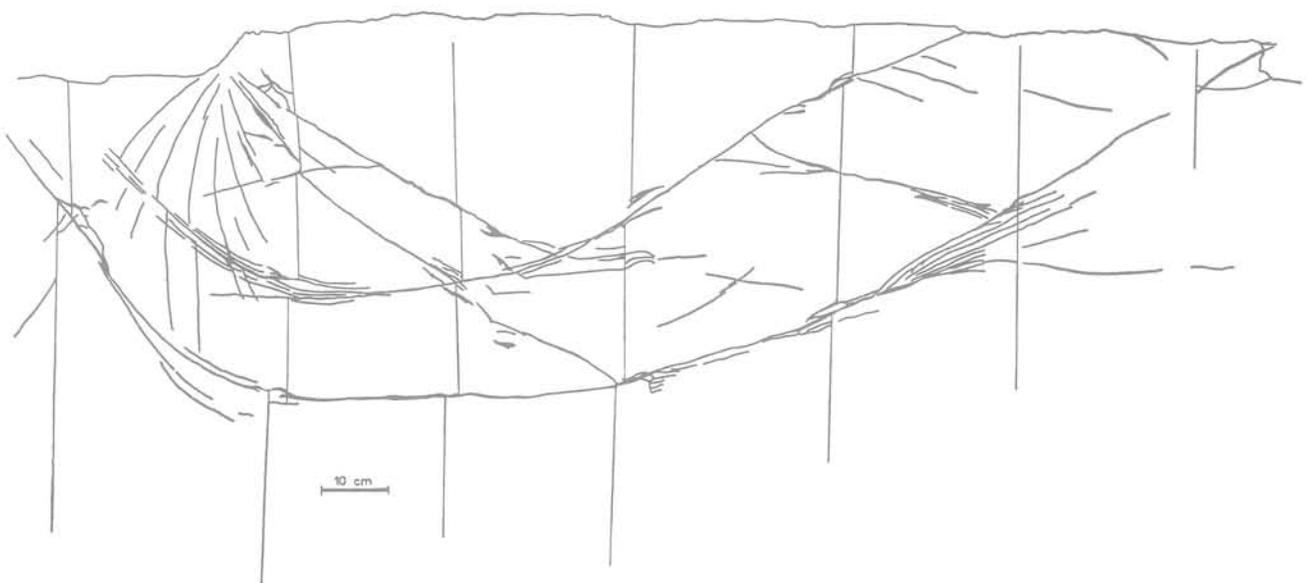


Fig. 12. — Surfaces de glissement sous une fondation.

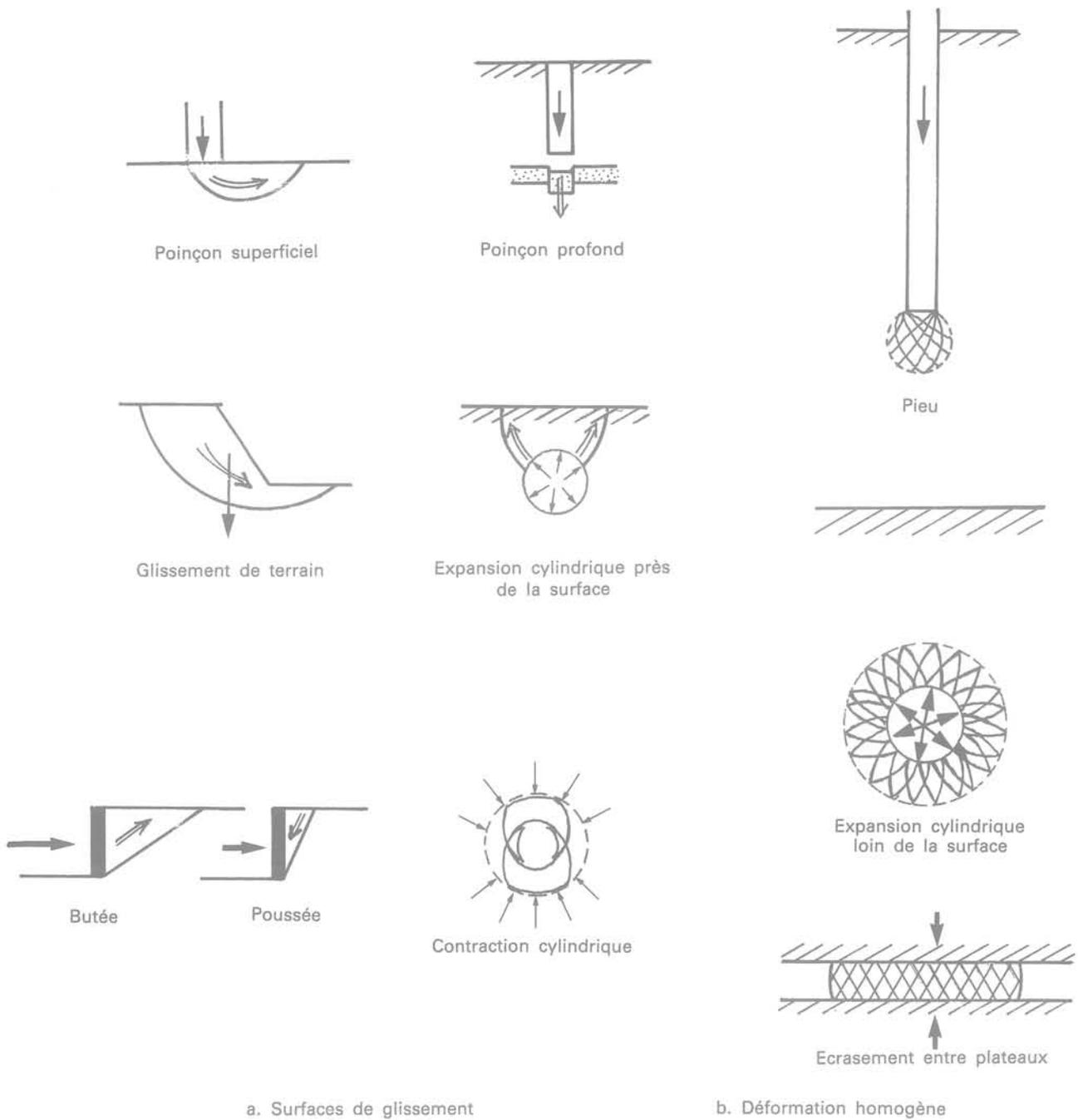


Fig. 13. — Différents cas de déformation.
 (Les flèches noires indiquent les forces, les flèches claires, les déplacements).

4. L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT

Une façon classique de mesurer la résistance au cisaillement d'un sol est l'essai de cisaillement rectiligne à déplacement contrôlé et en particulier l'essai à la boîte de Casagrande. Ce mode d'essai semble actuellement un peu tombé en désuétude, sans qu'on en donne vraiment de bonnes raisons. En général, on reproche au cisaillement direct le fait qu'au cours de

l'essai, les contraintes principales changent de direction, alors qu'elles restent fixes dans l'essai triaxial; de même, la contrainte principale intermédiaire dans le cisaillement direct est variable en cours d'essai, on n'en est pas maître et on ne la connaît pas alors que dans l'essai triaxial elle est égale à la plus petite des contraintes principales ou, éventuellement, à la plus grande dans un essai en extension. Les contraintes et, partant, les déformations ne sont peut-être pas toujours très homogènes dans les demi-boîtes qui accrochent

l'échantillon. Il en résulte une quasi-impossibilité de mesurer les pressions interstitielles en cours de cisaillement, au contraire de l'essai triaxial. Enfin, bien que cette raison soit inavouable, un appareil triaxial est sans doute moins encombrant et moins onéreux qu'une machine de cisaillement... Les trois premiers motifs cités ne sont cependant pas très convaincants dans la mesure où la situation dans la boîte de cisaillement correspond souvent à ce qui se passe dans la réalité : au bord d'une grande fouille en cours de creusement, par exemple, la direction des contraintes principales varie avec l'avancement des travaux, on n'est pas maître de la contrainte principale intermédiaire et le champ de déformation n'est pas uniforme. L'essai de cisaillement (fig. 14) pose cependant un certain nombre

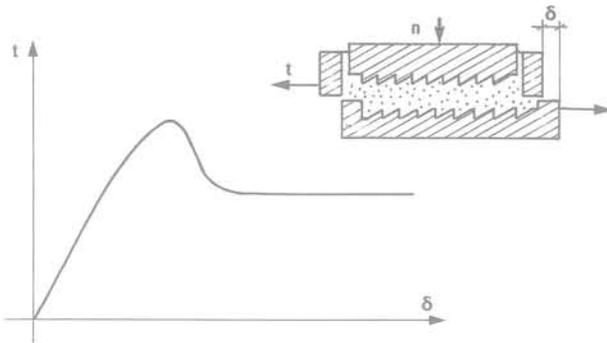


Fig. 14. — Essai de cisaillement direct.

de problèmes. Lorsque la courbe (effort de cisaillement-déplacement de la boîte) présente de l'écrouissage, on a du mal à identifier une surface de glissement dans la boîte et si on arrête l'essai en cours de route, on trouve une zone lenticulaire de déformation à la place du plan de rupture. Si la courbe présente un maximum et un palier permettant de définir φ_{mx} et φ_r pour un sable (ou t_{mx} et t_r pour une argile), on constate que le maximum de résistance est atteint typiquement pour un déplacement de l'ordre de quelques millimètres dans la boîte de Casagrande classique et que la dilatance du plan de glissement est erratique, commençant tantôt à l'avant, tantôt à l'arrière ce qui se traduit par des mouvements de bascule différents avant d'obtenir la dilatance complète du plan de glissement. Enfin, la pente initiale de la courbe de cisaillement n'est guère compréhensible, et elle est d'autant plus ininterprétable en termes de module de glissement qu'on ne sait pas à quelle épaisseur de la « surface » de glissement la rapporter. Une expérience beaucoup plus pure est celle de la torsion sur cylindre. Nous rapportons sur la figure 15 les résultats de deux essais de torsion sur cylindre plein et sur cylindre plein entaillé horizontalement par une fissure sans épaisseur, effectués sur des éprouvettes en cire. Il s'agit d'un matériau écrouissable à φ nul et par conséquent la localisation des déformations, si elle devait se produire, se ferait suivant un plan horizontal (et non sur un hélicoïde comme dans le cas $\varphi \neq 0$). La comparaison des deux courbes de rupture montre que tout s'est passé comme si on avait additionné la courbe élastique de torsion du cylindre plein (15a) et la courbe rigide plastique de la fissure sans épaisseur (15b). D'ailleurs,

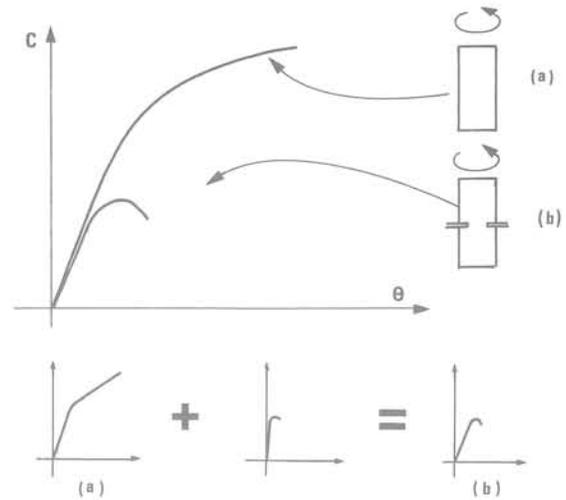


Fig. 15. — Essai de torsion sur éprouvette entaillée.

au cours des essais, les génératrices des éprouvettes cylindriques s'enroulaient en hélice autour de l'éprouvette ; dans le cas de l'éprouvette entaillée, le rejet du glissement de part et d'autre de la fissure était pratiquement insensible avant la plastification de la section affaiblie : la rotation entre les lèvres de la fissure est restée inexistante pendant l'essai de torsion, ce qui est normal puisque l'épaisseur du plan de glissement était infiniment petite ; des mouvements relatifs ne se sont produits qu'à l'approche immédiate de la rupture, et la forme de la courbe après le seuil correspond vraisemblablement à l'écrouissage cinématique engendré par la progression de la plastification de la périphérie de l'éprouvette vers le centre, dans une déformation que la cinématique rend non uniforme.

La comparaison entre cet essai de torsion et l'essai de cisaillement n'est pas immédiate puisque la progression de la fissure en torsion correspond à une progression en mode III alors qu'au cisaillement direct correspond une progression en mode II, mais l'analogie est évidente, et l'interprétation de la pente initiale de la courbe effort-déplacement de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande devient très simple : il se produit une progression en mode II de deux fissures issues des bords antérieur et postérieur de l'échantillon et qui se dirigent vers le milieu de l'échantillon. Les basculements erratiques de la demi-boîte supérieure correspondent à des vitesses de progression inégales fonction de la qualité du remplissage initial de la boîte. La pente du début de la courbe effort-déplacement correspond à la progression irréversible de cette plastification et non à un quelconque phénomène d'élasticité. Reprenant le schéma de la figure 10 et en l'appliquant à l'essai de Casagrande, on peut donner un diagramme de distribution de la contrainte de cisaillement dans le plan horizontal (fig. 16). Ce schéma est sans doute d'autant plus représentatif de la réalité que l'échantillon est épais. Les dents des pierres poreuses supérieures et inférieures ont évidemment pour but de transmettre le plus uniformément possible la déformation dans le plan de glissement. Il est probable cependant que l'effet des bords d'attaque des boîtes est important.

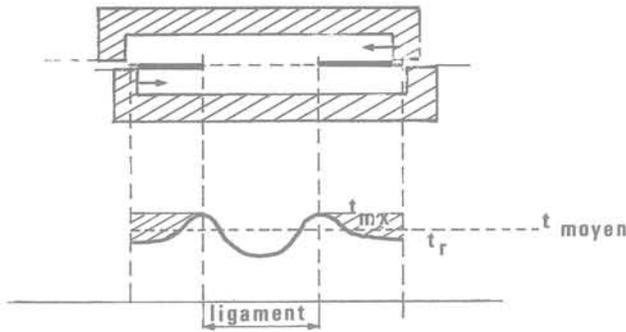


Fig. 16. — Distribution de la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture d'un essai de cisaillement direct.

On voit en particulier que la valeur moyenne de la contrainte, qui est en définitive la seule grandeur mesurée, ne correspond pas à la résistance maximale du sol et qu'il existe certainement un effet d'échelle dans cet essai: la progression de la rupture dans une boîte très grande donnerait un effort moyen se rapprochant de plus en plus de la valeur résiduelle; on peut imaginer une série d'échantillons de plus en plus minces donnant des courbes effort-déplacement emboîtées, l'échantillon d'épaisseur nulle donnant une courbe effort-déplacement se rapprochant du schéma rigide-plastique et étant évidemment le plus représentatif (fig. 17).

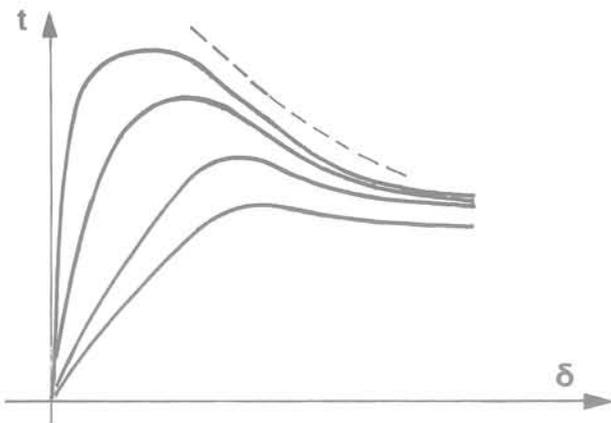


Fig. 17. — Recherche d'une courbe de cisaillement directe idéale.

On voit par contre que le cisaillement linéaire après un certain déplacement donne parfaitement la valeur de la résistance résiduelle t_r : lorsque les deux fissures se sont rejointes et que les deux bosses du diagramme de cisaillement de la figure 16 se sont effacées, la valeur de t_{moyen} est bien confondue avec t_r . L'essai de cisaillement linéaire est parfaitement adapté à la mesure de la résistance résiduelle.

5. L'ESSAI TRIAXIAL

On peut se demander si la détermination de la résistance maximale t_{mx} par un essai triaxial ne participe pas de la même critique que celle de l'essai de cisaillement linéaire. Dans la mesure où le champ de contraintes est uniforme, la contrainte de cisaillement sur un plan de glissement potentiel est constante. Admettant l'existence d'un point faible dans ce plan, le schéma de la figure 10, adapté à ce cas sur la figure 18, montre que le déficit de résistance ne peut être supporté par le ligament et que la rupture devrait être de type fragile dès l'apparition de la première amorce, ce qui n'est pas.

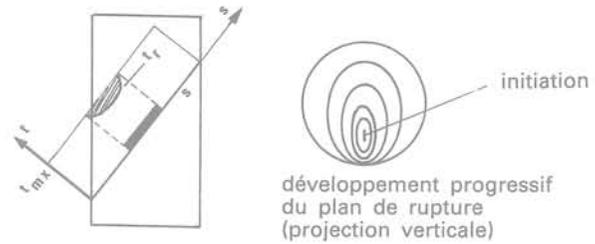


Fig. 18. — Progression de la rupture dans une éprouvette d'essai triaxial.

Il est bien plus logique et plus conforme à l'expérience d'admettre le développement d'un plan de glissement à partir d'un point faible situé près de la singularité de la base; ce développement se produit probablement par auréoles successives, comme pour n'importe quelle entaille, et cela explique la formation d'un ou d'un nombre limité de plans de glissement et non d'un cône de rupture comme on en observe sur les matériaux fragiles avec endommagement, comme les roches ou les bétons en compression simple. La valeur maximale de cette résistance qui se développe progressivement à la compression est donc dans l'essai triaxial sujette à la même critique que celle de l'essai de cisaillement. Certes, les essais sont parfaitement répétitifs, mais la valeur maximale ainsi mesurée correspond-elle vraiment à la résistance de la matière?

Pour s'en assurer, nous avons réalisé des essais triaxiaux sur échantillons courts. Dans un essai triaxial courant on utilise des éprouvettes d'élanement compris entre 2 et 2,5 de façon que la partie centrale soit éloignée du frettage des bases et pour laisser la possibilité du développement libre d'un plan de glissement (fig. 1). Par exemple, on peut tolérer un élanement plus petit de l'ordre de 1,5 pour des éprouvettes d'argile du sparnacien de Paris où le plan de rupture est incliné à près de 45° que pour des éprouvettes d'argile du sannoisien où le plan de rupture est incliné à environ 30° sur l'axe de l'éprouvette. Mais, si on pouvait imposer des appuis sans frottement, rien ne s'opposerait à l'emploi d'éprouvettes plus courtes. Nous allons montrer que cette affirmation doit être limitée aux matériaux écrouissables ou tout au moins à la partie située avant le maximum de la courbe effort-déformation des matériaux radoucissants.

De nombreux expérimentateurs ont cherché à réaliser des appuis sans frottement pour les sols, pour les bétons ou pour les roches. La solution que nous avons retenue pour le sable a consisté à interposer entre l'échantillon et l'acier des têtes d'appui une mince feuille de caoutchouc reposant sur un film de graisse (fig. 19a); cette solution n'est pas parfaite, mais représente une bonne approximation d'une contrainte normale à la surface de contact.

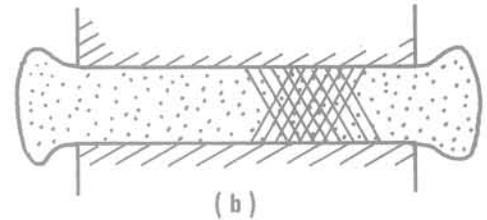
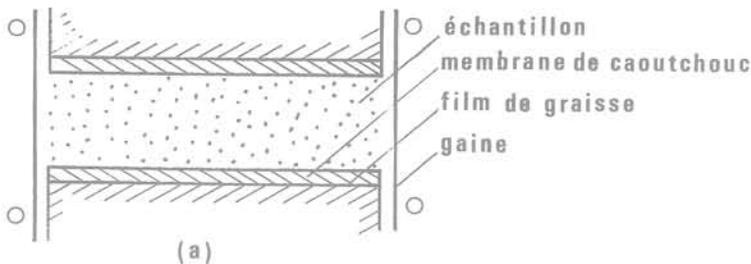


Fig. 19. — Essai triaxial sur échantillon court.

Les courbes effort-déformation des échantillons courts de sable dense ne montrent pas de radoucissement pour des déformations élevées alors que celles des échantillons longs de même densité présentent un maximum suivi d'un radoucissement, accompagné de l'apparition d'un plan de glissement isolé, c'est-à-dire avec localisation de la déformation. Mais ce qui était particulièrement intéressant dans ces essais était le résultat quantitatif suivant: la valeur du maximum de résistance des échantillons longs était égale à la valeur du palier de l'échantillon court (fig. 20).

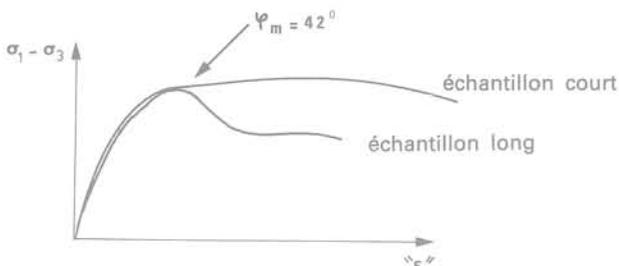


Fig. 20. — Essais triaxiaux sur échantillon court et sur échantillon long de sable.

Des essais d'écrasement d'échantillons courts ont été aussi effectués sur une argile très peu plastique provenant d'un prélèvement à grande profondeur. Bien que ce matériau présentait en compression simple une localisation de la déformation sur un plan de rupture (fig. 21), son comportement était pratiquement fragile, c'est-à-dire avec une perte quasi-complète de résistance après la rupture. Compte tenu de la raideur du matériau, on a cherché à éviter la présence d'un film de graisse au contact de l'argile, susceptible d'être expulsée par la pression et d'engendrer des tractions



Fig. 21. — Localisation de la déformation dans une éprouvette longue d'argile raide.

Les résultats obtenus ont été les suivants. Au cours de l'écrasement d'une éprouvette courte de sable, le matériau est expulsé latéralement et il se forme un bourrelet autour du cylindre initial qui perturbe probablement la fin de l'essai (fig. 19b), c'est-à-dire lorsque la déformation dépasse 15 ou 20%. Lorsque le sable est dense, on voit apparaître sur le bourrelet une multitude de lignes de glissement.

sur les plans passant par l'axe de l'éprouvette et on a utilisé un autre mode d'antifretage des têtes des échantillons courts. Il était constitué par des couches de confettis d'aluminium lubrifiés par de la graisse ou par du bisulfure de molybdène. Le contact (argile-confettis d'aluminium) n'apporte pas une résistance à la traction, donc pas de fretage de la base de l'éprouvette; le lubrifiant permet d'avoir une contrainte normale aux confettis. La rupture des échantillons courts s'est produite avec apparition d'une multitude de cassures et est présentée sur la figure 22 où l'on voit nettement le dispositif d'antifretage. Le résultat des essais est indiqué sur la figure 23: il existe encore un certain radoucissement après la rupture de l'échantillon court, mais la valeur des maximums est pratiquement la même entre les échantillons long et court avec antifretage.

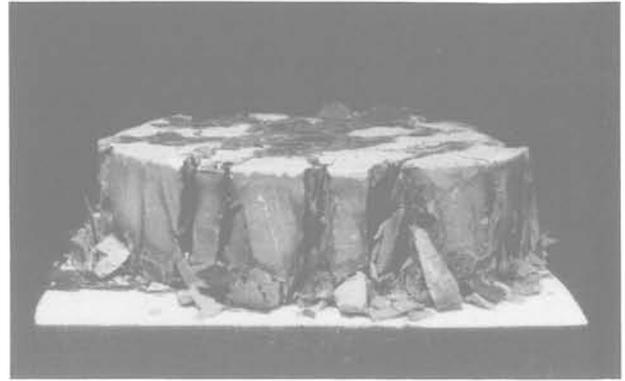


Fig. 22. — Multitude de cassures dans une éprouvette courte d'argile raide.

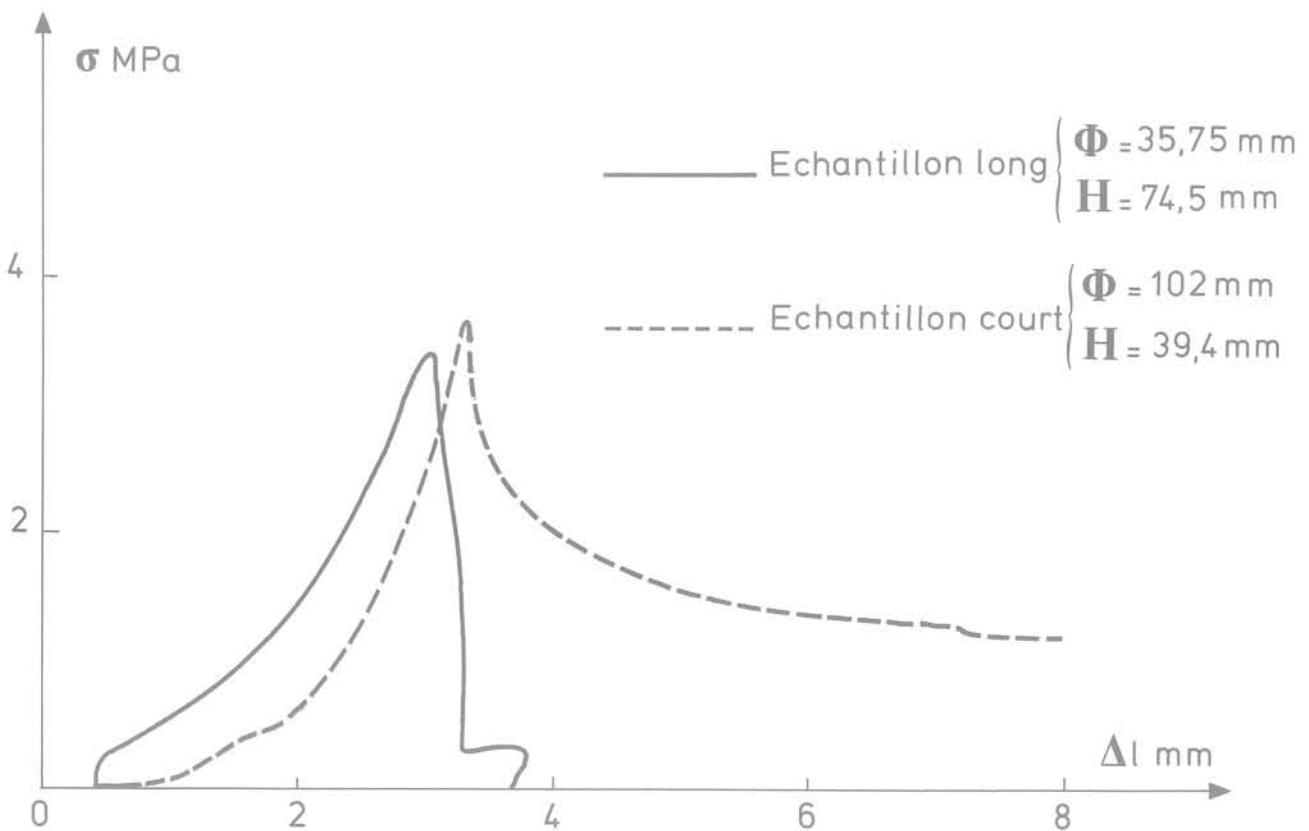


Fig. 23. — Essais de compression simple sur échantillon court et sur échantillon long d'argile.

Ce résultat est évidemment différent de ce que l'on aurait avec des échantillons courts et frottement aux appuis. On sait dans ce cas que la résistance est beaucoup plus grande (Hudson, Brown, Fairhurst, 1971).

Pour les sables et pour les argiles, il apparaît ainsi que la valeur de la résistance maximale obtenue à l'appareil triaxial est indépendante de la forme de l'échantillon: elle correspond donc à une propriété intrinsèque de la matière. Par contre, la signification physique de la

pente de la courbe de radoucissement demeure incertaine.

Après avoir jeté, puis levé un doute sur la valeur de la résistance maximale mesurée dans un essai triaxial et par conséquent sur la valeur de φ_{mx} d'un sable, montrons maintenant que la valeur de φ_r dans l'essai triaxial est inexacte et mérite généralement d'être corrigée. On sait que dans un essai triaxial en compression sur du sable, l'angle β de la surface de glissement avec l'axe de l'éprouvette est d'autant plus

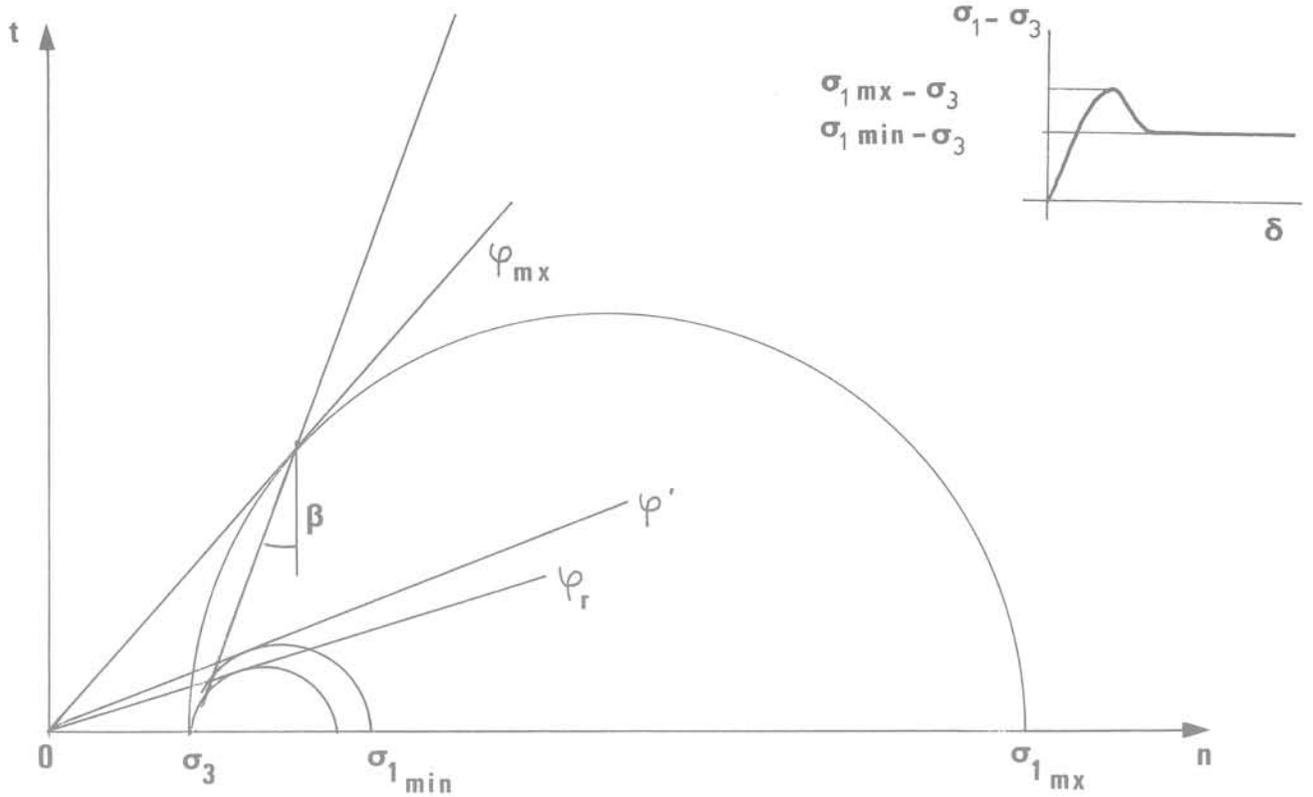


Fig. 24. — Cercles de Mohr du frottement maximal et du frottement résiduel.

petit que l'angle de frottement interne φ est grand; on peut dire que β est d'autant plus petit que la densité du sable est grande ou que la dilatance est forte. Sans vouloir prendre parti sur l'origine physique des lignes de glissement et simplement pour pouvoir mener un calcul à son terme, admettons, après Coulomb, la relation $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ (ce qui signifie que la ligne de glissement est une ligne caractéristique des contraintes). Après le radoucissement, lorsque la dilatance est achevée, l'angle de frottement résiduel φ_r dans le plan de glissement correspond par exemple à la valeur critique φ_c mais la direction du glissement sur ce plan est donc plus grand que ce qu'il serait si l'éprouvette était homogène d'angle de frottement φ_r . La figure 24 indique les différentes grandeurs. La résistance maximale sur la courbe contrainte-déplacement définit $\sigma_{1mx} - \sigma_3$ d'où φ_{mx} , la résistance correspondant au palier de l'essai définit $\sigma_{1min} - \sigma_3$ d'où un angle φ' qui est plus grand que la résistance résiduelle φ_r .

Un calcul simple bien qu'un peu long permet d'obtenir la relation:

$$\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{\operatorname{tg} \varphi_r \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 1 \right]}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg} \varphi_r}$$

L'abaque de la figure 25 permet de calculer la correction $\varphi' - \varphi_r$ qu'il faut apporter à la valeur φ' mesurée pour déterminer la valeur de φ_r .

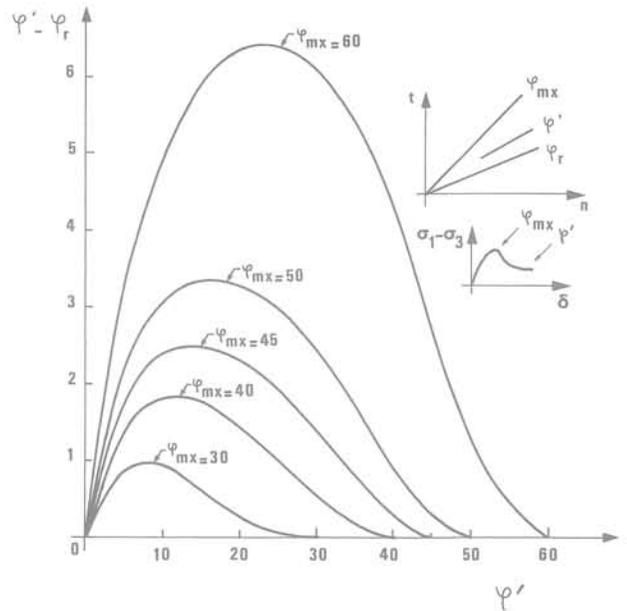


Fig. 25. — Correction $(\varphi' - \varphi_r)$ pour le frottement résiduel (essai triaxial).

Cette correction est de quelques degrés dans les cas courants de la mécanique des sols; elle peut devenir très importante en mécanique des roches pour les grands angles de frottement maximal.

6. APPLICATIONS PRATIQUES

On vient de voir qu'au laboratoire de mécanique des sols, la correction à apporter à l'essai triaxial pour déterminer φ_r est petite, de l'ordre de 1 ou 2°, lorsqu'un plan de glissement s'est fixé dans l'éprouvette.

Le même phénomène peut avoir une importance beaucoup plus grande lorsque les surfaces de glissement ne sont pas planes et que les champs de contraintes ne sont pas uniformes. Prenons l'exemple de la force portante des fondations superficielles sur des matériaux pulvérulents. Le glissement généralisé se produit sur une surface de rupture dont l'orientation et le tracé sont fonction de φ_{mx} (ou de la dilataance du sable correspondant à φ_{mx} peu importe). Mais progressivement à la localisation le frottement se rapproche de φ critique. De sorte qu'on peut simplement dire que la force portante limite q_u , calculée par la formule classique du terme de surface $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$, est encadrée par les deux valeurs:

$$\gamma \frac{B}{2} N_\gamma (\varphi_c) < q_u < \gamma \frac{B}{2} N_\gamma (\varphi_{mx})$$

Pour prendre un exemple numérique, les tables de Caquot-Kerisel (1956) donnent $N_\gamma (\varphi_c = 32^\circ) = 31$ et $N_\gamma (\varphi_{mx} = 40^\circ) = 114$, ce qui montre l'ordre de grandeur de l'incertitude théorique lié au phénomène du radoucissement.

Il est évidemment extrêmement difficile de resserrer cet encadrement par une approche théorique, étant donné le caractère discontinu de la déformation. On peut toutefois proposer des approximations.

Examinons d'abord la borne supérieure. Il est bien clair que dans la surface de glissement (ou dans les surfaces de glissement) l'angle de frottement interne φ_c est rapidement atteint et que φ_{mx} n'est sans doute représentatif que de l'état des blocs rigides. Par analogie avec la façon de calculer utilisée dans la méthode des cercles de glissement, c'est-à-dire en prenant la résistance au cisaillement de la surface de rupture, on peut envisager de minorer la valeur de la borne supérieure par le coefficient $\frac{\text{tg } \varphi_c}{\text{tg } \varphi_{mx}}$ pour ramener le frottement à sa véritable valeur.

Pour la borne inférieure, on remarquera de la même façon que si l'angle de frottement φ_c correspond bien à la résistance résiduelle, par contre la ligne de glissement est trop courte. On peut donc envisager un coefficient majorateur qui soit fonction de l'extension de la surface de glissement. Rappelons que la largeur L du refoulement latéral est proportionnelle à la

largeur B de la fondation. D'après le réseau classique des lignes caractéristiques des contraintes, on peut écrire:

$$\frac{L}{B} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \text{tg } \varphi}$$

Il reste à définir quelle fonction de L choisir pour le coefficient majorateur. Toutefois par analogie avec le calcul des cercles de glissement, on peut penser que L intervient deux fois, la première pour définir la longueur de l'arc résistant, la deuxième pour définir la contrainte normale à la surface de glissement. Bien entendu, deux surfaces de glissement ne sont pas homothétiques mais la bonne fonction de correction est sans doute plus proche de L^2 que de L. De sorte qu'on peut proposer un coefficient majorateur de la borne inférieure de la forme:

$$\left(\frac{L (\varphi_{mx})}{L (\varphi_c)} \right)^2 = \frac{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{mx}}{2} \right) e^{\pi \text{tg } \varphi_{mx}}}{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) e^{\pi \text{tg } \varphi_c}}$$

Les deux corrections proposées sont indiquées sur la figure 26: elles fournissent des résultats voisins, ce qui n'a pas pouvoir de démonstration mais donne tout de même une certaine confiance dans l'approximation obtenue. Rappelons que Meyerhof (1961) avait donné pour le terme de surface une formule dite semi-empirique, c'est-à-dire sans aucune prétention théorique mais s'accordant avec des calculs par la méthode des cercles de glissement, dont l'expression était:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg } 1,4 \varphi = \left[\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg } \varphi} - 1 \right] \text{tg } 1,4 \varphi$$

il n'est donc pas étonnant que les deux corrections proposées donnent un accord satisfaisant.

On peut envisager la même approche pour d'autres problèmes de mécanique des sols et proposer des corrections aux formules classiques pour les matériaux avec radoucissement.

Prenons, par exemple, le cas de la poussée et de la butée normale à un écran vertical soutenant un massif horizontal de matériau pulvérulent. Les coefficients de butée et de poussée sont:

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ et } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

En butée, lorsque le sable est suffisamment dense pour qu'une surface de glissement apparaisse on peut écrire l'encadrement:

$$\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) < K_p < \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{mx}}{2} \right)$$

On peut proposer le même coefficient minorateur de la borne supérieure que précédemment, soit:

$$\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{mx}}{2} \right) \times \frac{\text{tg } \varphi_c}{\text{tg } \varphi_{mx}}$$

et pour la borne inférieure un coefficient fonction de la longueur $\mathcal{L} = H/\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ (H étant la hau-

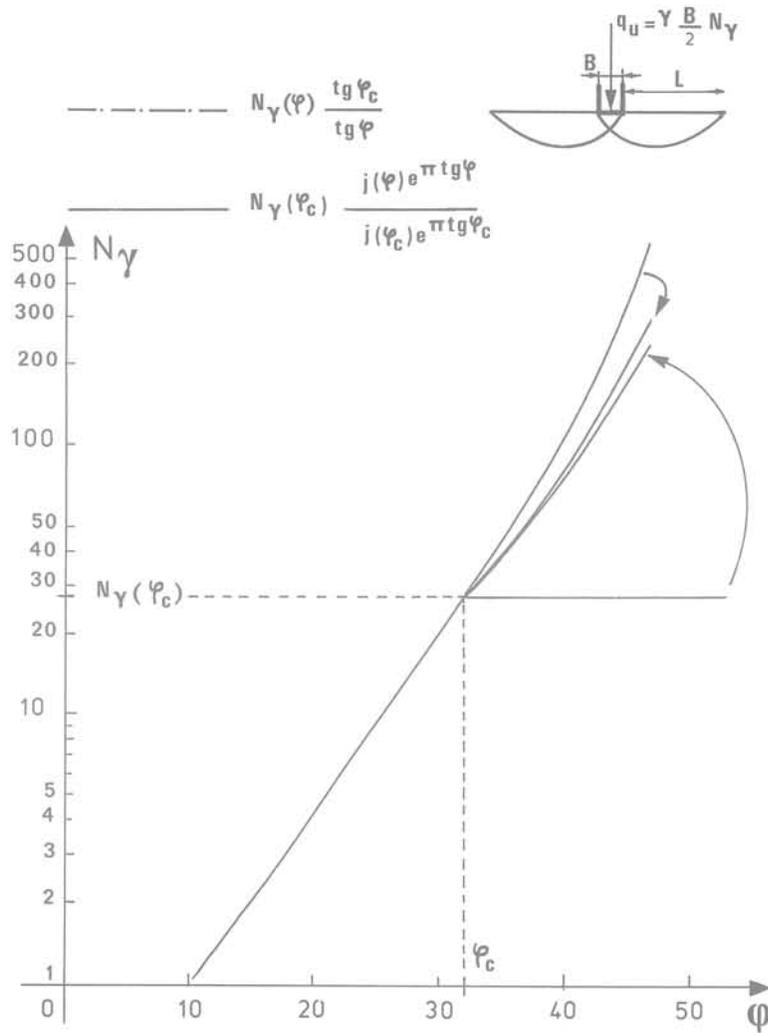


Fig. 26. — Corrections proposées pour la force portante des fondations superficielles sur un matériel pulvérulent d'angle de frottement interne φ .

teur du mur de soutènement). Mais, on prendra ici simplement une fonction linéaire de \mathcal{L} car la contrainte normale à la surface de glissement n'a aucune raison d'être proportionnelle à \mathcal{L} puisque la profondeur du plan de glissement est fixée par le pied du mur; on peut donc envisager un coefficient majorateur de la forme:

$$\frac{\mathcal{L}(\varphi_{mx})}{\mathcal{L}(\varphi_c)}$$

et comme correction:

$$\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \times \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{mx}}{2} \right)}$$

Les deux corrections proposées sont indiquées sur la figure 27. Elles sont encore assez proches l'une de l'autre pour fournir une approximation pratique suffisante.

La transposition au cas de la poussée est évidemment immédiate en changeant $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ en $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

7. CONCLUSIONS

Les considérations qui ont été exposées ci-dessus montrent que les phénomènes de localisation des déformations dans une ou plusieurs surfaces de glissement lors de la rupture des sols, ont des conséquences importantes, tant en laboratoire que pour la pratique des travaux. Une correction a été proposée pour la détermination de la résistance au cisaillement résiduelle dans l'essai triaxial, mais cet essai est surtout intéressant pour la détermination de la résistance maximale. De même, l'essai de cisaillement direct, qu'il soit rectiligne ou de torsion, est surtout utile et peut-être même irremplaçable pour la détermination de la résistance résiduelle. Dans la pratique, l'apparition de

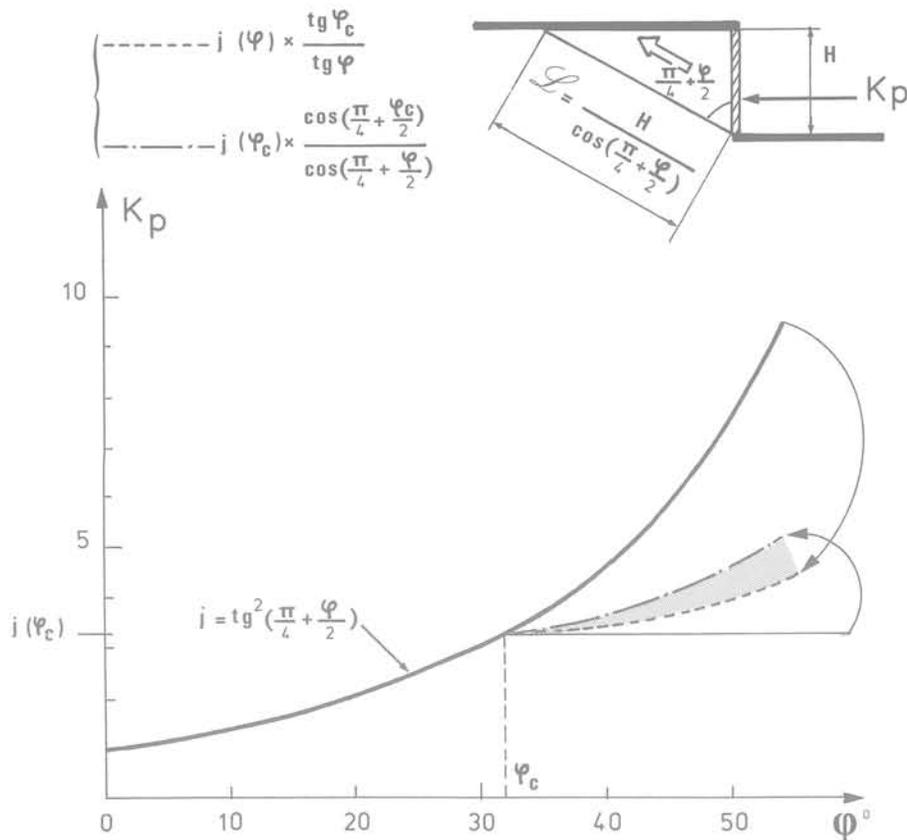


Fig. 27. — Corrections proposées pour la butée normale K_p sur un mur soutenant un massif de sable d'angle de frottement interne ϕ .

discontinuités lors de la rupture d'un massif de terre provoque des perturbations importantes par rapport aux schémas classiques et modifie les valeurs calculées à partir de l'hypothèse de l'homogénéité de la déformation. Les corrections proposées ici pour le poinçon en surface et pour la butée sont évidemment de grossières approximations qui mériteraient d'être précisées dans les cas examinés, mais aussi qui méritent d'être généralisées à d'autres applications courantes de la pratique des fondations.

BIBLIOGRAPHIE

CAQUOT, A.; KERISEL, J. (1956). — *Traité de mécanique des sols*. — Gauthier-Villars, Paris, ch. XVI, p. 389.

CHAZY, C.; HABIB, P. (1961). — *Les piles du quai de Floride*. — 5^e Congrès Int. de Méc. des Sols, Paris, juillet 1961, Com. 6/27, p. 669.

DARVE, F.; DESRUES, J.; JACQUET, M. (1980). — *Les surfaces de rupture en Mécanique des sols en tant qu'irréversibilité de déformation*. — Cahiers du G.F.R., V.3, janvier 1980.

GOGUEL, J. (1983). — *Etude mécanique des déformations géologiques*. — B.R.G.M. Orléans, Manuels et Méthodes n° 6, ch. 6: Rupture discontinue, rupture et glissement, p. 85.

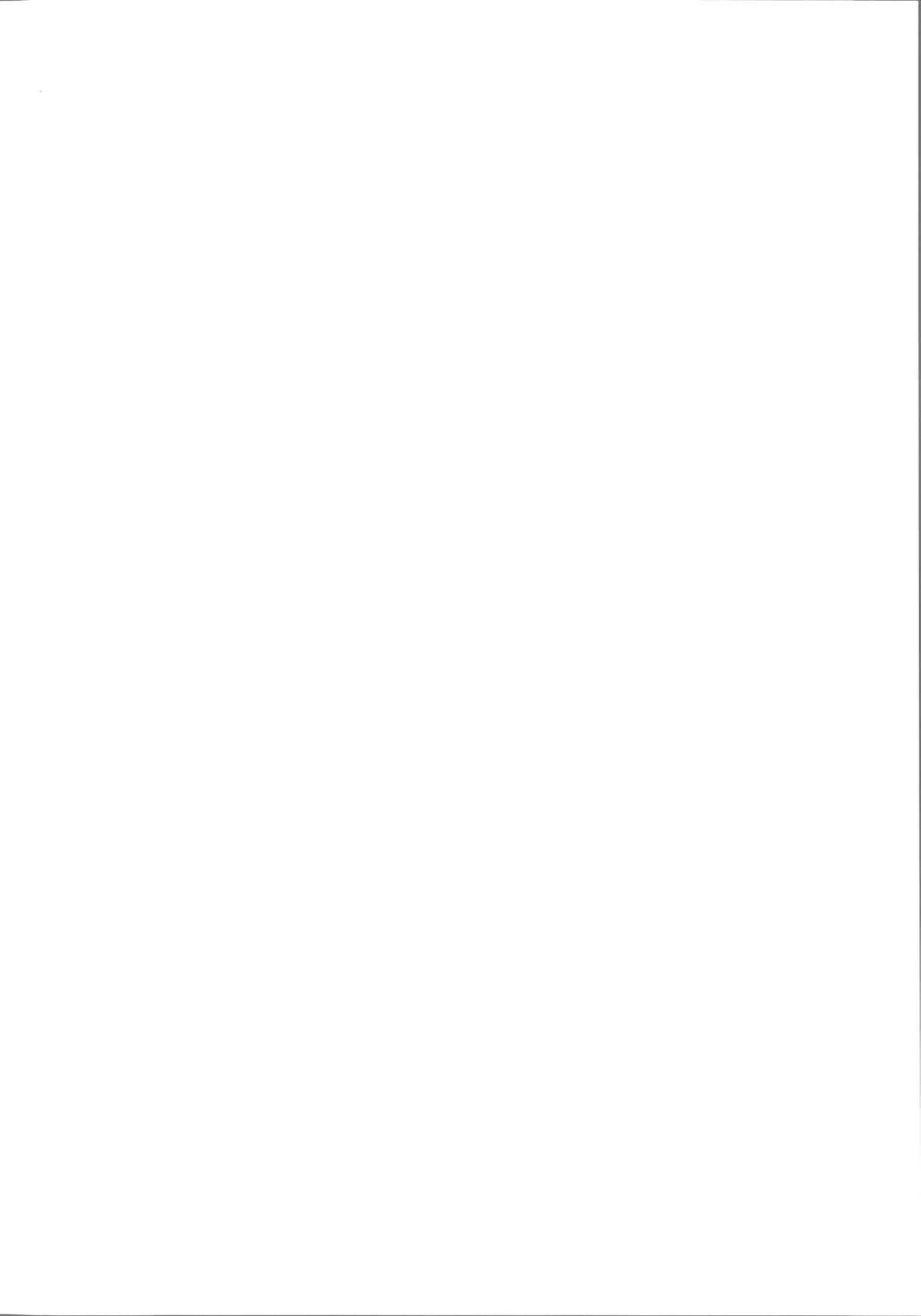
HUDSON, J.A.; BROWN, E.T.; FAIRHURST, C. (1971). — *Shape of the complete stress-strain curve for rock*. — 13th Symp. on Rock Mechanics, sept. 71, pp. 773-795.

MANDEL, J. (1966). — *Mécanique des milieux continus*. — Gauthier-Villars, Paris, Déformation plastique hétérogène, tome II, p. 708.

MEYERHOFF, G.G. (1961). — *Fondations superficielles: discussion*, C.R. 5^e Cong. Int. mécanique des sols (Paris), tome III, p. 193.

ROSCOE, K.H. (1970). — *The influence of strains in soil mechanics*. — Géotechnique, vol. XX, 2, june 1970, pp. 129-170.

SUEMINE, A. (1983). — *Observational study on landslide mechanism in the area of cristalline schist (Part I), An example of propagation of Rankine state*. — Bull. of the Disaster Prevention Inst., sept. 83, vol. 3, part. 3, pp. 105-127.



la dilatance des roches

P. SIRIEYS

Laboratoire de tectonophysique — U.P.S.-I.N.S.A. Toulouse

1. INTRODUCTION

La microfissuration des roches se manifeste par un accroissement de volume du milieu, la dilatance. Le comportement dilatant est une des caractéristiques essentielles des massifs rocheux, il se manifeste dans de nombreux cas (naturels ou provoqués) lors de variations de l'état de contrainte naturel.

2. LA DÉFORMATION DILATANTE

Le comportement dilatant est une caractéristique des milieux rocheux fissurés et/ou fissurables. Il caractérise la déformation du milieu sous l'effet de création de fissures qui se superposent éventuellement à une fissuration antérieure. La dilatance des roches fragiles, déjà mise en évidence par Brace et al. (1966) se manifeste par une augmentation de volume du milieu, qui résulte d'une dérive de la loi de comportement par rapport à la loi linéaire élastique. La déformation s'exprime par la relation:

$$\underline{\epsilon} = \underline{e} + \underline{\gamma} \quad [1]$$

en notant respectivement $\underline{\epsilon}$, \underline{e} et $\underline{\gamma}$ les tenseurs petite déformation totale, élastique et inélastique. La déformation $\underline{\gamma}$ est appelée déformation dilatante, car son premier invariant γ_{II} , noté θ , est positif (sous la convention des extensions positives), elle caractérise la fissuration induite au cours de la petite déformation.

La dilatance est caractérisée par le scalaire θ (dilatation cubique). Cependant la déformation dilatante ne se réduit pas à sa partie isotrope, elle comporte une partie déviatoire qui est liée à celle des efforts, c'est-à-dire à celle de \underline{e} , et à la structure (anisotropie

du milieu). Ainsi, pour une roche fissurable $\underline{\gamma}$ induit une structure, dite structure de fissuration, et un comportement anisotrope, pour un milieu déjà fissuré $\underline{\gamma}$ modifie l'anisotropie de la structure de fissuration initiale.

3. LE SEUIL

La déformation dilatante apparaît généralement seulement à partir d'un seuil de contrainte, pour lequel la déformation cesse d'être strictement élastique. Ce seuil, le seuil de dilatance, est caractérisé, pour une roche pseudo-isotrope, par une relation $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ entre les trois contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, appelé critère de dilatance, il est imagé dans l'espace des contraintes E_3 par une surface S_d (la surface limite de dilatance) intérieure à la surface S_f (surface limite de rupture fragile). La surface S_d (fig. 1) a été mise en évidence expérimentalement, notamment par Saint-Leu et al. (1973), Cherry et al. (1975). Sa méridienne, dans E_3 , est assimilable à une droite, le critère de dilatance peut donc être caractérisé par un critère de Drucker-Prager de la forme:

$$J_2'^{\frac{1}{2}} - \alpha I_1 - K = 0 \quad [2]$$

où I_1 et J_2' sont respectivement le premier invariant de l'état de contrainte $\underline{\sigma}$ et le second invariant principal de $\underline{\sigma}'$, déviateur de $\underline{\sigma}$. La surface S_d est alors représentée par un cône de révolution. A titre d'exemple, en compression monoaxiale, le seuil de dilatance du granite du Sidobre est de l'ordre de 30 % du seuil de rupture, celui du marbre de Carrare est sensiblement nul.

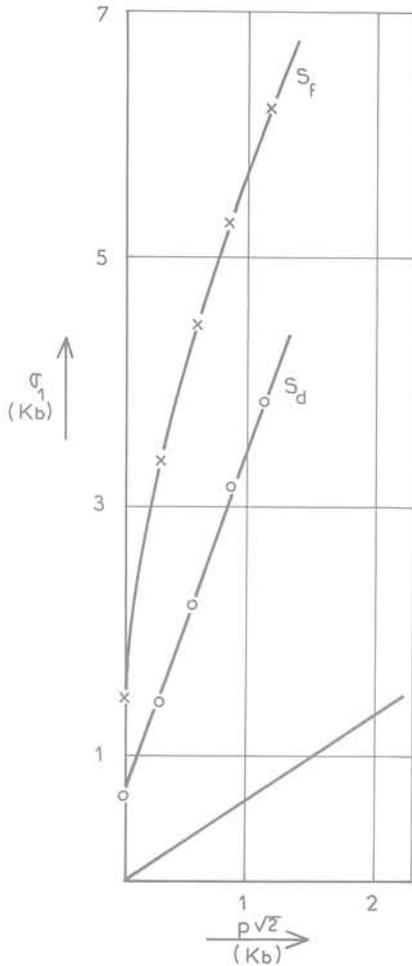


Fig. 1. — Le seuil de dilatance - Loi $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ (Granite du Sidobre, d'après Saint-Leu et al., 1973)
 S_d = surface de dilatance, S_f = surface de fracturation, p = pression de confinement.

Dans E_3 , l'espace entre S_d et S_f , est appelé espace dilatant; la forme des surfaces S_d et S_f montre que la dilatance s'atténue lorsque la pression de confinement croît.

4. LA LOI DE DILATANCE

Le seuil S_d étant atteint, la loi reliant la variation de volume inélastique aux contraintes s'exprime par une relation (Nur, 1975) entre invariants de la forme:

$$\theta = \delta I_2^{n/2} \quad [3]$$

(I_2 est le second invariant de $\underline{\sigma}$). Elle fait intervenir un coefficient n de l'ordre de 2 qui caractérise la dilatance due à la fissuration et un coefficient δ caractéristique de la roche et de son état fissural (fig. 2). Cette loi, de type parabolique, est notamment bien vérifiée lors de tests monoaxiaux, pour le granite du Sidobre et le marbre de Carrare (Saint-Leu et al., op. cit.).

5. ÉVOLUTION DE LA DILATANCE, ENDOMMAGEMENT

La fissuration induite, lorsque le seuil S_d est atteint et dépassé, entraîne un endommagement de la roche initialement saine, ses qualités mécaniques sont affai-

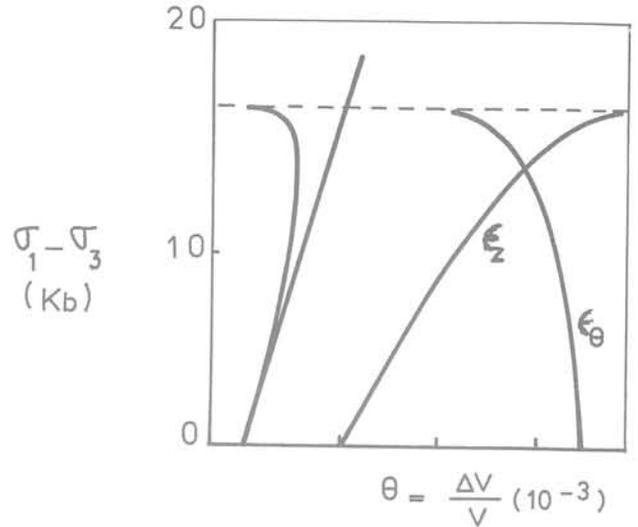


Fig. 2. — La loi de dilatance. Variation de volume θ en fonction de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (Granite de Westerley, d'après Brace et al., in Nur, 1974).

blies. Alors qu'un trajet de chargement intérieur à S_d n'altère pas les constantes mécaniques de la roche (module, résistance), la pénétration dans l'espace dilatant les affaiblit. La question se pose alors de l'évolution de la dilatance sous chargements ultérieurs.

Sous cycles de charge-décharge coaxiaux (de même orientation) dont le maximum en contraintes est inférieur à un seuil intérieur au domaine dilatant

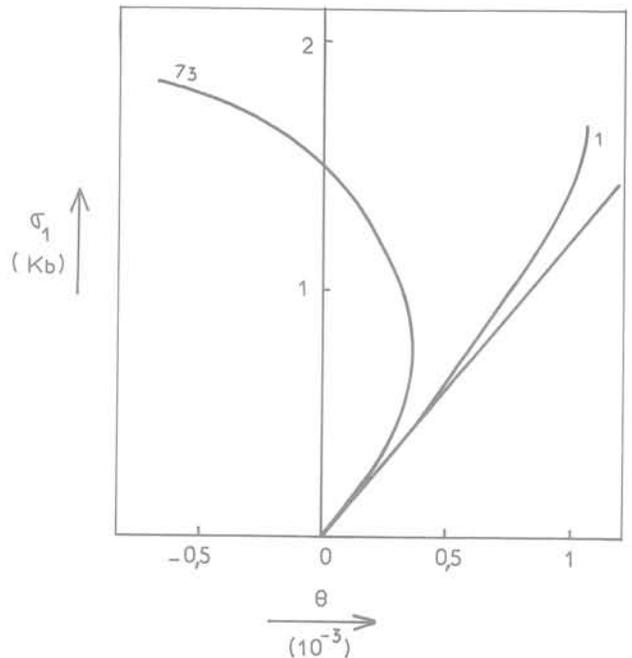


Fig. 3. — Evolution de la dilatance sous charges cycliques. Essais monoaxiaux. (Granite du Sidobre, d'après Saint-Leu et al., 1971).
 σ_1 = contrainte monoaxiale, θ = variation de volume, cycles n° 1 et n° 73.

(Saint-Leu et al., 1971), la déformation inélastique est réversible et les diagrammes effort-déformation se superposent; θ n'évolue pas d'un cycle à l'autre, la fissuration est stable (on dit parfois que les fissures « respirent »). Par contre sous cycles coaxiaux dont le maximum dépasse ce seuil, les résultats expérimentaux (fig. 3) montrent que le seuil de dilatance n'est pas modifié à chaque cycle, que la loi de dilatance [3] conserve une allure parabolique (n voisin de 2) mais avec un coefficient δ croissant à chaque cycle. Il en résulte un endommagement progressif de la roche, la fissuration évoluant à chaque cycle.

6. ANISOTROPIE

Il convient de distinguer entre l'anisotropie de la déformation dilatante des roches (cf. § 2) et la dilatance des roches anisotropes.

Pour les roches anisotropes, le mécanisme de dilatance (seuil et loi reliant γ à σ) est anisotrope (Hadley, 1975). Le seuil, défini par [2], fait alors intervenir l'orientation (α, β, γ) de $\underline{\sigma}$ par rapport à la structure, et s'écrit sous la forme $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha, \beta, \gamma) = 0$. Les résultats expérimentaux sur roches schisteuses (Lerau et al., 1981) montrent que la dilatance n'apparaît que pour une plage d'orientation de $\underline{\sigma}$ par rapport à la structure (fig. 4). Des compressions triaxiales de révolution, permettent de définir le cône de dilatance, tel que seule la direction principale majeure de $\underline{\sigma}$ intérieure à ce cône permet l'apparition de la dilatance. Le seuil

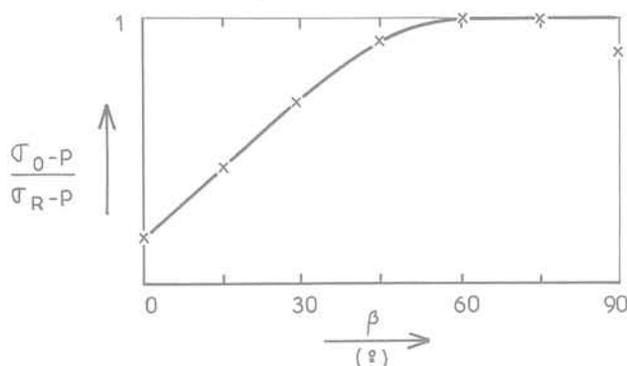


Fig. 4. — Dilatance des roches anisotropes. Plage dilatante.

(Schistes de Lacaune, d'après Lerau et al., 1981).
 σ_0 = seuil de dilatance, σ_R = résistance à la rupture,
 p = pression de confinement,
 β = angle de σ_1 avec la normale à la schistosité.

varie donc avec l'orientation des efforts, dans la plage dilatante, la loi de dilatance étant toujours sensiblement du second ordre ($n = 2$).

7. CONCLUSION

Finalement la dilatance est la manifestation du point de vue des déformations, de la création (ou du développement) de fissures intra (ou inter) cristallines qui se noient aux joints de grains ou dans la fissuration antérieure. Ce phénomène est également observable lors de tests acoustiques.

Pour une roche pseudo-isotrope la déformation dilatante induit une structure fissurale anisotrope (orientée par le tenseur des déformations élastiques). Pour une roche anisotrope, déjà fissurée, la nouvelle fissuration se superpose à l'ancienne par mécanisme de bifurcation de fissures; la fracturation du milieu s'effectue alors selon des surfaces composées d'éléments appartenant à chaque réseau fissural (ruptures mixtes).

BIBLIOGRAPHIE

- BRACE, W.F.; PAULDING, B.W.; SCHOLZ, C. (1966). — *Dilatancy in the fracture of crystalline rock* — J. Geophys. Res., 77, p. 3939-3953.
- CHERRY, J.T.; SCHOCK, R.N.; SWET, J. (1975). — *A theoretical model of the dilatant behaviour of a brittle rock* — Pure and applied Geophysics, 113, p. 183-186.
- HADLEY, K. (1975). — *Azimuthal variation of dilatancy* — J. Geophys. Res., 80, n° 35, p. 4835-4850.
- LEAU, J.; SAINT-LEU, C.; SIRIEYS, P. (1981). — *Anisotropie de la dilatance* — Rock mechanics n° 13, Springer Verlag, Wien, p. 185-196.
- NUR, A. (1974). — *Tectonophysique: l'étude des relations entre les déformations et les forces agissant à l'intérieur du globe terrestre* — C.R. 3^e Cong. S.I.M.R.
- NUR, A. (1975). — *A note on the constitutive law for dilatancy* — Pure and applied Geophysics, 113, p. 197-206.
- SAINT-LEU, C.; SIRIEYS, P. (1973). — *Inélasticité et rupture du granite sous contraintes triaxiales* — C.R. Acad. Sc. Paris, t. 276, série A, p. 817-820.
- SAINT-LEU, C.; SIRIEYS, P. (1971). — *La fatigue des roches* — C.R. Symp. S.M.I.R. sur la fissuration des roches. Nancy, n° II-18.

le projet du barrage de Grand'Maison

conception et présentation de quelques calculs de déformations

D. CLERDOUET, G. POST

Ingénieur en chef et directeur technique au bureau d'ingénieurs Coyne et Bellier, à Paris

1. INTRODUCTION

Le barrage de Grand'Maison, haut de 160 m et constitué par 12 millions de mètres cubes de remblais, est en cours d'achèvement à 1 600 m d'altitude, 30 km à vol d'oiseau à l'est de Grenoble sur le torrent de l'Eau-d'Olle, affluent rive-droite de la Romanche (fig. 1).

La retenue correspondante de 140 millions de mètres cube dont 105 obtenus annuellement par le ruissellement, constituera le réservoir haut d'une station de transfert d'énergie par pompage de 1 200 MW sur 950 m de chute, doublée d'une usine de pointe de 600 MW équipée de roues Pelton (voir pour plus de détails la référence 1).

C'est un groupement d'entreprises françaises (appelé B.G.M.) qui construit depuis l'été 1980, par cinq campagnes saisonnières de 5 mois, le barrage de Grand'Maison, Electricité de France par sa région d'équipement Alpes-Lyon étant maître d'ouvrage et maître d'œuvre de l'ensemble de la chute.

Les études du barrage dont la conception va être exposée ci-après ont été réalisées par le service études de Chambéry de la région d'équipement Alpes-Lyon et Coyne et Bellier.

Il s'agit d'un barrage en remblais compactés comportant un noyau central en terres épaulé par des

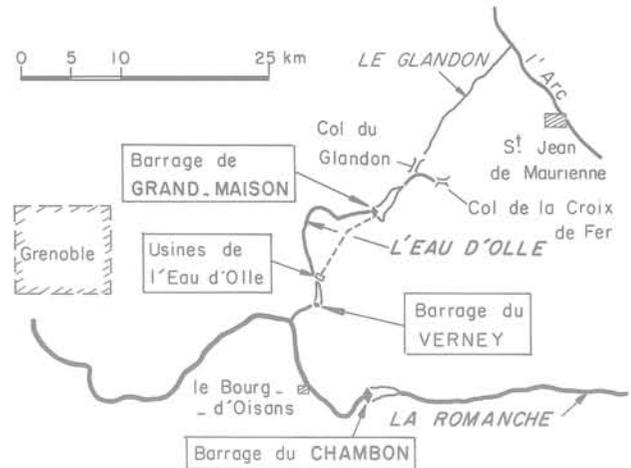


Fig. 1. — Croquis de localisation

recharges en terres et en enrochements. Ce qui singularise ce barrage est que les terres employées, tant dans les recharges que dans le noyau même, ont une granularité étendue et comportent une fraction caillouteuse importante: précisément, près de la moitié d'éléments supérieurs à 5 mm pour les terres du noyau et entre la moitié et les deux tiers pour les terres des recharges. Cette particularité a joué sur le projet et sur sa réalisation.

C'est pourquoi il convient d'examiner d'abord les matériaux disponibles pour construire le barrage avant de présenter le site lui-même.

Enfin, seront présentés quelques résultats des calculs de déformations qui sont développés parallèlement à l'édification du barrage.

2. LES MATÉRIAUX DISPONIBLES POUR ÉDIFIER LE BARRAGE

A Grand'Maison, les matériaux disponibles à proximité du site dans cette vallée de montagne à près de 1 600 m d'altitude sont à première vue des enrochements et des éboulis de pente couvrant généreusement les bas des versants. Si bien que l'ouverture de carrières dans les rives, à moins d'en élever le carreau au point de perdre toute commodité d'accès, n'y est pas si aisée. Exception faite du versant rive-gauche de la retenue et de la vallée du petit affluent rive-gauche, la Cochette, constitués de schistes marno-calcaires liasiques, ce sont des roches cristallines qui règnent en rive droite de la retenue et dans la vallée au droit et sur les deux rives en aval du site.

3. LES ENROCHEMENTS

On ne s'étendra pas sur les enrochements qui sont extraits d'une carrière ouverte à l'aval immédiat du barrage et employés dans le barrage (5,5 millions de mètres cube dont un million servant à fabriquer par concassage, criblage et lavage des filtres, drains et transitions): il s'agit de diverses sortes de gneiss, à schistosité marquée générant des blocs ayant quelques tendances vers les formes de dalles et de prismes, et de résistances variées, mais constituant cependant des enrochements très convenables pour une recharge de barrage en remblais. La proportion de petits éléments, assez variable d'un tir à l'autre, reste limitée à moins de 5 % d'éléments inférieurs à 1,6 mm. Il s'agit là plus d'un constat d'observations que d'un résultat de mesures de blocométrie, lesquelles en raison de leur lourdeur (l'échantillon traité doit être de l'ordre de 10 tonnes pour être représentatif) ne sont pratiquées qu'assez rarement (quelques-unes par campagne).

4. LES TERRES CAILLOUTEUSES CONSTITUANT LE NOYAU

4.1. Localisation

Ces terres sont extraites à moins de 1 500 m du barrage, juste au-dessus de la future retenue, en rive droite du torrent de la Cochette qui rejoint l'Eau-d'Olle juste en amont du site.

4.2. Nature graveleuse Présence de fines non plastiques

Il s'agit d'éboulis de pente provenant du relief dominant constitué d'un schiste marno-calcaire du lias, roche autrefois exploitée plus bas dans la vallée comme ardoisière, ce qui décrit la forme des éléments grossiers que l'on va trouver dans les éboulis de pente: des dalles pour les rares gros éléments et des plaquettes pour les moyens et petits.

Heureusement, pour l'emploi en noyau, ces éboulis de pente à granularité étendue contiennent une proportion suffisante d'éléments très fins (20 à 40 % d'inférieurs à 0,1 mm) ce qui a permis d'en escompter une étanchéité adaptée au projet (fig. 2).

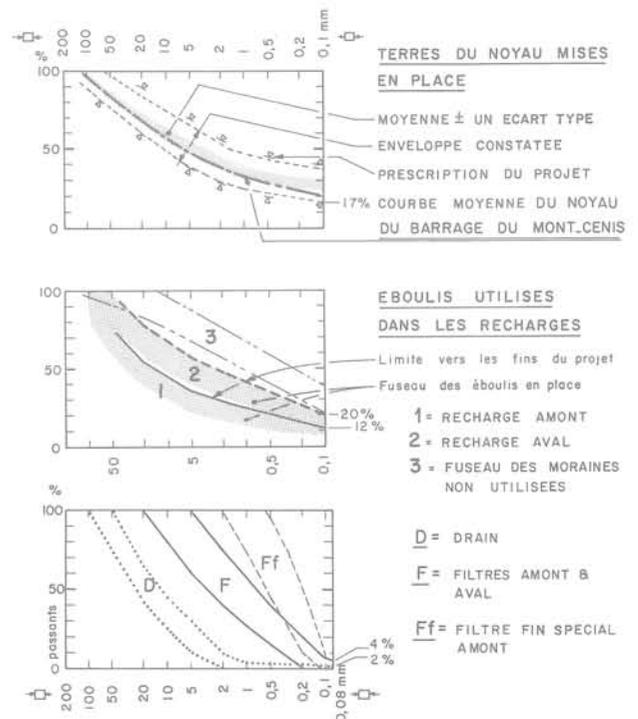


Fig. 2. — Fuseaux des matériaux

Ces éléments fins, produits d'altération des schistes marno-calcaires, sont très peu argileux. Ils le sont certes un peu plus que les éléments fins des autres éboulis mis en place dans les recharges qui ne sont véritablement que des farines de roches cristallines. Mais il est quasiment impossible d'en tirer une limite de plasticité, sauf dans les terres superficielles plus altérées, mais qui ne sont pas représentatives de la masse de l'éboulis. Et les indices de plasticité des terres prélevées dans les premiers mètres étaient plutôt en dessous de 15.

4.3. Le souci d'une imperméabilité suffisante

L'emploi d'un tel matériau pour constituer un noyau d'étanchéité d'un grand barrage en remblais exige donc des précautions particulières.

4.3.1. Le précédent du Mont-Cenis

La foi dans l'obtention d'une étanchéité suffisante pour ce barrage de retenue hydroélectrique avec ces terres caillouteuses régaliées et compactées a reposé au départ sur le précédent du barrage du Mont-Cenis dont le débit de fuite à travers le noyau n'est que de quelques litres par seconde. Bien que la nature des matériaux du noyau du Mont-Cenis soit différente des matériaux du gîte de la Cochette, avec en particulier une origine morainique, leurs fuseaux granulométriques sont assez semblables. En entrant dans le détail, les matériaux de la Cochette ont davantage d'éléments inférieurs à 0,1 mm, mais un peu moins d'éléments compris entre 0,1 et 2 mm, que ceux du Mont-Cenis (fig. 2 et réf. 2).

Certes, ont été construits, de par le monde, nombre de barrages en remblais possédant un noyau constitué de matériau à granularité étendue, mais il s'agit pour la plupart de matériaux morainiques à courbe granulométrique moins concave et ayant un pourcentage d'éléments fins généralement plus élevé qu'au Mont-Cenis ou à Grand'Maison.

4.3.2. Les essais en laboratoire

Aussi, les études ont cherché à s'assurer de l'imperméabilité prêtée au matériau du gîte de la Cochette. Pour ces matériaux ayant 10 à 20 % d'éléments supérieurs à 63 mm, les essais en laboratoire n'apportent pas la même qualité de réponse que pour l'étude des sols fins: ou bien l'échantillon amputé d'une trop grande fraction de ses éléments grossiers n'est plus représentatif, ou bien le nombre limité d'essais dans un appareillage accueillant la granularité quasi complète reste peu convaincant.

4.3.3. Les essais in situ

C'est donc par des essais de percolation à travers des matériaux mis en place comme ils le sont dans le noyau d'un barrage qu'a été appréhendée leur perméabilité. Ce fut précisément la perméabilité horizontale par la mesure des faibles débits recueillis au pied d'un talus recoupant plusieurs levées de terres compactées alimentées sur l'autre bord par une tranchée maintenue remplie d'eau (débits de l'ordre d'un litre par heure, fig. 3).

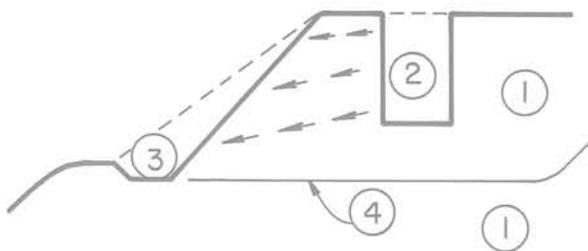
Les autres tentatives de mesures de perméabilité in situ sur les mêmes remblais n'ont pu avoir la même force probatoire du fait de la dispersion des résultats d'essais trop ponctuels pour ces terres caillouteuses (mesure de niveau piézométrique dans des trous verticaux et écoulement vertical à travers un merlon de terre compactée isolé par une cloche métallique selon l'idée de Francis SABARLY).

Par contre, plusieurs remblais d'essais ont pu être soumis à la percolation horizontale vers leur talus à partir de tranchées remplies d'eau, longues de 10 mètres, c'est-à-dire sur une longueur englobant largement les petites hétérogénéités liées à la présence d'éléments grossiers.

4.3.4. La perméabilité escomptée

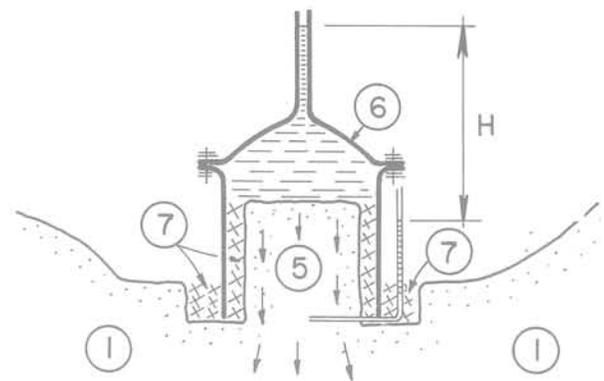
D'où l'acquis que ces terres caillouteuses pouvaient être employées à la constitution d'un noyau central. Pour autant que ce noyau ne soit pas trop mince, l'espoir tiré des essais d'une perméabilité horizontale inférieure à 10^{-7} m/s conduisait, avec la géométrie du site, à un débit de fuite par percolation à travers le

Mesure de K_h in situ



- 1 - Remblai d'essai
- 2 - Tranchée remplie d'eau
- 3 - Talus retourné avec caniveau de collecte.
- 4 - Feuille plastique

Mesure de K_v in situ



- 5 - Merlon dégagé
- 6 - Cloche avec couvercle étanche
- 7 - Blocages étanches

Fig. 3. — Essais de perméabilité in situ (croquis)

noyau acceptable, puisqu'inférieur à 10 l/s. A noter que la perméabilité d'un tel matériau compacté décroît lorsque sa teneur en eau dépasse celle de l'Optimum Proctor Standard. Si seule la perméabilité horizontale est évoquée, c'est que le précédent du barrage du Mont-Cenis autorise à compter sur une perméabilité verticale 3 à 4 fois moindre que la perméabilité horizontale (réf. 3).

Il reste que l'obtention du faible débit de fuite cité ci-dessus suppose un noyau bien homogène exempt de cheminements privilégiés. Or, la manipulation de matériaux à granularité étendue comporte un risque de ségrégation, qui peut aboutir dans un noyau à des cheminements privilégiés par relais de plages ségréguées, notamment le long des appuis rocheux.

Dans ce cas particulier du contact des terres caillouteuses du noyau avec le rocher, une bande épaisse de 0,50 à 1 m de silt argileux exempt de gros éléments, appelé terre fine, a été insérée en interface.

4.4. L'impératif de non-ségrégation

Ce risque de ségrégation a donc fait l'objet, lors des remblais d'essais réalisés pendant la phase d'étude, d'une attention particulière.

4.4.1. Etude des déversements

Comme ce risque s'accroît avec la hauteur de chute des matériaux, notamment lors du déversement par l'arrière des bennes, on a écarté, pour les essais de 1978, les dumpers Volvo B.M. au gabarit routier employés en 1977, et requis l'usage d'un gros camion plus en rapport avec ceux qui pourraient être utilisés pour la construction. Ce fut un camion Caterpillar 969 alors que le chantier utilise une flotte d'une quarantaine de CAT 773 de 50 tonnes de charge utile. Mais la hauteur de déversement n'est pas très différente.

Les observations faites aux diverses opérations de chargement, déversement et réglage ont conduit à renoncer à prescrire l'usage du motor-scraper (par ailleurs, mal adapté au transport en dénivelée à réaliser) et à admettre l'emploi de gros camions associés à un réglage au bouteur.

A noter que, à granularité donnée, le risque de ségrégation lors des manipulations d'un matériau varie en fonction inverse de la teneur en eau, pour des valeurs de celle-ci encadrant de 1 à 3 points l'Optimum Proctor Standard.

4.4.2. Le risque de ségrégation lors d'un criblage

L'expérience du Mont-Cenis avait aussi montré qu'avec un matériau à granularité très étendue, la ségrégation pouvait apparaître aussi lors de la manipulation sur une chaîne de criblage, par exemple lors de l'écrêtement des très gros éléments jugés inacceptables dans le noyau.

Devant la faible proportion dans le gîte de la Cochette de très gros éléments inadmissibles dans le noyau (précisément les éléments qui seraient rejetés par une maille carrée de 200 mm), on a préféré en 1979, pour

ne pas encourir un risque de ségrégation, ne pas prescrire le criblage du matériau (à 200 ou 150 mm) en admettant l'enlèvement des dalles supérieures à 200 m sur la levée même par de petits engins spécialisés.

4.4.3. Le convoyeur à bande et sa trémie

L'entrepreneur ayant choisi un transport par convoyeur à bande, l'écrêtement à 150 mm par crible en tête, qui protège la bande contre le risque de déchirure, ne rejette finalement que de l'ordre de 2 à 3% du matériau. Mais c'est au déversement des terres du convoyeur dans la trémie d'extrémité et également au remplissage de la benne du camion par soutirage que se situaient alors les risques de ségrégation. Cette trémie ayant été spécialement étudiée pour prévenir ce risque, aucune ségrégation n'est effectivement constatée lors du fonctionnement à trémie pleine recommandé par son concepteur.

4.5. Le souci d'une teneur en eau trop forte

Un autre souci de projet pour ces terres de la Cochette était, en raison de l'altitude et de la mauvaise exposition du gîte, de trouver à chaque début de saison des terres trop humides. C'est-à-dire des terres à une teneur en eau très supérieure à celle de l'Optimum Proctor et requérant des opérations spéciales pour leur faire perdre cet excédent d'eau. Face à cette éventualité, la perspective d'une mise en place des terres du noyau à une teneur en eau dépassant de deux points en moyenne celle de l'Optimum Proctor avait été explorée, avec ses conséquences, notamment sur le développement des surpressions interstitielles de construction.

L'expérience des trois saisons de mise en place, avec notamment l'exploitation intensive des deux dernières saisons 1982 et 1983, bénéficiaires il est vrai de conditions météorologiques particulièrement favorables, a montré que les terres du gîte ne présentaient pas dans leur masse, au début réel de la saison des remblais, une teneur en eau excessive du fait de l'enneigement hivernal. Seules des successions de journées pluvieuses sembleraient capables de donner aux terres un excès de teneur en eau.

A noter que ces terres caillouteuses, grâce à leur squelette, supportent assez bien, avec leur teneur en eau voisine de l'Optimum, la circulation diffuse des gros camions CAT 773. Avec une teneur en eau plus élevée de quelques points, il n'en serait plus de même et l'on peut avancer que ce sont les conditions de praticabilité mêmes qui limitent la mise en place à une teneur en eau dépassant de deux à trois points la teneur en eau maximum prescrite pour la moyenne de trois couches (qui est optimum plus deux points).

4.6. Les surpressions interstitielles de construction

Les surpressions interstitielles élevées qu'engendrerait une mise en place à forte teneur en eau des seules terres à noyau n'affecteraient guère la stabilité en fin

de construction, du fait de la position centrale du noyau et des forts angles de frottement de tous les matériaux. De plus, avec ces matériaux granulaires peu compressibles dont la perméabilité est supérieure à celle des sols argileux fins, les surpressions interstitielles acquises pendant l'été sous la charge des remblais se dissipent pour une grande part pendant l'arrêt hivernal, comme le révèle les lectures des cellules de pressions interstitielles. Actuellement, avec une mise en place à une teneur en eau très proche de l'optimum, les surpressions interstitielles, lorsqu'elles se développent, atteignent une hauteur piézométrique égale et parfois supérieure à la hauteur des remblais sus-jacents, ce qui correspond à 43 % seulement du poids de la colonne de terre. Mais avec ce noyau en terres caillouteuses, il était à prévoir que les réponses des cellules aux surpressions de construction seraient disparates, certaines cellules ne donnant qu'une faible surpression du fait sans doute d'une petite hétérogénéité locale autour de la cellule.

4.7. Les consignes de mise en place adoptées

Compte tenu de la teneur en eau des terres dans le gîte, et dans le souci de bénéficier d'un noyau homogène, c'est-à-dire exempt de ségrégation, et le moins perméable possible, c'est une fourchette de teneur en eau centrée sur le côté humide de l'Optimum Proctor Standard qui a été prescrite, précisément de $-1/2$ à $+2$ pour la moyenne de trois couches.

En fait, la mise en place des terres du noyau a été réalisée en moyenne jusqu'ici à une valeur ne dépassant que d'un demi-point celle de l'Optimum (laquelle est en moyenne de 9 % avec un écart-type de 0,9 %). Et le compactage par six passes de rouleau vibrant lourd des couches épaisses de 0,50 m a permis d'obtenir sans difficultés la densité correspondant à l'Optimum Proctor Standard (de $21,5 \text{ KN/m}^3$ en densité sèche moyenne).

4.8. Point de l'exploitation

Il reste encore $300\,000 \text{ m}^3$ à extraire de ce gîte qui en a déjà fourni près de 1,6 million pour achever le barrage au cours de la campagne d'été 1984.

5. LES TERRES CAILLOUTEUSES POUR LES RECHARGES

5.1. Des éboulis de pente divers (fig. 2)

Il s'agit encore principalement d'éboulis de pente, issus cette fois du relief cristallin dominant qui forme le versant rive-droite de la cuvette sur 3 km en amont du site. On trouve aussi, surtout dans la moitié aval de la cuvette, des restes de moraines d'origine cristalline formant des croupes entre les cônes d'éboulis. Une partie de ces matériaux morainiques ont été remaniés et se trouvent mélangés aux éboulis de pente.

En schématisant, une coupe verticale type du versant présenterait de la surface vers le rocher :

- des éboulis très graveleux à courbe granulométrique très creuse ;
- des éboulis mélangés de matériaux morainiques, à courbe granulométrique moins cambrée et présentant davantage d'éléments fins ;
- des moraines à courbe granulométrique quasi rectiligne et à fort pourcentage d'éléments fins (25 à 40 % d'inférieurs à 0,1 mm).

En fait, les parts de ces matériaux varient du haut en bas du versant et surtout d'amont, où s'enchevêtrent de grands cônes d'éboulis graveleux, vers l'aval, où prédominent des lambeaux de moraines sous forme de croupes.

5.2. Qualités des matériaux Abandon des moraines

Tous ces sols caillouteux constituent de très bons matériaux de remblais, à fort angle de frottement interne et à faible compressibilité, mais ils présentent une perméabilité variable dépendant de leur proportion d'éléments fins.

Pour un emploi en recharge aval protégée par le système de drainage interne du remblai et des rives, une relative imperméabilité est indifférente. Les moraines auraient pu convenir si l'on n'avait craint qu'une trop forte teneur en eau, à attendre de la fonte des neiges au début de saison, n'en rende très difficile la mise en place par un orniérage excessif. Ce qui a pu être vérifié lors des remblais d'essais de la phase étude de 1978 par des mises en place avec ajout d'eau.

5.3. Présence de nappes dans les versants

L'expérience ultérieure de l'exploitation des éboulis et celle de la création de pistes dans les moraines de l'extrémité aval du gîte ont confirmé l'opportunité de renoncer aux moraines : bien après la fonte des neiges sur le versant, le rocher sous-jacent alimente, par des eaux provenant des reliefs dominants, diverses nappes dans les matériaux de couverture. Plus en amont dans le gîte, la plus grande perméabilité des éboulis graveleux qui prédominent permet l'essorage, aidé à l'occasion lors de l'exploitation par quelques fossés de drainage.

5.4. Répartition des divers éboulis (fig. 2)

En laissant de côté les moraines, pourtant proches du site, le versant rive-droite de la retenue offre donc une gamme d'éboulis graveleux allant des éboulis très ouverts et perméables (à moins de 10 % d'éléments inférieurs à 0,1 mm) à des matériaux à courbe granulométrique nettement moins creuse et présentant 15 à 20 % d'éléments inférieurs à 0,1 mm (et de ce fait, moins perméables). Ces derniers matériaux, dénommés sur le chantier éboulis mélangés (de matériaux morainiques) ont été voués à l'emploi dans la partie interne de la recharge aval.

Parmi les éboulis ayant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 0,1 mm, le projet a voulu réserver les plus perméables à l'emploi dans la partie interne de la recharge amont. Le seuil initial de 10 % a été recalé à 12 % au cours de la construction en vérifiant que cette recharge interne même non drainante permettait de conserver une stabilité satisfaisante grâce à l'importante recharge amont constituée d'enrochements drainants. En fait, au cours de la présente saison 1983, les éboulis mis en place dans la recharge amont ont eu en moyenne 10 % d'inférieurs à 0,1 mm. Quant à ceux mis en place dans la recharge aval, en distinguant la zone interne et la zone externe, les moyennes de leurs passants à 0,1 mm ne sont respectivement que de 15 et 13 %.

5.5. Mise en place aisée Pas d'orniérage

Avec certes les très bonnes conditions météorologiques des étés 1982 et 1983, ces divers éboulis ont été d'une mise en place aisée à leur teneur en eau naturelle, d'ailleurs très voisine de la teneur en eau de l'optimum (5 à 6 %). Seules, des pluies répétées pourraient, en accroissant les teneurs en eau, gêner les reprises de mise en place par un orniérage excessif. Le compactage des levées épaisses d'un mètre réalisé par six passes de rouleau vibrant lourd donne des densités sèches élevées de l'ordre de 22,8 kN/m³ dépassant de 2 % la densité Optimum Proctor Standard.

5.6. Pas de surpressions interstitielles de construction

Quant au développement de surpressions interstitielles de fin de construction sous le poids des remblais sus-jacents, il est pratiquement inexistant globalement avec de tels matériaux. Les quelques cellules de mesures de pressions interstitielles mises en place dans les éboulis de la recharge amont, en vue de suivre l'évolution des pressions au remplissage et à la vidange n'ont, à l'évidence, intercepté aucune mise en pression. Il s'agissait certes des éboulis les plus ouverts, mais il en est vraisemblablement de même dans les éboulis plus chargés en fins de la recharge aval, bien qu'aucune cellule n'y ait été placée. La stabilité en fin de construction se trouve donc largement assurée. La répartition des matériaux les plus perméables vers l'extérieur renforce encore cette stabilité.

Sur ces remblais en éboulis, ce n'est donc que très occasionnellement que l'on peut observer au passage d'un gros camion le phénomène de matelassage, c'est-à-dire de formation d'un bourrelet et d'une large dépression s'atténuant après le passage de la charge.

5.7. Bilan d'exploitation

En définitive, puisque l'exploitation en grand s'en achèvera au début de la campagne 1984 (les 40 derniers mètres de la digue appelant davantage d'enrochements), ce gîte de la rive droite aura fourni près de 6 millions de mètres cube d'éboulis et éboulis mélangés sur une estimation initiale de l'ordre de 8 millions en place (moraines non comptées).

6. LE SITE

6.1. La géométrie du site

Le site est constitué d'un verrou glaciaire, c'est-à-dire un seuil rocheux caché sous les alluvions, associé à un rétrécissement singulier de la vallée par deux éperons formant une chicane (fig. 4).

Au niveau 1 700 de la crête du barrage, et au droit de son axe, qui coïncide avec celui de l'éperon rive-gauche, la largeur de la vallée est de 500 m, alors qu'elle n'est que de 65 m à hauteur de l'ancien lit de la rivière. Mais 150 m en aval de cet axe, le fond de vallée s'élargit nettement et atteint 160 m. En amont, passé l'éperon rive-droite, la vallée s'ouvre sur la plaine qui accueille la retenue. (Le profil en travers de la vallée sur l'axe du barrage est donné sur la figure 10 présentant plus loin des résultats de calcul).

Le barrage en construction, long d'amont en aval de 600 m, déborde donc du rétrécissement de la vallée. C'est grâce à son raidissement par l'emploi d'enrochements que son talus amont n'envoie pas totalement l'éperon rive-droite, plus petit, et ne s'étale pas dans l'élargissement amont de la vallée.

6.2. La géologie et les conditions d'assise du barrage

Le site est placé au droit du contact subvertical entre le compartiment cristallin du massif de Belledonne et un compartiment marno-calcaire du lias dans lequel se développe la retenue. Ce contact, très serré et fermé, prend en écharpe en léger biais l'éperon rive-gauche dont l'amont et la crête sont en marno-calcaire et le flanc aval en cristallin. Quant à l'éperon rive-droite en amont, il est aussi en marno-calcaire alors que toute la rive droite avec ses reliefs montagneux dominants est cristalline.

A l'aval de l'éperon amont, le rocher cristallin de la rive droite était recouvert presque jusqu'au niveau de la crête du barrage d'un épais manteau d'éboulis de pente.

En fond de vallée, l'épaisseur d'alluvions couvrant le seuil rocheux n'était que de l'ordre de 20 m. Mais de part et d'autre de ce seuil, soit à plus de 300 m en amont et à plus de 100 m en aval de l'axe du barrage, le rocher plonge rapidement.

Le remplissage quaternaire du fond de vallée est composite. Des moraines en remplissent le fond de part et d'autre du seuil glaciaire tandis que règnent près des rives les pieds des éboulis de pente particulièrement abondants sur la rive droite. Sous les alluvions plus grossières de surface, les reconnaissances ont intercepté, dans d'anciens dépôts lacustres plus fins, deux niveaux de lentilles de silts vasards et même de tourbe. Si l'on a pu prendre la mesure au laboratoire de leur forte compressibilité sur certains échantillons, la carte de leur extension et de leurs épaisseurs n'a pu être bien précisée malgré diverses investigations (pénétration statique et dynamique, forages destructifs avec enregistrement des paramètres).

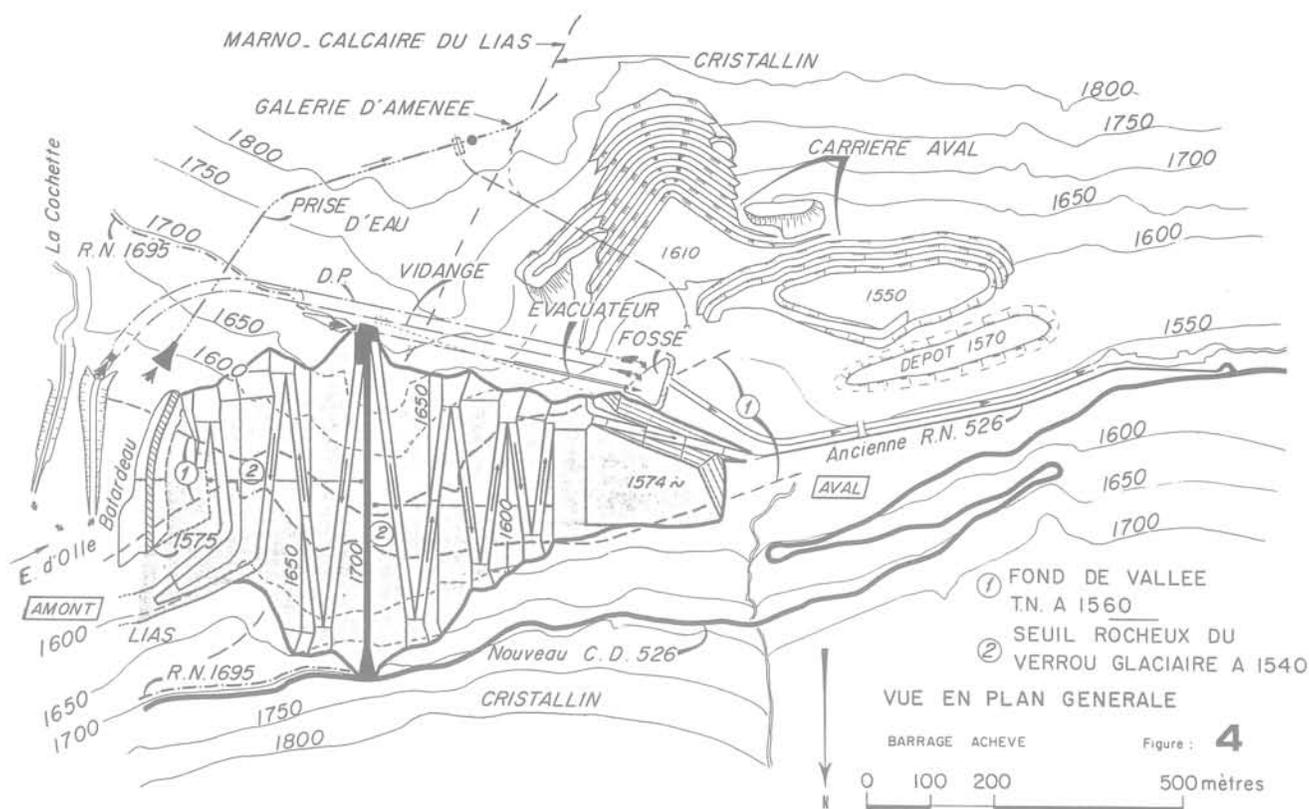


Fig. 4. — Vue en plan avec barrage achevé: le site

Du moins, les reconnaissances ont permis de bien préciser au centre du site la proximité du seuil rocheux et son extension vers l'amont. D'où le parti de découvrir le rocher sur la totalité de sa remontée formant seuil pour y fonder, en plus du noyau, toute la partie centrale de la digue et la recharge amont raidie par l'emploi d'enrochements.

De ce fait, le remplissage quaternaire avec ses lentilles compressibles n'a été conservé sur toute sa hauteur que sous le tiers aval de la recharge aval, lequel pourra s'accommoder des tassements de sa fondation. Actuellement, ces tassements sont de l'ordre de 0,70 m et ne devraient guère s'accroître car les remblais en cours et à venir en 1984 ne surchargeront pas la risberme aval.

6.3. Les divers types de barrages envisagés

Les divers types de barrages envisagés par l'Avant Projet Sommaire étaient les suivants:

— barrage en remblais, avec noyau central en terres caillouteuses de la Cochette et recharges amont et aval en éboulis supposés extraits des deux versants de la retenue;

— barrage en remblais, identique à celui ci-dessus quant au noyau et à la recharge aval, mais présentant une recharge amont à talus raidi par l'emploi d'enrochements et pouvant être entièrement fondée au rocher;

— barrage voûte, tirant parti de la forme favorable du verrou rocheux (élancement L/H inférieur à 4).

Le barrage voûte, qui était assurément la meilleure des solutions de barrage en béton, a été écarté à la suite d'estimations comparées qui l'ont montré 15 à 30 % plus cher que les solutions en remblais, alors que sa forme et son volume (de l'ordre de 1,8 millions de mètres cube) avaient été assez bien précisés par les premiers calculs de contraintes avec des hypothèses raisonnables quant aux profondeurs de fouilles.

Les solutions de barrage en remblais d'enrochements munis d'un masque amont en produit noir ou en béton de ciment avaient été écartées au niveau de l'inventaire en raison de l'importance des fouilles qu'auraient appelées d'une part la nécessaire assise au rocher du massif d'enrochements, et d'autre part la régularisation des formes du rocher dans la chicane au droit du raccordement du masque amont avec la fondation. Ces considérations valent également pour les solutions de barrage en remblais à noyau incliné.

Il ne restait donc en compétition pour les études d'Avant Projet Détaillé que les deux solutions de barrage en remblais citées tout d'abord: la digue tout en terres et la digue mixte, terres et enrochements en recharge amont.

Par rapport à une recharge amont en enrochements, la recharge amont en terre, dont la moitié amont aurait reposé sur les alluvions avec leurs passées siltotourbeuses compressibles, avait surtout contre elle un supplément de 3 millions de mètres cube qu'il aurait fallu trouver dans les moraines. S'agissant d'un chantier saisonnier, mieux valait réduire autant que possible

le volume à mettre en place. D'où l'adoption de la digue mixte pour la suite des études.

A retenir que cette dernière solution implique un transit croisé des éboulis venant de la cuvette vers la recharge aval et des enrochements extraits en aval vers la recharge amont.

6.4. Les préoccupations du projeteur lors des études

La première préoccupation, déjà évoquée dans la description des matériaux, était d'obtenir un noyau suffisamment étanche. Avec les terres caillouteuses du gîte de la Cochette, on encourait le risque de ségrégation et celui de mettre en place un matériau non convenable soit par excès de cailloux soit par manque de fins. Aussi, des contrôles de granularité à raison de 1 pour 2 000 mètres cube en place ont été prévus et sont réalisés grâce à un laboratoire mécanisé adapté au traitement d'échantillons de 400 kg, quantité nécessaire pour une représentativité satisfaisante (ce que l'expérience du chantier a confirmé).

Par précaution, le noyau a été prévu relativement épais, avec plus de 100 mètres à la base, et des filtres à granularité suivie l'entourent en amont et en aval. Ces filtres sont prêts à contrôler tout éventuel cheminement d'eau privilégié qui se développerait à la faveur de passages ségrégués ou de fissuration (voir la granularité des filtres et drains sur la figure 2).

La seconde préoccupation était le risque de fissuration suite à des tassements différentiels et transferts de charge engendrés par la raideur des rives, la forme en chicane de la vallée, et enfin le maintien éventuel dans l'emprise de la digue de matériaux plus compressibles que les remblais.

Les dispositions du projet qui vont être présentées ci-après ont intégré ces préoccupations.

6.5. Les choix quant aux fouilles sous la digue

Les options suivantes ont été prises quant aux fouilles (voir figure 5 présentant les mêmes numéros repères que donnés ci-dessous).

1. Enlèvement du remplissage quaternaire de fond de vallée sous l'emprise du noyau, de la recharge amont et du tiers de la recharge aval.
2. Maintien sous la recharge aval du manteau d'éboulis en place sur la rive droite, en aval du talus de fouille pour asseoir le noyau au rocher, ainsi que, mais seulement sous le tiers aval, du remplissage quaternaire avec ses passées compressibles.
3. Maintien sous la recharge amont côté rive-droite d'une langue d'éboulis et moraines nichée au creux aval de l'éperon rive-droite, lequel assure une solide butée de pied à toute la moitié rive-droite du talus amont de la digue.
4. Pour prévenir les risques de fissuration, les formes des rives rocheuses ont été régularisées au mieux par retailles et bétons de forme et l'édification des remblais a été demandée autant que possible de niveau.

6.6. La coupe type de l'avant-projet détaillé

La coupe type de l'avant-projet détaillé a bénéficié des dispositions suivantes (voir figure 6 présentant les mêmes numéros repères que donnés ci-dessous):

1. Introduction pour en réduire le coût dans le tiers aval de la recharge amont, composée par ailleurs d'enrochements, d'une zone d'éboulis. La stabilité à la vidange rapide a été assurée même en prêtant à ces éboulis, par sécurité, un comportement non drainant quant au développement de pressions interstitielles.
2. Adoption sur le talus aval d'un revêtement épais (10 m verticalement) en enrochements assurant une très bonne stabilité superficielle même avec une recharge en éboulis pouvant contenir jusqu'à 15% d'éléments inférieurs à 0,1 mm.
3. Inscription à titre définitif dans les parements de la digue des nécessaires pistes de construction de 14 m de largeur pour éviter dans les rives relativement raides la réalisation d'entailles en escalier, ou dans les remblais celle de constructions phasées, toutes dispositions qui peuvent être source de tassements différentiels. L'emploi d'enrochements sur les deux parements a facilité, à talus moyens fixés par les conditions de stabilité (1,7 horizontal pour 1 vertical à l'amont et 2,1 horizontal pour 1 vertical à l'aval) le raidissement des talus entre pistes (1,4 pour 1 à l'amont et 1,6 pour 1 à l'aval).
4. Au voisinage des rives rocheuses, les bandes de filtres amont et aval enserrant le noyau et celle du drain incliné aval, font l'objet d'un élargissement progressif de 4 m, en partie courante, à environ 10 m au contact du rocher, ce qui place dans ces zones susceptibles de tassements différentiels une réserve de matériaux pulvérulents capables d'arrêter le développement de fissures et de limiter les éventuelles circulations d'eau qui pourraient s'y établir;
5. De même, les 40 mètres supérieurs de la digue, qui constituent également une zone sujette à fissurations engendrées par d'éventuels tassements différentiels bénéficient d'un renfort de filtre côté amont. Entre le filtre amont 0/20 mm utilisé en partie courante et le noyau est insérée une bande de filtre fin 0/2 mm à même de s'engouffrer et colmater partiellement toute éventuelle fissure du noyau.

6.7. L'adaptation de la coupe type au début de l'exécution

Après réalisation des fouilles générales sous la digue et pendant l'exécution de traitement particulier du rocher sous l'emprise du noyau en fond de vallée, comportant notamment les injections superficielles, l'entrepreneur a souhaité monter quelque peu à l'avance les remblais des recharges sans devoir organiser un transit croisé des gros camions sur une piste provisoire. Après une étude particulière de stabilité à la vidange rapide, et compte tenu des formes du rocher découvertes au pied amont, le fond de la recharge amont a pu être entièrement édifié en éboulis tandis que les enrochements provenant des premiers tirs d'ouverture de la carrière aval étaient admis dans la recharge aval. Ces modifications ont été représentées sur la coupe centre rive-gauche de la figure 7.

Aucun changement d'importance n'a été apporté depuis à la coupe type du barrage.

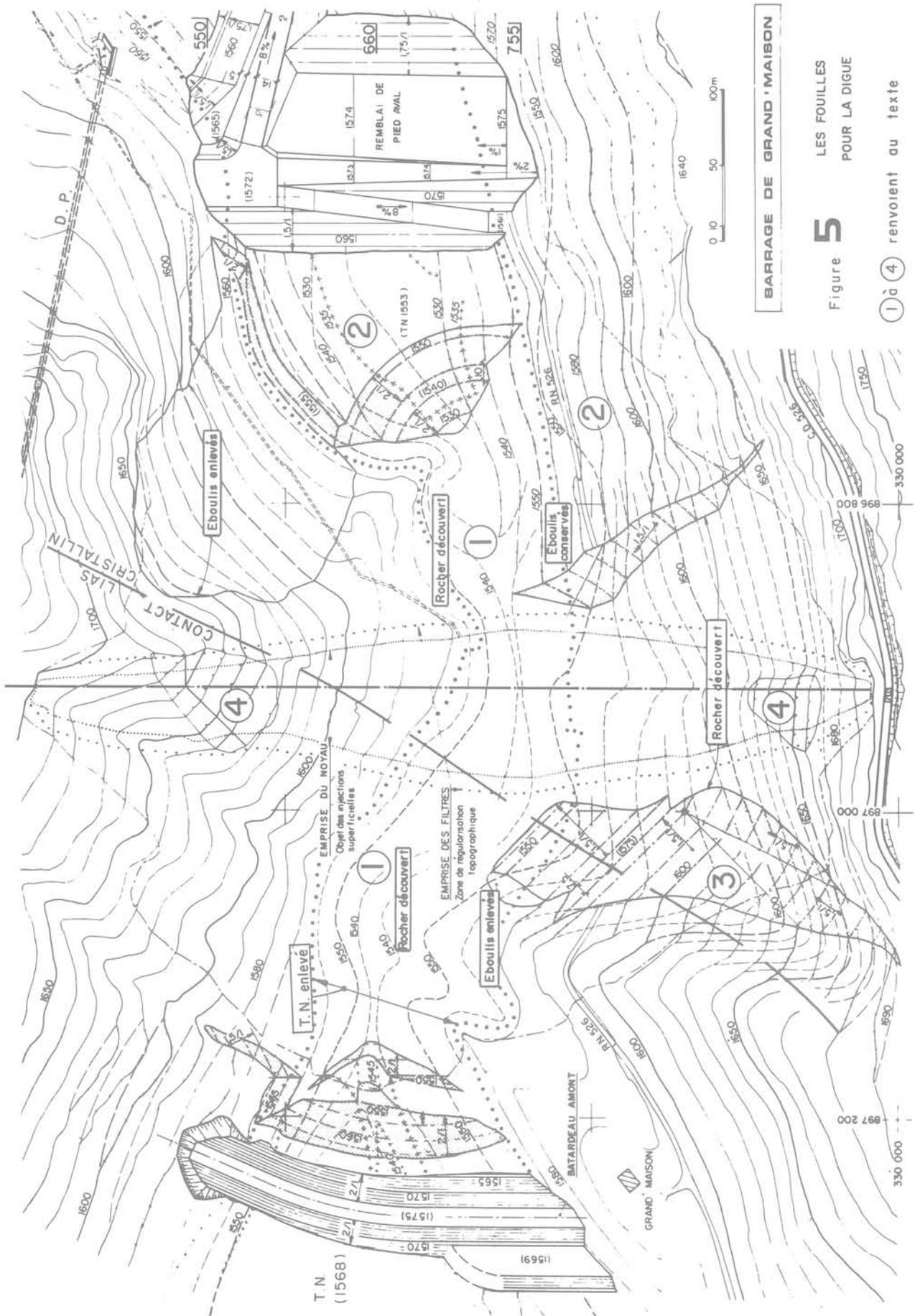
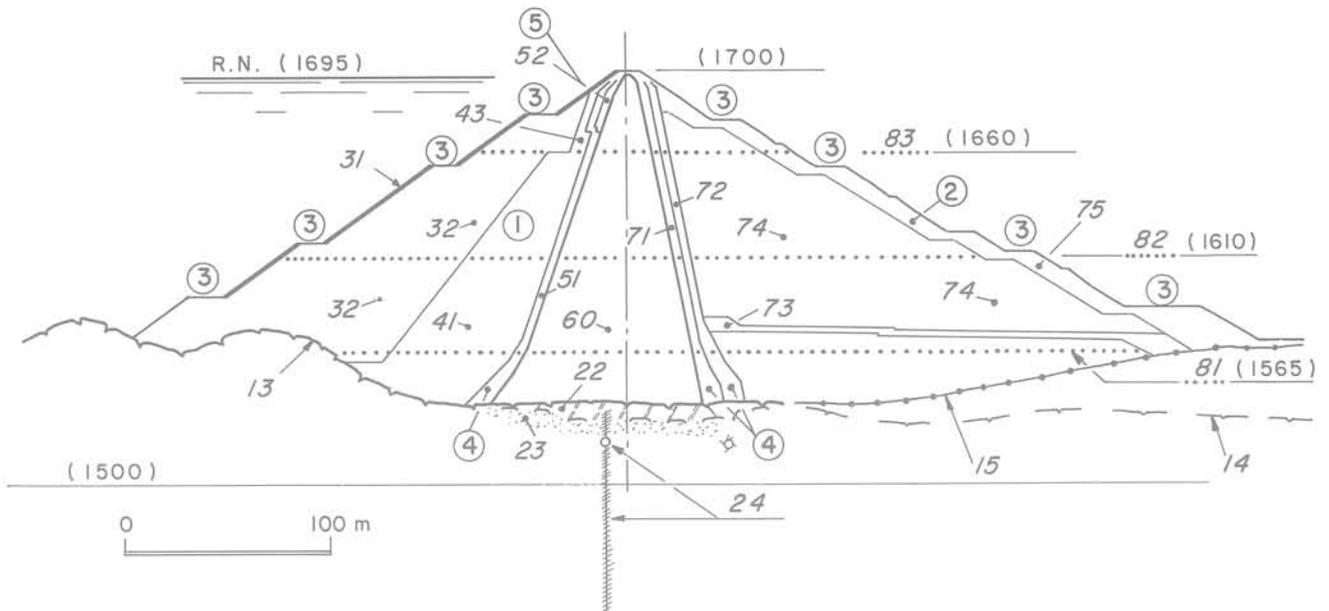


Fig. 5. — Les fouilles



① à ⑤ renvoient au texte

Fig. 6. — La coupe type (noyau au plus haut)

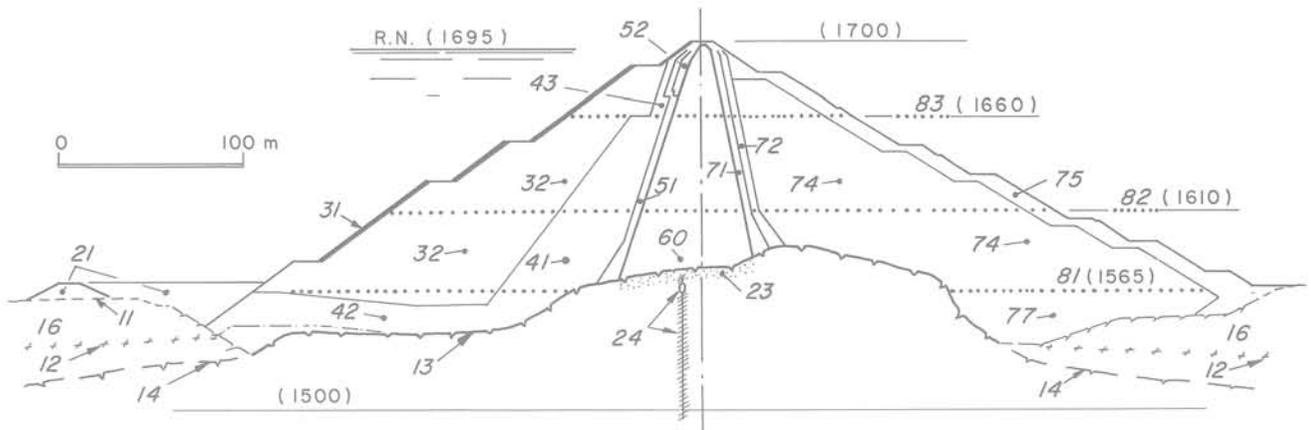


Fig. 7. — La coupe centre rive-gauche (présentant la modification du pied amont)

6.8. Le choix de la position du noyau contre l'éperon rive-gauche

La position du noyau contre l'éperon rive-gauche a fait l'objet d'un choix particulier. On n'a pas voulu raccorder le noyau au plus court sur un éperon très étroit à peine aussi haut que le barrage. En plaçant l'axe du barrage légèrement en amont de l'éperon, on a obtenu un large raccordement débordant sur la face amont de l'éperon. Précisément, en partie basse et à mi-hauteur, le contact est réalisé sur une face de l'éperon regardant légèrement vers l'amont, face obtenue

à mi-hauteur par une retaille de la forme arrondie initiale de l'éperon. En partie haute, également retournée côté vallée, le noyau vient en plus recouvrir la face naturelle de l'éperon tournée vers l'amont.

Ce retour du noyau sur la face amont de l'éperon en partie haute n'a pas pour but de pallier à une mauvaise étanchéité de l'éperon lui-même — le marnocalcaire qui le compose est assez étanche — mais il vise à assurer autour de la singularité que constitue l'arête entre la face de l'éperon regardant vers l'amont et la face biaisée regardant la vallée, une plus grande

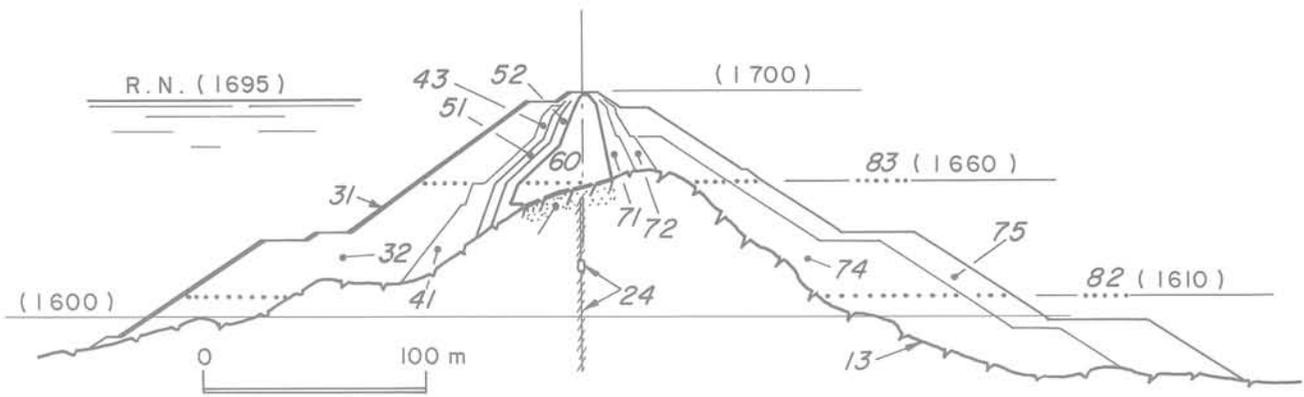


Fig. 8. — La coupe extrême rive-gauche

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 11. Terrain naturel 12. Toit des moraines en place 13. Rocher découvert 14. Rocher caché 15. Eboulis en place 16. Alluvions avec passées silteuses
 21. Batardeau et décharge amont 22. Béton de blocage du sillon sous glaciaire 23. Zone de rocher traitée par injections superficielles 24. Galerie et voile d'injection
 31. Enrochements spécialement rangés : rip rap 32. Enrochements
 41. Eboulis ouverts à moins de 12% d'inférieurs à 0,1 mm 42. Eboulis ouverts substitués aux enrochements 43. Eboulis ouverts servant de transition vers le filtre | <ul style="list-style-type: none"> 51. Filtre amont 52. Filtre fin spécial en partie haute 60. Noyau
 71. Filtre aval 72. Drain incliné 73. Drain exutoire de sécurité avec couches de transition sous et sus jacents 74. Eboulis de la recharge aval 75. Enrochements en protection aval 77. Enrochements des premiers tirs admis dans la recharge aval
 81. Arrêt de fin de campagne 1981 82. Arrêt de fin de campagne 1982 83. Arrêt de fin de campagne 1983 |
|--|---|

épaisseur du noyau et également de son contact avec le rocher de la rive. On en attend malgré les inévitables tassements différentiels, dus à la raideur et à la forme de la rive, une continuité suffisante du noyau et de son contact avec le rocher (fig. 8).

Autour de l'arête aval très vive de l'éperon rive-gauche, et le long de sa face aval très pentue, il est probable que des tassements différentiels se développeront, notamment pendant la mise en place des derniers remblais de la crête. Mais cette zone se trouve dans la recharge aval en aval du drain incliné, donc dans une zone drainée de percolations d'eau en pression, et des fissurations locales y seraient donc sans conséquence.

6.9. Retour sur la seconde préoccupation du projecteur : les déformations

Avec ces enrochements et ces terres caillouteuses, tous matériaux à angle de frottement élevé, la stabilité au glissement des talus du barrage sous les différentes sollicitations envisagées classiquement est bien assurée, en l'absence d'un niveau de séisme élevé (intensité VI-VII M.S.K.).

Il reste le souci d'obtenir, dans la zone centrale du barrage comprenant le noyau, ses filtres et les parties toutes proches des recharges, un champ de déforma-

tion le plus continu possible en évitant les irrégularités de répartition des charges susceptibles d'engendrer des tassements différentiels.

La fondation entièrement au rocher de cette zone centrale du barrage, les travaux de régularisation des formes rocheuses des rives et enfin la montée des remblais presque de niveau sont autant de précautions concourant à la continuité des déformations.

En plus des mesures topographiques classiques sur les talus, les déformations vont faire et font déjà l'objet de mesures internes, dans la recharge aval drainée (12 furets et 9 téléniveaux) et dans le noyau et la recharge amont (8 téléniveaux et 5 élongamètres).

Avec ces matériaux graveleux, les plus grandes déformations auront lieu pendant l'édification même des remblais (de l'ordre de 2 m au centre du noyau à mi-hauteur). La connaissance de l'histoire complète de ces déformations de construction est essentielle pour qu'on soit en mesure d'apprécier les plus petites déformations qui seront constatées ensuite à la mise en eau et dans les premières années de service.

Mais les points de mesures étant en nombre limité devant la complexité géométrique des rives, un modèle de calcul de déformations donnant des résultats en tout point du barrage est d'autant plus intéressant.

7. LES CALCULS DE DÉFORMATION EN FIN DE CONSTRUCTION

7.1. L'outil de calcul

Le programme de calcul aux éléments finis utilisé est le programme G.E.F.-B.A.R., développé par Coyne et Bellier à partir du programme N.O.N.-S.A.P., opérant ici en déformations planes. Ce programme peut simuler la construction par couches, ce qui est essentiel pour bien approcher les déformations d'un barrage en remblais.

Le modèle de comportement de sol utilisé est celui développé depuis 1976 à l'Ecole Centrale par AUBRY, DES CROIX, et HUJEU à partir du modèle Cam-Clay de Cambridge.

Les paramètres déterminant le comportement de chacun des matériaux du barrage ont été tirés, à l'exception des enrochements, d'essais triaxiaux menés en fait, pour les terres du noyau et les éboulis des recharges, sur des échantillons écrêtés à 63 mm et même à 20 mm pour les étreintes de 0,8 et 1,6 MPa. Ce qui, à 20 mm en particulier, élimine 30 % de cailloux sur les terres du noyau et 40 à 50 % sur les éboulis des recharges et exige donc une transposition délicate pour passer du matériau de laboratoire au matériau réellement mis en place.

Il a fallu aussi choisir les deux paramètres qui fixent, dans le modèle de comportement, l'état initial du matériau complet mis en place dans une couche de calcul, épaisse dans le cas présent de 8 à 12 mètres. Ces deux paramètres traduisent l'état d'écroutissage du matériau avant l'application du poids propre et du chargement progressif des couches sus-jacentes.

C'est dire l'incertitude qui entache la détermination par le calcul de l'état de contrainte et de déformation d'un élément du barrage, en admettant que l'hypothèse des déformations planes s'y trouve justifiée localement.

On doit considérer l'application de ce modèle mathématique davantage comme un outil d'interprétation des déformations mesurées et des tendances générales.

Le modèle actuel devrait cependant permettre, confronté aux déformations mesurées, d'étudier et de mieux comprendre le comportement de remblais posés sur une fondation à géométrie variée. En fait, la géométrie de la vallée à Grand'Maison est tellement variée, avec ses pentes raides et ses éperons formant chicane, qu'il faudra sans doute recourir à un modèle tridimensionnel pour approcher correctement les contraintes et les déformations réelles dans la partie centrale du barrage.

7.2. Présentation de quelques résultats en déformations planes

Il s'agit de calcul en conditions drainées donnant, avant mise en eau, les déformations à la fin d'une construction supposée assez lente, en regard de la perméabilité des matériaux, pour que les effets du développement et de la dissipation des pressions interstitielles dans le

noyau puissent être négligés; ce qui est presque le cas de la construction réelle répartie sur quatre campagnes d'été, puisque ces surpressions de construction se dissipent pour l'essentiel au cours de l'inter-campagne.

On dispose pour le moment d'une coupe amont/aval, correspondant à la coupe la plus haute du noyau où il atteint 160 m, et d'une coupe transversale de rive à rive sur l'axe.

Du fait du tracé sinueux du fond de la vallée, la coupe amont/aval interceptant la plus grande hauteur de noyau présente de part et d'autre une remontée de la fondation: à l'amont, c'est le rocher qui remonte tandis qu'à l'aval, c'est le manteau d'éboulis qui recouvre la rive droite qui s'épaissit vers l'aval au-dessus d'un rocher quasi horizontal.

Avec la coupe transversale de rive à rive dans le plan axial du noyau, on s'interrogeait sur la formation éventuelle d'un arc prenant appui sur les flancs du fond de vallée et déchargeant d'autant la partie la plus basse du noyau. L'intérêt étant centré sur la moitié inférieure de la coupe, le maillage a été pris très grossier dans la moitié supérieure.

Dans la coupe amont/aval:

- l'orientation et les grandeurs des contraintes paraissent satisfaisantes, sauf en crête où les derniers éléments posés ne bénéficient pas d'un nombre d'itérations suffisant (du moins dans ce calcul) et ne sont pas significatifs;

- le champ des déplacements est très régulier. Au centre, à mi-hauteur du noyau, le déplacement est de 2,20 m;

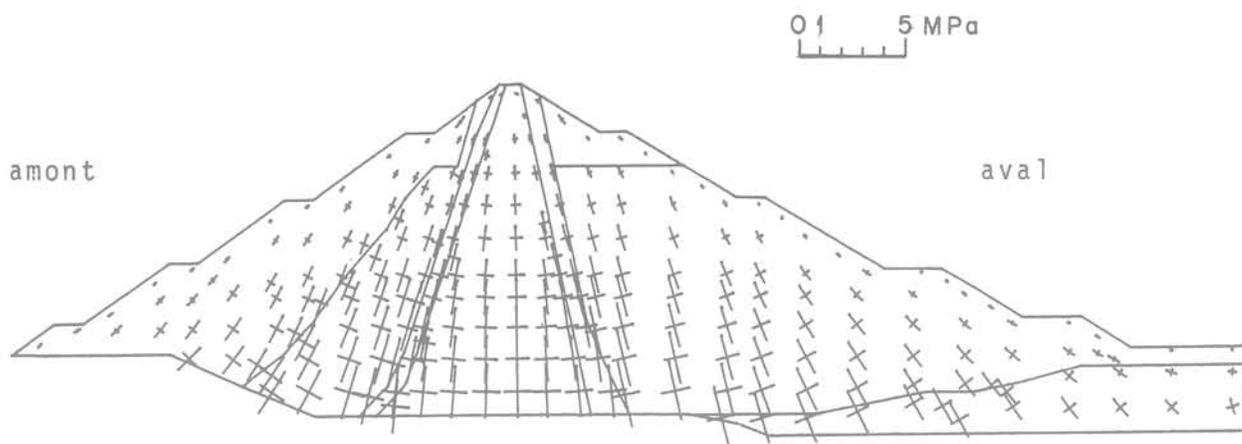
- c'est sur la représentation des iso-contraintes verticales que l'on peut apprécier les conséquences des différences de raideur entre les divers matériaux constituant le remblai: les éboulis situés à l'amont et à l'aval du noyau «portent» en partie ce noyau dont la partie basse se trouve de ce fait quelque peu déchargée (contrainte verticale de l'ordre de 2,7 MPa seulement sur le rocher de fondation, représentant 73 % du poids de la colonne de terre). Aux interfaces, notamment avec les zones de filtres et drains encadrant le noyau, les courbes iso-contraintes présentent quelques arabesques dues au jeu des fonctions d'interpolations. Mais on peut voir néanmoins dans la partie supérieure que les filtres «portent» également le noyau.

Dans la coupe de rive à rive:

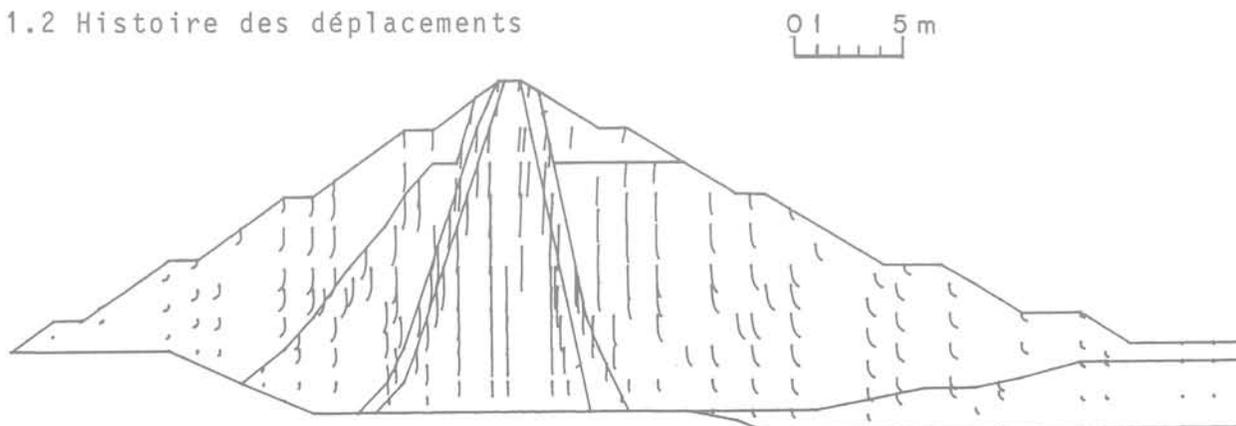
- la distribution des contraintes ne révèle pas de formation d'arc et de décharge associée de la base du noyau au fond de la vallée. Les contraintes verticales sont voisines de 3 MPa, valeur un peu plus forte que dans la coupe amont aval. Ce qui montre les limites des analyses de coupes croisées avec l'hypothèse de déformations planes;

- sur les versants, en analysant la direction des contraintes d'appui sur le rocher, on peut vérifier que l'angle de frottement mobilisé, de l'ordre de 26 degrés, ne dépasse pas celui que l'on peut attendre du contact noyau/rocher, compte tenu de l'interposition de la bande de terre fine. Sauf irrégularités locales, il ne devrait pas y avoir de glissements des remblais le long des flancs de la vallée au cours de la construction.

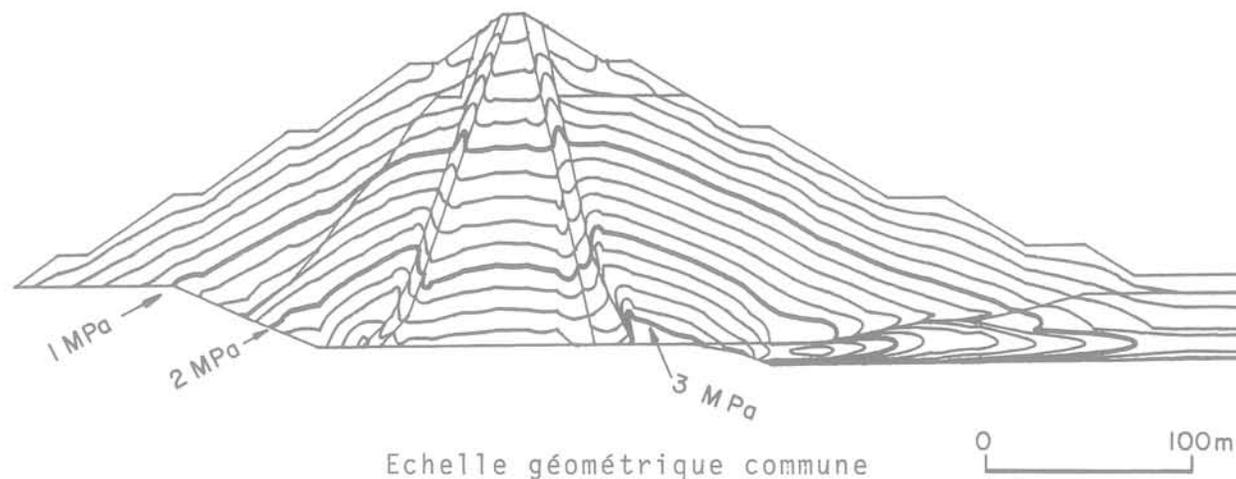
1.1 Contraintes principales



1.2 Histoire des déplacements



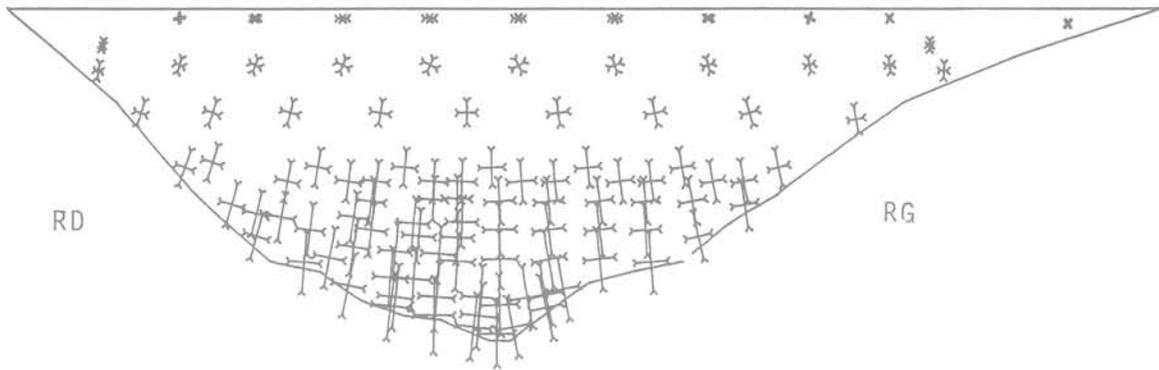
1.3 Courbes iso-valeurs de la contrainte verticale



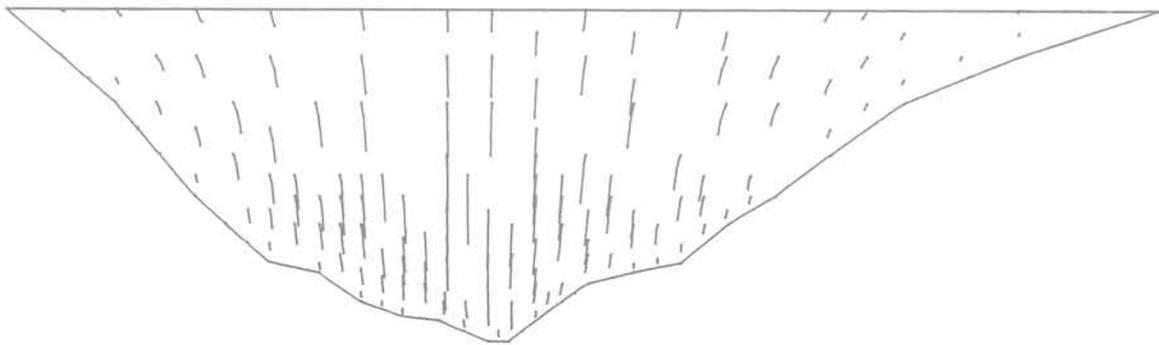
Calcul en déformations planes avec programme GEF-BAR de COYNE et BELLIER et loi de comportement AUBRY/DES CROIX/HUJEUX

Fig. 9. — Résultats de calculs: coupe amont aval

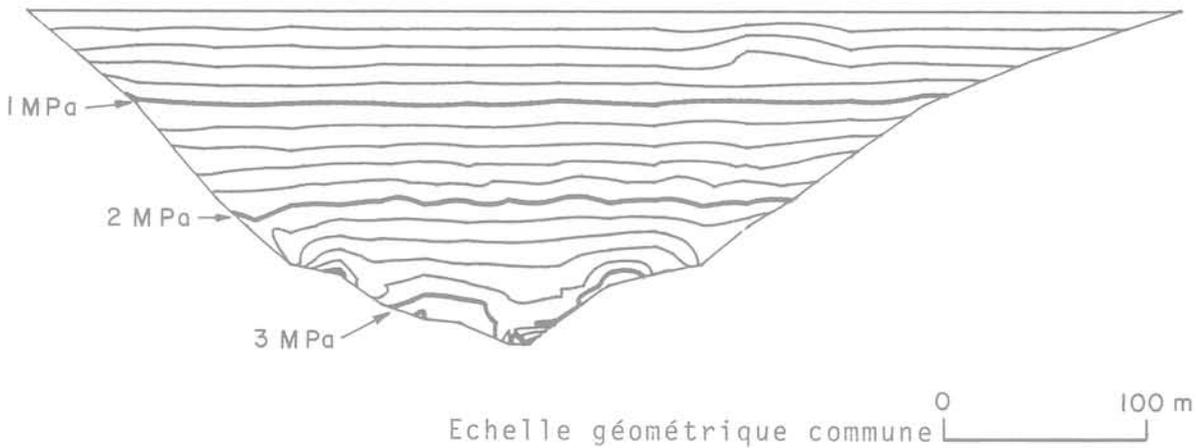
1.1 Contraintes principales



1.2 Histoire des déplacements



1.3 Courbes iso-valeurs de la contrainte verticale



Calcul en déformations planes avec programme GEF-BAR de COYNE et BELLIER
et loi de comportement AUBRY/DES CROIX/HUJEU

Fig. 10. — Résultats de calculs :
coupe d'une rive à l'autre

7.3. Développement en cours

La démarche de calcul des déformations de ce barrage en remblais se poursuit :

— d'abord par la prise en compte complète de l'effet de l'eau, c'est-à-dire au-delà de l'effet de consolidation en fin de construction déjà résolu en 1981 (cf. la thèse de Docteur Ingénieur de Christophe TOSCAS, citée en référence 4), par la simulation du remplissage et de la vidange ;

— ensuite, par le passage au calcul tridimensionnel appelé par la géométrie singulière de ce site. Mais ce dernier calcul, surtout en non drainé, risque d'exiger une puissance de calcul exceptionnelle.

En attendant, on cherche d'abord à exploiter les calculs en déformations planes de plusieurs coupes du barrage et à les confronter aux déplacements constatés par le dispositif d'auscultation, déplacements qui, dans un barrage en remblais, sont maximums pendant la phase de construction même.

8. CONCLUSION

Les dispositions prises dans les plans d'exécution de ce grand barrage se sont inscrites jusqu'à présent (à 40 m sous le couronnement) dans le cadre du projet dont on peut partant avancer que ses options étaient bien adaptées aux conditions naturelles du site.

Ces conditions comprennent celles du site proprement dit, mais aussi celles des 12 millions de mètres cube de matériaux employés devant lesquels les moyens de reconnaissances mobilisables lors de la phase de projet apparaissent toujours faibles, notamment pour donner un portrait exact de la granularité de ces matériaux

grossiers dans la masse des éboulis qui vont être exploités. En fait, les reconnaissances réalisées pendant les étés 1977 et 1978 ont pu donner une idée correcte de la granularité et des volumes disponibles des différents matériaux.

Il restera, après achèvement de l'ouvrage, à constater au remplissage et à la vidange un comportement satisfaisant aux critères de sécurité admis pour de tels barrages, et c'est là que les calculs de déformations pourraient apporter des tendances précieuses lors de l'interprétation du comportement du barrage.

BIBLIOGRAPHIE

1. LECLERCQ, J. ; COURIER, M. ; TOURNEY, J. — «Le barrage et l'Aménagement de Grand'Maison» — Revue Travaux n° 564 de mars 1982, numéro spécial du 14^e Congrès International des Grands Barrages à Rio de Janeiro, pages 36 à 45.
2. MARCHAND, R. ; LEFEBVRE, J. ; GAUTHERON, J. — «Le barrage du Mont Cenis» — Revue Travaux n° 390 d'août-septembre 1967, numéro spécial du 9^e Congrès International des Grands Barrages.
3. COUR, F. ; VINCENT, A. — «Détermination de la perméabilité d'un noyau de barrage à partir des mesures in situ des pressions interstitielles» — Géotechnique, vol. XXIII, n° 3 de septembre 1973. The Institution of Civil Engineers — Great George Street — London.
4. TOSCAS, C. — «Calcul numérique de problèmes de consolidations élastoplastiques : application aux barrages». Thèse présentée à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures soutenue le 9 février 1982, pour obtenir le grade de Docteur Ingénieur.

réalisation du barrage de Grand'Maison

C. TROCHERIE

Ingénieur E.D.F.-R.E.A.L. — Aménagement de Grand'Maison

1. INTRODUCTION

Le barrage de Grand'Maison est l'ouvrage qui permet la création de la retenue supérieure de l'aménagement hydraulique de Grand'Maison. Il s'agit pour l'essentiel d'une puissante station de transfert d'énergie par pompage d'une puissance installée de 1 800 MW établie en dérivation sur le cours de l'Eau-d'Olle, affluent rive-droite de la Romanche.

2. LE PROJET DE L'OUVRAGE

2.1. Cadre géologique

Les massifs cristallins de Belledonne et les Grandes Rousses sont séparés par une dépression occupée par des terrains sédimentaires du lias et localement du trias. Le cours supérieur et le cours inférieur de l'Eau-d'Olle se développent dans l'axe de cette dépression. Le cours médian décrit une courbe entaillée dans le flanc est de Belledonne.

2.2. Le site du barrage

L'ouvrage est établi à l'emplacement du verrou glaciaire qui ferme sur l'aval l'élargissement de la haute vallée de l'Eau-d'Olle à l'endroit précis où en fond de vallée les roches cristallines plus dures font place aux marno-calcaires.

Le site se présente en V marqué, très étroit en fond de vallée avec des rives raides.

En rive gauche, le rocher est affleurant, en rive droite un épais manteau d'éboulis recouvrait la rive. En fond, l'épaisseur de la couverture alluviale atteignait une vingtaine de mètres.

2.3. Le type de l'ouvrage

Le site est traversé en diagonale par le contact géologique lias-cristallin qui a nécessité une étude détaillée et qui s'est révélé parfaitement franc et serré (fig. 1).

Deux solutions ont été étudiées pour cet ouvrage :

— Une solution voûte épaisse qui, bien que bénéficiant d'une topographie favorable, aurait nécessité des reconnaissances importantes pour préciser les conditions d'appui et la vérification du comportement d'une structure à cheval sur deux formations de caractéristiques mécaniques très différentes.

En fait cette solution s'est trouvée éliminée par la comparaison économique avec les solutions en remblais.

— Parmi les solutions en remblais, le choix s'est finalement porté sur un profil de digue zonée à noyau central épais avec recharge amont en enrochement. Cette dernière solution a été retenue parce qu'assurant une meilleure stabilité à la vidange rapide.

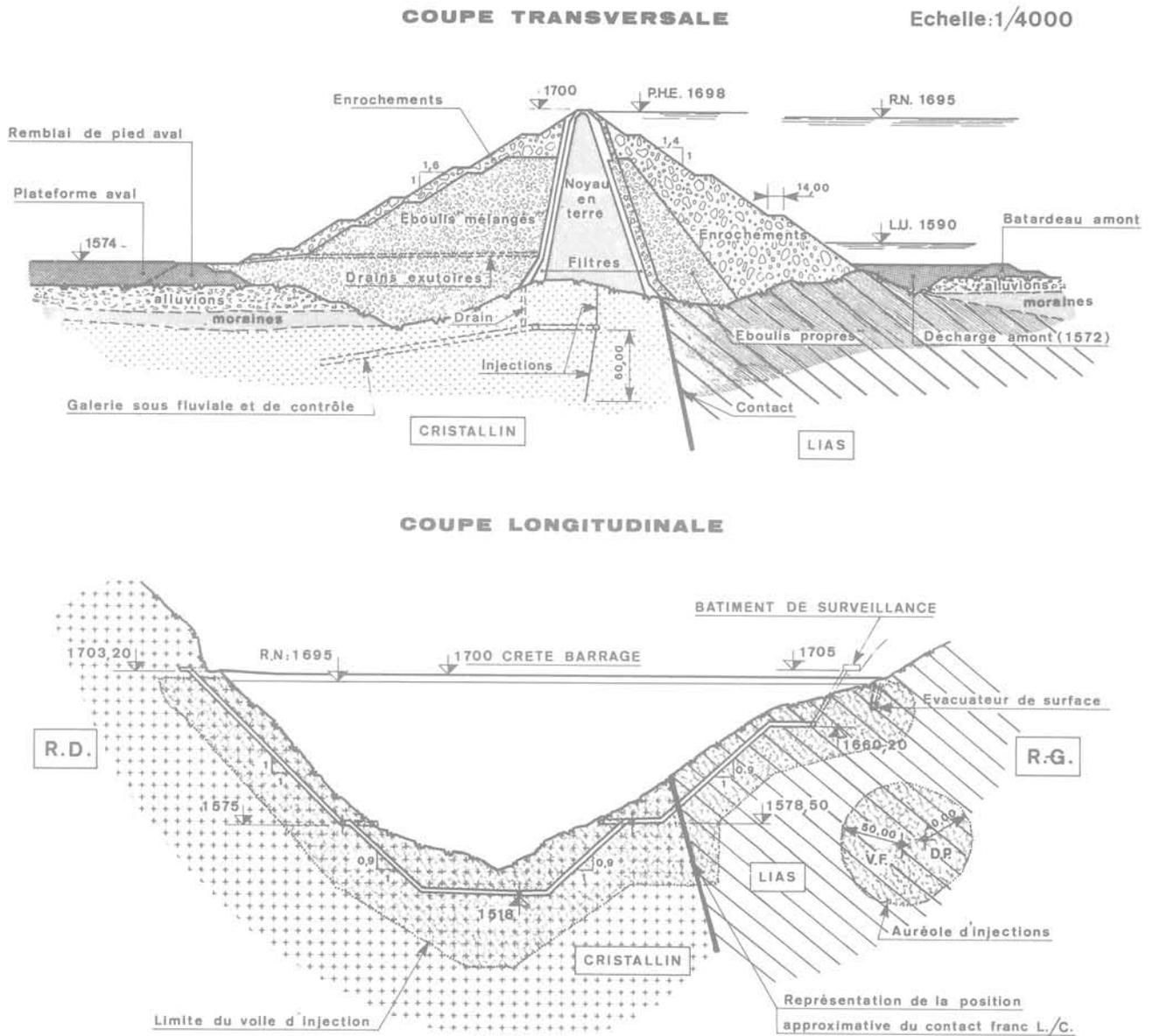


Fig. 1. — Barrage de Grand'Maison

2.4. Caractéristiques géométriques

Hauteur au-dessus du terrain naturel.....	140 m
Hauteur maximale sur fondations.....	160 m
Longueur en crête.....	550 m
Largeur en crête.....	10 m
Pente moyenne du talus amont.....	1/1,7
Pente moyenne du talus aval.....	1/2,1
Volume total du barrage.....	12,9 hm ³
Volume du noyau.....	1,8 hm ³
Volume des recharges	
— en éboullis de pente.....	5,3 hm ³
— en enrochement.....	4,9 hm ³
Volume des filtres et drains.....	0,9 hm ³
Volume des fouilles de l'ouvrage.....	1,85 hm ³

2.5. Le noyau

Il est vertical, implanté immédiatement à l'amont du resserrement de la vallée pour bénéficier d'une largeur minimale et d'une bonne incidence de la surface d'appui.

Le matériau prélevé dans la cuvette (gîte de la Cochette) permet d'obtenir des perméabilités en place de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

Son fuseau contractuel est caractérisé par la teneur en éléments fins < 0,1 mm comprise entre 17 et 40%.



Fig. 2. — Barrage de Grand'Maison : le site

Jean-Pierre Studio, Albertville

2.6. Les matériaux des recharges

Des terres caillouteuses ou éboulis prélevés sur la rive droite en amont de la cuvette constituent l'essentiel de la recharge aval et de la zone de transition amont. Ils sont caractérisés par leur teneur en éléments $< 0,1$ mm. Les matériaux aux teneurs les plus faibles $< 10\%$ sont réservés pour la recharge amont. Pour la recharge aval, cette teneur est limitée à 20% .

Les enrochements de la recharge amont et de protection de la recharge aval sont extraits d'une carrière de gneiss ouverte à 500 m à l'aval du barrage en rive gauche.

2.7. Les filtres et drains

Les filtres à l'amont du noyau, les filtres et drains à l'aval sont obtenus par concassage et criblage d'enrochements de la carrière.

L'exutoire du drain aval est assuré gravitairement par l'intermédiaire de forages débouchant dans une galerie aval raccordée à une galerie sous-fluviale de 1 800 m débouchant dans la gorge de l'Eau-d'Olle.

2.8. Conditions de fondation

La recharge amont est fondée au rocher en fond de vallée et en rive gauche. En rive droite, elle s'appuie sur un reliquat d'éboulis buté par l'avancée d'un éperon liasique qui interdit tout déplacement sur l'amont.

Le noyau est entièrement fondé au rocher.

La recharge aval est fondée, en rive gauche sur le rocher après enlèvement d'un placage peu épais d'éboulis. En rive droite, elle repose sur le manteau d'éboulis au-delà du talus des fouilles du noyau. En fond de vallée, elle s'appuie au rocher sur la moitié de l'emprise, puis sur les alluvions. Elle est butée en aval par un remblai de pied constitué à partir des matériaux des fouilles.

3. L'EXÉCUTION DES TRAVAUX

En raison de l'importance du sujet, nous n'examinons que les points ayant donné lieu à des difficultés de réalisation ou ayant été traités par des solutions originales.

3.1. Les conditions de travail

3.1.1. Le climat

La zone des travaux de l'ouvrage est étagée entre les cotes d'altitude 1 500 et 1 800 m. La haute vallée de l'Eau-d'Olle est largement soumise aux perturbations climatiques d'hiver. La neige y est abondante et tardive; les accès, côté Romanche ou côté Maurienne, sont systématiquement coupés par de très nombreuses et importantes avalanches.

Froid, neige et difficultés d'accès ont imposé un chantier d'activité saisonnière. Les routes d'accès sont ouvertes en année moyenne vers le 20 avril pour un début de travaux au 15 mai. Le chantier est mis en hivernage à partir du 1/15 novembre ce qui laisse 5,5 à 6 mois de travaux, non comprises les intempéries d'été qui peuvent arrêter la mise en place du noyau ou des recharges.

Le programme des travaux fixé à l'entreprise comporte 6 campagnes d'été dont:

- deux campagnes d'installation, de préparation des fouilles et de début de mise en place des remblais;
- trois campagnes principales de remblais;
- une campagne de finitions.

3.1.2. La topographie du site

Les dispositions des gîtes nécessitent un croisement des matériaux.

Le profil en V à berges raides de la vallée interdit le développement de pistes dans celles-ci. Elles ont été intégrées dans les parements et resteront dans le dessin définitif de l'ouvrage. Leur largeur est de 14 mètres.

L'étroitesse de la vallée en fond interdisant le transit amont-aval par des engins lourds, une modification du projet a donc été demandée — enrochements à l'aval — éboulis à l'amont jusqu'à une cote telle (1 550) que le transit soit possible.

Pour les circulations de service, deux pistes ont été établies aux cotes 1 540 et 1 580, en rive droite. Au-delà du fait de la raideur de la pente, on s'est résolu à franchir la coupure de l'ouvrage à la cote 1 705 sur le rétablissement définitif du chemin départemental.

Le temps de travail réduit est encore accentué par des conditions topographiques locales qui imposent le démontage de certaines installations en fin de campagne afin de les mettre à l'abri des avalanches ou des coulées de neige.

Ces conditions climatiques et topographiques ont imposé des dispositions particulières qui ont eu des répercussions:

- sur les coûts — suréquipement en matériel — dédoublement d'installations: sur le site et dans la plaine d'Allemont: volume de remblais supplémentaire pour le tracé des pistes;
- sur les conditions de travail: chômage saisonnier pour la majeure partie du personnel.

3.2. Le traitement des rives

C'est l'ensemble des opérations qui, partant du site vierge, ont permis de créer les conditions d'appui de l'ouvrage:

- dégagement des rives;
- déroctages de reprofilages;
- terrassement des alluvions de fond;
- traitement de la fondation.

3.2.1. Dégagement des rives

Pour les recharges, nous avons vu que le projet imposait des conditions de fondation au rocher sauf sur les zones moins sensibles au tassement.

L'enlèvement des éboulis des deux rives fut décidé au titre des travaux préparatoires pour préciser les conditions d'appui au rocher, de même que le terrassement d'une partie des alluvions de fond pour vérifier la présence ou non de bancs silteux sous le pied de la recharge aval.

Seule, la fondation du noyau a fait l'objet d'un traitement particulier. Sous les recharges, le rocher a été nettoyé sommairement.

3.2.2. Déroctage de reprofilage

Les conditions d'insertion du noyau sur les rives et de mise en place des terres au contact du rocher ont conduit, d'une part à réaliser des déroctages de rectification importants et à procéder à un nettoyage systématique des rives rocheuses d'autre part.

Les opérations d'enlèvement des alluvions du fond de vallée et la préparation des rives ont été conduites simultanément.

Les difficultés d'exécution résultaient de la superposition de ces deux chantiers. Des protections lourdes furent établies à leur limite: rideau de palplanches fichées sur remblai rapporté en rive droite — rideau de grumes et grillages en rive gauche.

Avec ces dispositions, l'ensemble des déroctages et nettoyage de rives a été réalisé en toute sécurité sans incident.

En rive droite, en raison de la configuration topographique, ces travaux n'ont pu être réalisés que manuellement par des hommes encordés dont le travail a été facilité par l'établissement de cheminements: escaliers bétonnés ou plans inclinés sur échafaudage. Les moyens utilisés par ces hommes étaient nécessairement des moyens légers (barres à mines, marteaux-piqueurs, pelles, pioches).

La purge mécanique fut suivie d'une purge hydraulique au canon à eau. En rive gauche, la rectification du haut de l'appui par déroctage a été réalisée par des moyens lourds: hydrofores Montabert, pelles sur chenilles, brise-roche; au-dessus le nettoyage systématique du rocher a été conduit à partir d'une plate-forme en remblais accessible aux engins, descendue au fur et à mesure de l'avancement.

Le bilan global des terrassements des fouilles s'est établi à 1 835 000 m³ de déblais meubles et 33 000 m³ de déblais rocheux.

3.2.3. Traitement du sillon central

L'hypothèse d'un sillon central d'origine glaciaire avait été avancée sans toutefois que sa présence soit détectée par des profils de sondage serrés.

Ce n'est qu'à la fin de l'enlèvement des alluvions du fond qu'un sillon fut découvert dans la partie gneissique du seuil rocheux. Le sillon très étroit, de profondeur variable (maxi 12/15 m) par suite de surcreusements locaux, suit le tracé d'une faille préexistante dans le gneiss.

Il a été entièrement dégagé dans la zone d'emprise du noyau et bétonné — 3 500 m³ de béton y ont été coulés.

3.2.4. Bétons de reprofilage et régularisation de la surface rocheuse

Si pour obtenir une assise correcte du noyau il était nécessaire de procéder par déroctages, il est vite apparu que cette méthode n'était pas utilisable pour une régulation plus fine. On a donc fait appel à des bétons pour obtenir, en phase finale, après injection du rocher, la forme et l'état de surface requis.

On a distingué :

— les bétons de régularisation des formes qui complètent l'action des déroctages. Ce sont en général de grosses masses qui nécessitent d'être coffrées. 12 000 m³ de béton ont été utilisés pour la rive droite et la rive gauche ;

— les bétons de régularisation destinés à permettre une bonne mise en place des terres. Les bétons en petites masses étant très fréquents et d'une exécution difficile, il fut décidé de les réaliser par béton projeté. La procédure d'exécution et de contrôle mise au point, ils furent généralisés. 900 m³ de béton ont ainsi été appliqués en rive droite et en rive gauche.

La mise en place de ces bétons nécessite des moyens de manutention importants, ce point a été réglé en installant dans les rives des grues à tour desservant l'ensemble des zones traitées.

3.2.5. Traitement du rocher de surface par injections

Ces injections dites de traitement de peau visent à éviter tout transit d'eau en pression à l'interface terre-rocher. Elles intéressent les premiers mètres de la fondation rocheuse. Elles sont conduites depuis le bas après nettoyage fin avec curage systématique des fissures.

Elles sont effectuées de la manière suivante :

— dans une zone de 12,5 m de part et d'autre de l'axe, la profondeur des forages d'injection est fixée à 10-14 m au centre, puis 7-10 m latéralement suivant leur orientation ;

— dans les deux bandes latérales sur toute l'emprise du noyau la profondeur est limitée à 4-6 m.

Il était initialement prévu que la voile d'étanchéité intermédiaire comprise entre la surface et la galerie périmétrale exécutée à partir de celle-ci soit réalisée en avance sur la mise en place des terres. Le retard pris dans l'exécution de cette galerie a conduit à modifier localement le projet en acceptant de réaliser certaines parties de ce voile après leur mise en place, mais en approfondissant le traitement de peau en zone centrale à 15 m minimum.

Les injections sont exécutées suivant 4 mailles A, B, C, D successives pour produire un effet de serrage progressif pouvant conduire à un espacement minimum des forages de 1,70 m.

En zone centrale les mailles A, B, C sont exécutées systématiquement, D éventuellement. En zone latérale seule est réalisée la maille A, le recours aux mailles suivantes étant décidé en fonction des absorptions. Ce principe est adapté à la fracturation du rocher et aux absorptions résultantes. Les pressions d'injection fonction de la profondeur et de la qualité du rocher sont comprises entre 4 et 12 bars.

Les résultats d'injection montrent que la partie inférieure de la fondation constituée soit par les lias, soit d'un gneiss massif peu fracturé, absorbe peu. Les quantités moyennes injectées sont de l'ordre de 18 litres de coulis par mètre de forage en rive droite, 32 l/m en rive gauche ; quelques trous absorbent plus, notamment dans le sillon au passage d'accidents caractérisés.

Au-dessus de la cote 1 600, en rive droite, le gneiss est affecté par des fractures de décompression, les résurgences sont nombreuses et les absorptions deviennent de plus en plus élevées à mesure que l'on progresse vers le haut ; de 70 l/ml à la cote 1 600, elles atteignent 270 l/ml à proximité de la crête. En rive gauche, le rocher du lias est plus homogène et moins fracturé que le gneiss, les absorptions sont du même ordre de grandeur qu'en partie basse.

Hormis la partie basse en rive droite et une faible surface en rive gauche à la cote 1 575 accessibles aux perforateurs automoteurs, les forages d'injection ont été réalisés à l'aide de chariots légers de foration à partir d'échafaudages sur l'ensemble des zones à traiter.

Les échafaudages ont été montés à l'avancement et ont permis d'exécuter avant les injections, le nettoyage fin nécessaire. Les manutentions ont été faites à l'aide de grues à tour.

3.3. L'exploitation en gîtes de matériaux

3.3.1. Le gîte Cochette

Le gîte s'étage entre les cotes 1 660 et 1 820. Il est séparé de la zone de construction du barrage par le vallon de la Cochette. Pour éviter d'avoir à créer des pistes importantes ou un très grand remblai en travers de ce vallon, mais également pour satisfaire la possibilité de mise en eau de l'ouvrage avant son achèvement complet, il fut décidé d'utiliser un tapis transporteur d'une capacité de 1 600 tonnes/heure, franchissant le vallon de la Cochette sur une passerelle métallique.

L'installation comprend :

- au niveau d'exploitation, une trémie de chargement avec scalpage des matériaux à 150 mm ;
- une série de tapis permettant une adaptation à la position de la trémie de tête, et aux différents niveaux d'exploitation ;
- une trémie de réception de 150 m³ dont les formes ont fait l'objet d'une étude particulière pour limiter la ségrégation et à partir de laquelle les matériaux sont repris par camions pour être dirigés sur l'ouvrage.

Cet appareillage s'est montré particulièrement fiable et performant.

L'exploitation du gîte a donné lieu à des mises au point de manière à obtenir un matériau homogène à l'arrivée sur le barrage avec le minimum de manutention et exempt de ségrégation, soit :

- conduite de l'exploitation par poussage au bull suivant des bandes inclinées recoupant les strates pour réaliser un mélange du matériau avant chargement, en proscrivant tout front raide à la reprise ;
- création d'un stock intermédiaire établi sur le batardeau amont pour permettre une homogénéisation des matériaux provenant de zones reconnues inacceptables en dépôt direct ;
- élimination des lentilles caillouteuses ;
- montage de goulottes de répartition en partie haute de la trémie de stockage et consignes d'exploitation à niveau plein.

Moyennant ces précautions, 56,5 % de la terre du noyau a pu être mise en remblais par dépôt direct. Dans le volume ayant transité par le stock intermédiaire, on peut estimer à 11,8 % la fraction ayant nécessité une correction, l'autre fraction correspond à des dépôts pour facilités de chantier telles que fin et début de campagne, ou arrêts pour entretien.

L'élimination des matériaux sur l'ouvrage lui-même a été un fait exceptionnel.

3.3.2. Le gîte d'éboulis rive-droite

L'hétérogénéité du matériau pour des teneurs en éléments fins comprises entre 10 et 15 % nécessite de définir un nouveau seuil à 12 % comme critère d'acceptation des éboulis destinés à la transmission et à la recharge amont.

L'exploitation du gîte a demandé un pilotage précis difficile à réaliser du fait d'un zonage aléatoire des différents types de matériaux, mais rendu nécessaire pour trouver le volume d'éboulis de la recharge amont.

3.3.3. La carrière d'enrochement

La raideur du versant a rendu l'exploitation de la carrière difficile du fait :

- de la nécessité d'ouvrir des pistes pour dumpers (14 mètres de large minimum) pour accéder en partie haute du gisement ;
- de la formation de fronts définitifs de grandes hauteurs, menaçant du fait d'éboulements, l'exploitation des niveaux inférieurs ;

— du risque d'éboulement provenant du versant dominant l'exploitation.

Les deux derniers points ont d'ailleurs conduit à l'abandon d'une partie de l'emprise initiale, nécessitant alors une extension de la carrière dans son extrémité amont pour un volume de 1,5 million de m³.

3.3.4. La fabrication des filtres et drains

Ils sont produits à partir d'enrochements extraits de la carrière et triés en trois classes granulométriques :

- Filtres amont et aval 0,125/20 mm ;
- Filtres fins 0,125/2 mm ;
- Drains 2/100 mm ;

La difficulté d'obtenir un filtre contenant moins de 3 % d'éléments fins (< 0,1) a conduit à relever d'un point cette limite, ce qui va dans le sens de l'augmentation de son pouvoir filtrant, et à améliorer l'efficacité des hydroséparateurs de l'extrémité de la chaîne de criblage, pour obtenir un filtre fin entrant dans le fuseau.

La granularité du drain en fait un matériau facilement ségrégeable pour lequel beaucoup de précautions doivent être prises au stockage (stock de faible hauteur).

3.4. La mise en place des matériaux

Les spécifications d'exécution des remblais ont été précisées au cours des campagnes de reconnaissances réalisées de 1976 à 1979, à partir de digues d'essais sur les terres du noyau — les matériaux des recharges — les enrochements. Leur but était de définir les conditions d'exploitation, les moyens de mise en œuvre, les conditions de mise en œuvre et les résultats à obtenir pour garantir les perméabilités souhaitées pour les différentes recharges.

Les épaisseurs des couches des différents matériaux sont imposées par le C.P.S. du marché :

- 0,30 à 0,50 m pour le noyau ;
- 0,60 à 1,20 m pour les éboulis ;
- 1,00 à 1,80 m pour les enrochements ;

de même que le type de compacteurs et le nombre de passes pour assurer le serrage des matériaux.

La mise en place, du fait de la nécessité de prévoir des pistes de transfert perpendiculaires au noyau, est effectuée par ongles successifs en admettant une dénivellée maximum de 15 m à l'extrémité de chaque ongle.

Ces pistes de transfert de 15 m de largeur sont constituées d'un matériau semi-concassé 0/100, pour leur permettre de résister au poinçonnement dû au tonnage exceptionnel transitant sur chaque piste, elles recouvrent largement les filtres et drains afin d'éviter leur détérioration.

Ces dispositions créent des sujétions importantes mais ont donné satisfaction.

3.5. Le contrôle des matériaux

Pour ce type d'ouvrage, le contrôle de la qualité des matériaux utilisés et de leur bonne mise en place est un impératif absolu.

Leur hétérogénéité au gîte et leur nature grossière imposent par ailleurs que ces contrôles soient faits sur des volumes importants pour être représentatifs, et à fréquence rapprochée, notamment pour dégager les valeurs de référence.

Par contrats, les contrôles portent sur:

— la granulométrie au gîte et en place;
— la teneur en eau à la mise en place, au gîte et au stock,

— la densité en place à la sonde nucléaire avec contrôle par essais au sable;

— la réalisation d'essais proctor de référence au moule de 400 mm en 5 points.

A titre indicatif, la fréquence de ces essais pour les terres du noyau sont:

	Imposés par contrat	Réalisés en 82
• Granulométrie sur prélèvement en place	1/2000 m ³	1/1600 m ³
• Densité et teneur en eau en place		
— à la sonde nucléaire	1/5000 m ³	1/4600 m ³
— au sable	1/10000 m ³	1/9200 m ³
— essais proctor au moule Ø 400	1/5000 m ³	1/4500 m ³

Les essais sur les matériaux des recharges sont conduits à fréquence plus lâche.

Les essais granulométriques sont réalisés à partir d'échantillon brut de 400 kg, les essais proctor sur un échantillon de 600 kg.

En raison du grand nombre d'essais, du volume important de matériaux à traiter qu'ils impliquent, et de la nécessité de connaître les résultats de ceux-ci dans le délai le plus court, il a été conçu un laboratoire de site performant utilisant une station de criblage et d'échantillonnage semi-automatique qui permet:

— pour les granulométries de réduire l'échantillon de 400 kg à un volume représentatif de quelques kilogrammes. L'usage de fours à micro-ondes permet de réduire de façon importante les temps de séchage;

— pour les essais proctor à un quartage automatique de l'échantillon.

La surveillance de la mise en place et des contrôles est assurée à postes par des agents du maître d'ouvrage.

L'usage de la micro-informatique permet pour chaque matériau de connaître l'évolution de ses caractéristiques par période ayant pour amplitude la semaine, la saison, la totalité des remblais.

3.6. La réalisation du voile d'étanchéité au rocher et du drainage

— La particularité du voile est d'être exécuté en deux parties:

- un voile intermédiaire entre fondation et galerie périmétrale, d'une hauteur variant entre 15 et 50 m suivant la position de la galerie par rapport au rocher;
- un voile profond au-delà d'une profondeur de 60 m.

— Le voile est réalisé à partir de la galerie par deux ensembles chariots hydrauliques sur crémaillère (1 chariot pour la perforation — 1 pour l'injection). Ce dispositif a été conçu pour pallier les problèmes de sécurité que posent les chariots à câbles et treuil. En fait ce système relativement compliqué a connu également des difficultés notamment sur la fiabilité de l'entraînement par crémaillère et sur les moteurs hydrauliques.

La fracturation importante constatée en rive droite au-dessus de la cote 1 600 a conduit au cours de la campagne 83 à compléter les injections du voile intermédiaire exécuté depuis la galerie par des injections réalisées depuis trois stations de surface.

Les résultats sont les suivants:

Injections au m² de voile

Voile intermédiaire

Rive droite:		
— au-dessus de 1 575	160	l de coulis au m ²
— au-dessous de 1 575	4,2	l de coulis au m ²
Rive gauche:		
— au-dessus de 1 575	6	l de coulis au m ²
— au-dessous de 1 575	2	l de coulis au m ²

Voile profond

Rive droite:		
— au-dessus de 1 575	60	l de coulis au m ²
— au-dessous de 1 575	7	l de coulis au m ²
Rive gauche:		
— au-dessus de 1 575	6,5	l de coulis au m ²
— au-dessous de 1 575	4	l de coulis au m ²

Trois types de coulis ont été utilisés:

	C/E	B/E	Viscosité « Marsch »
Coulis fluide	0,35	0,02	33 ≤ V ≤ 37 sec.
Coulis semi-fluide	0,40	0,025	39 ≤ V ≤ 44 sec.
Coulis rigide	0,50	0,033	V ≥ 47 sec.

La partie supérieure de la rive droite a nécessité l'emploi de coulis silicaté pour certaines passes à très fortes absorptions.

Voile de drainage

Le drainage en aval du voile est réalisé par des forages lancés à partir des galeries périmétrales et des différentes galeries de liaison. La fracturation plus importante du haut de la rive droite a conduit à réaliser une galerie de drainage complémentaire à la cote 1 575 de

manière à lancer un voile vertical entre les cotes 1 700 et 1 575.

L'ensemble du projet comportera 4 500 m de forage de drainage.

Au cours de leur exécution on a procédé à un contrôle assez systématique de leur rectitude.

3.7. L'auscultation

Le dispositif d'auscultation assez étoffé comporte des appareils répartis suivant 4 niveaux (cotes 1 575 - 1 610 - 1 640 - 1 680) dans trois sections principales et 6 sections secondaires. Il permet :

— Les mesures de pressions interstitielles dans la fondation et les remblais au moyen de 115 cellules à corde vibrante et 10 piézomètres ponctuels.

— Les mesures de déplacement au moyen de :

- 12 furets hydrauliques ;
- 8 téléniveaux hydrauliques (niveaux 1 575 et 1 665) ;
- 8 téléniveaux électriques dont 4 dans le noyau couplés à 4 élongamètres ;
- 4 cellules de pression totale.

enfin 150 repères topographiques de surface sur les parements et la crête.

— Les mesures de débit de fuites collectées aux différentes zones du drainage, au moyen de déversoirs étalonnés.

La nouveauté de ce dispositif concerne les téléniveaux électriques disposés dans le noyau et la recharge amont et qui permettront une meilleure connaissance

des déplacements de ces zones. On notera toutefois que ces appareils sont des prototypes dont on ne connaît pas la fiabilité.

En plus de cette auscultation, des géophones ont été répartis dans les remblais en vue d'une étude du comportement dynamique des remblais.

3.8. Avancement des travaux

Terrassement

En fin de campagne 83 : 11 Mm³ sont en place.

Au cours de celle-ci des cadences moyennes journalières ont atteint 48 500 m³ jour pour un travail à 2 postes de 9 h 1/2

soit 17 500 m³ d'enrochement

6 300 m³ de terre à noyau

22 500 m³ d'éboulis

2 200 m³ de filtre

la cote moyenne atteinte sera de 1 658

Au cours des 3 campagnes de remblais déjà réalisées, les cubes mis en place ont été de :

— 1,5 Mm³ en 1981

— 4,5 Mm³ en 1982

— 5,2 Mm³ en 1983

L'ouvrage devrait donc être terminé en 84 évitant l'hivernage 84/85. Son début de mise en eau est prévu à partir de juillet/août 84 en vue d'atteindre le palier 1 635 en décembre 84 — 1 665 à l'été 85 et 1 695 à l'été 86.

Un exemple d'application des mesures du comportement des roches à température élevée : l'évaluation de la « charge thermique admissible » en formations géologiques pour l'évacuation de déchets radioactifs de haute activité

B. COME

Commission des Communautés Européennes, Direction Générale XII « Science, Recherche et Développement », Division du Cycle du Combustible Nucléaire, Bruxelles

1. INTRODUCTION

Les déchets radioactifs de haute activité provenant de l'industrie nucléaire doivent être isolés de l'environnement humain pendant une très longue durée. L'utilisation d'un système d'enveloppes multiples, et l'enfouissement profond dans des formations géologiques adéquates, semble être actuellement la méthode la plus prometteuse pour atteindre ce but. Il est cependant important de vérifier que la chaleur émise par ces déchets, suite à la décroissance radioactive, ne met pas en danger les propriétés de confinement de la roche-hôte.

Une étude conjointe de ces effets thermiques liés à l'évacuation géologique a été effectuée dans le cadre du Programme de recherche et développement de la Commission des Communautés Européennes sur la gestion et le stockage des déchets radioactifs. La recherche a été réalisée par plusieurs organismes en Belgique, en France, et en République Fédérale d'Allemagne. Le but en était de passer en revue les effets thermiques induits et d'évaluer leurs conséquences en terme de « charge thermique admissible » pour l'évacuation, et de gestion des déchets radioactifs en général [1].

Trois études parallèles ont traité séparément les trois types de formations actuellement retenues par le Programme communautaire: le granite (sous la direction du Commissariat à l'Energie Atomique français), le sel (pilote: la Gesellschaft für Strahlen-und Umweltfors-

chung, RFA) et l'argile (pilote: le Centre de l'Energie nucléaire de Mol, Belgique). Ultérieurement, un « Rapport de Synthèse » a permis la mise en ordre cohérente des résultats ainsi recueillis. Les trois études reposent sur une collecte des données disponibles dans la littérature spécialisée avant 1980, et sur des calculs d'ordinateur; elles n'ont pas donné lieu à des travaux expérimentaux.

Cette recherche a couvert l'ensemble des phénomènes induits par la chaleur; cet article se limitera aux effets thermomécaniques lors de la construction et de l'exploitation d'un dépôt souterrain, et après fermeture de celui-ci. Les valeurs numériques déduites des travaux sont à considérer comme des ordres de grandeur préliminaires, et ne sauraient en aucun cas être pris pour des règles générales et absolues.

2. LES SYSTÈMES D'ÉVACUATION CONSIDÉRÉS

L'étude ne concerne que les déchets de haute activité vitrifiés, revêtus d'une ou plusieurs enveloppes métalliques. Ces déchets sont évacués dans des dépôts souterrains profonds constitués de galeries parallèles où l'on accède par des puits verticaux; ils sont mis en place dans les galeries ou dans des forages de grand diamètre exécutés à partir des galeries; les forages, galeries et puits sont ensuite soigneusement rebouchés par des matériaux appropriés.

Les sites de dépôt sont situés sur la terre ferme (et non en mer ou au fond des océans). Après fermeture, on suppose qu'aucun phénomène brutal (faille, etc.) ne survient pour modifier radicalement les caractéristiques du site.

2.1. Caractères des déchets

Ce sont des produits du retraitement des combustibles de réacteurs à eau légère, conditionnés en matrice de verre borosilicaté. Les dimensions typiques d'un cylindre de verre sont: diamètre 30 à 35 cm, hauteur 120 à 150 cm. Ces verres émettent une certaine quantité de chaleur suite à la décroissance radioactive; un exemple de courbe d'émission thermique en fonction du temps est donnée en figure 1.

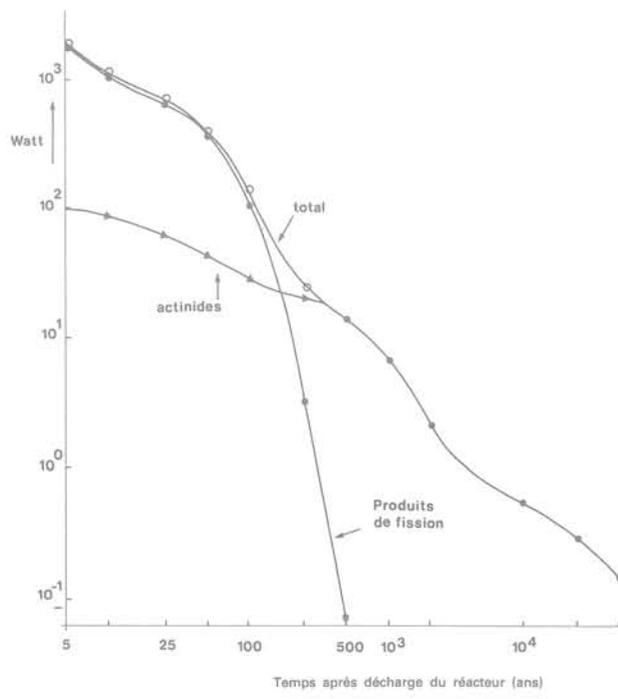


Fig. 1. — Puissance thermique (Watt) en fonction du temps pour déchets radioactifs de haute activité provenant du retraitement d'une tonne de combustible épuisé et correspondant à 100 l de verre, retraitement 5 ans après décharge du réacteur.

2.2. Les formations géologiques retenues

Aucun site réel n'est spécifié pour l'étude du granite, et les caractéristiques retenues sont celles d'une formation «moyenne» de type batholite. En ce qui concerne le sel, les travaux concernent la couche d'évaporite du Zechstein que l'on trouve dans le Nord de l'Allemagne, où est implanté par exemple la mine de Asse. Enfin, pour l'argile, on s'est limité à la couche plane d'argile plastique tertiaire de Boom sous le site du C.E.N. de Mol, Belgique. Celle-ci montre une épaisseur d'environ 100 m à 200 m sous la surface du sol; elle repose entre deux puissantes couches de sables aquifères. Les principales propriétés de ces trois types de roches sont regroupées dans le tableau I.

2.3. Cas de référence pour les dépôts souterrains

Le dépôt de référence pour le granite résulte d'une étude de conception menée dans le cadre d'un contrat communautaire [2].

Il consiste en un réseau de 82 galeries parallèles, \varnothing 5 m, d'entr'axe 26 m et de 2 200 m de longueur, à 1 000 m de profondeur (fig. 2). Dans le radier de ces galeries sont forés des puits verticaux \varnothing 1 m, de 100 m de profondeur, à 30 m d'entr'axe; chaque puits reçoit 5 conteneurs de déchets espacés de 20 m; les 6 000 puits prévus accueillent donc les 30 000 conteneurs du cas de référence.

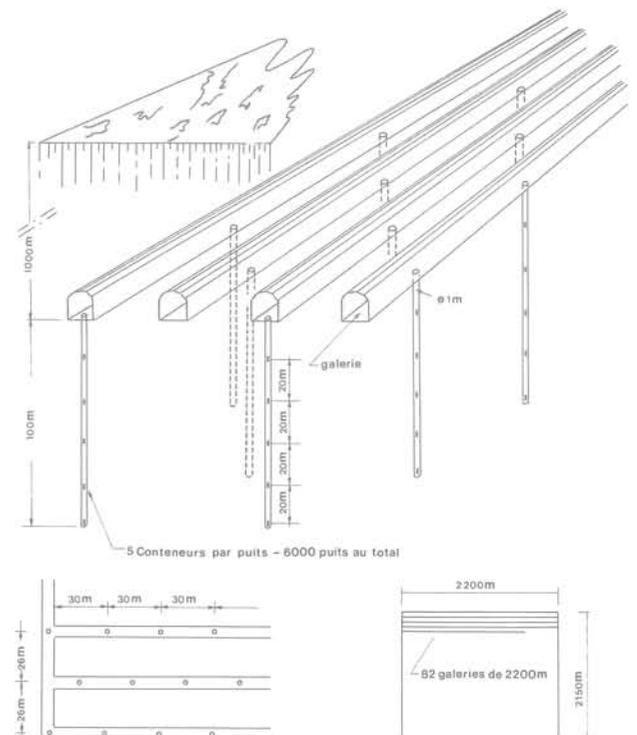


Fig. 2. — Concept d'implantation d'un dépôt final dans le granite.

Au moment de l'insertion dans le dépôt, chaque conteneur a une puissance thermique de 935 W, obtenue après un refroidissement préalable de 30 ans après vitrification du déchet. Le dépôt serait remblayé d'un mélange granite broyé + bentonite. Le creusement, l'exploitation et le remblayage du dépôt s'étalent sur 82 ans.

Dans le cas du sel, les caractéristiques d'un dépôt final ne sont pas fixées. On admet que les galeries seraient situées entre 750 et 1 000 m de profondeur dans un dôme de sel, et que le dépôt recevrait de petits conteneurs (\varnothing 20 cm; longueur 100 m) après une brève période de refroidissement (10 ans). Les puits verticaux de dépôts pourraient être espacés de 20 à 70 m, en un réseau hexagonal, et avoir une longueur de 50 à 300 m. Au moment de l'emplacement, chaque conteneur aurait une puissance thermique de 400 W. L'ensemble des vides serait remblayé de sel broyé.

Tableau 1: Résumé des propriétés de base des roches hôtes

Propriété	Roche	Granite	Sel	Argile
<i>Description</i>		Générique	Sel (Na ₂) du Zechstein allemand	Argile de Boom à Mol (Belgique)
<i>Paramètres physique</i>				
Densité (kg/m ³)		2 700	2 160	2 040
Porosité (%)		0,2 - 0,4	0,5 - 4,3	≈ 40
Teneur en eau (%)		0,1 - 0,2	0,04 - 0,1	17,2 - 29,2
Perméabilité (m/s)		10 ⁻⁸ - 10 ⁻¹⁰	très faible	≤ 10 ⁻¹⁰
<i>Propriétés thermiques</i>				
Conductibilité thermique (W/m/°C)		2,5	5,2	1,7
Chaleur spécifique (J/kg/°C)		720 - 880	850 - 900	910 - 970
Coefficient de dilatation thermique (°C ⁻¹)		8.10 ⁻⁶	4,3 × 10 ⁻⁵	1 × 10 ⁻⁵ (sur échantillons secs)
<i>Propriétés géomécaniques</i>				
Module de Young (GPa)		45	14 - 26	0,1 - 0,3
Coefficient de Poisson		0,25	0,25	0,25 - 0,34
Résistance à la compression (MPa)		180 - 200	20 - 35	sans intérêt
Résistance à la traction (MPa)		7 - 15	1,4 - 2,5	sans intérêt
Cohésion non drainée (MPa)		sans intérêt	sans intérêt	0,3 - 1,3

Le dépôt dans l'argile a fait l'objet d'une étude détaillée (projet Hades, [3]). Ce travail conduit à un projet de dépôt consistant en trois galeries parallèles de 2 500 m chacune, Ø 3,5 m, distantes de 200 m à 225 m de profondeur (c'est-à-dire à peu près au milieu de la couche d'argile). A partir de ces galeries, des puits inclinés sont forés à 10 m d'entr'axe. Ces galeries sont revêtues de voussoirs de fonte et les puits sont tubés en acier. Chaque puits reçoit 12 conteneurs de puissance initiale 400 W, après un refroidissement adéquat (50-60 ans). Le colmatage des vides est assuré par un ou plusieurs mélanges réutilisant l'argile excavée.

3. PANORAMA GÉNÉRAL DES EFFETS DE LA CHALEUR

Immédiatement après leur emplacement dans le dépôt, les conteneurs de déchets émettent de l'énergie thermique qui va se propager dans la roche-hôte; l'échauffement qui en résulte doit être pris en compte pendant la phase d'exploitation du dépôt et après fermeture de celui-ci. On conçoit intuitivement qu'il faudra limiter cet échauffement à des valeurs compatibles avec le bon fonctionnement des différentes barrières isolantes: matrice de verre, enveloppes métalliques, matériaux de colmatage, roche-hôte.

Il s'agit en particulier d'éviter qu'une dégradation précoce sous l'effet de l'élévation de température ne leur ôte toute efficacité dans un avenir plus éloigné, lorsque l'échauffement aura diminué.

Les effets de la chaleur sur les composants du dépôt ne peuvent être correctement décrits qu'en terme

d'interactions multiples. Cependant, pour la simplicité de l'exposé, on a adopté une démarche séquentielle:

— d'abord, étude de la propagation de la chaleur dans l'environnement géologique;

— puis revue des effets induits:

- effets thermomécaniques sur la roche et ses discontinuités éventuelles;
- effets sur les fluides contenus dans les roches;
- effets sur les matériaux de colmatage, sur les enveloppes métalliques (corrosion) et sur la dégradation de la matrice, conduisant au relâchement des radionucléides évacués;
- effets sur la migration de ces radionucléides vers l'environnement de l'homme.

Dans la suite de cet article, on n'envisagera en détail que les deux premiers de ces aspects, tout en gardant à l'esprit que l'étude [1] a considéré l'ensemble des phénomènes.

4. EFFETS THERMO-MÉCANIQUES

4.1. Granite

En préliminaire au calcul des contraintes thermiquement induites, il s'agit de déterminer le champ des températures induites dans le massif rocheux par les déchets. L'analyse montre que seul le transfert de chaleur par conduction est à considérer pour ce calcul. Les sources de chaleur peuvent être individualisées (fig. 3), ou bien supposées réparties dans la zone du dépôt, on peut aussi tenir compte de la chronologie de leur emplacement. Dans tous les cas, on peut obtenir l'«histoire thermique» de la formation-hôte.

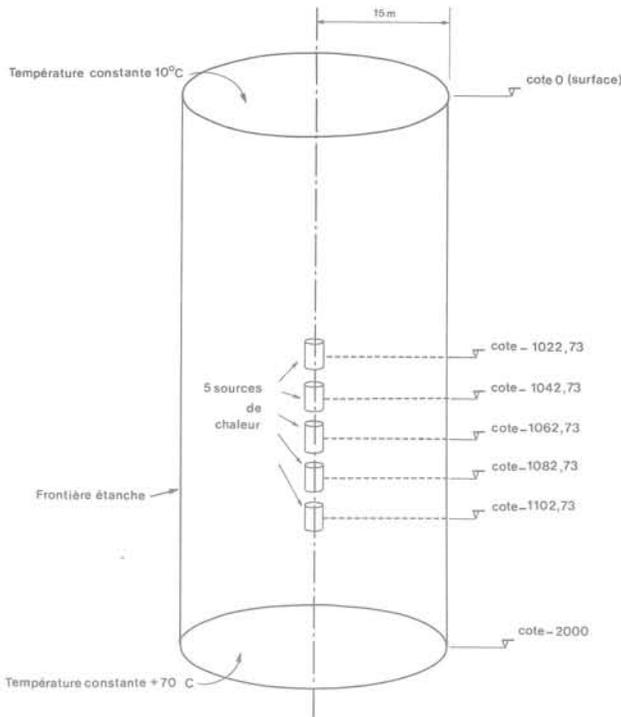


Fig. 3. — Schéma d'une « cellule » élémentaire pour le calcul des températures pour un dépôt en granite.

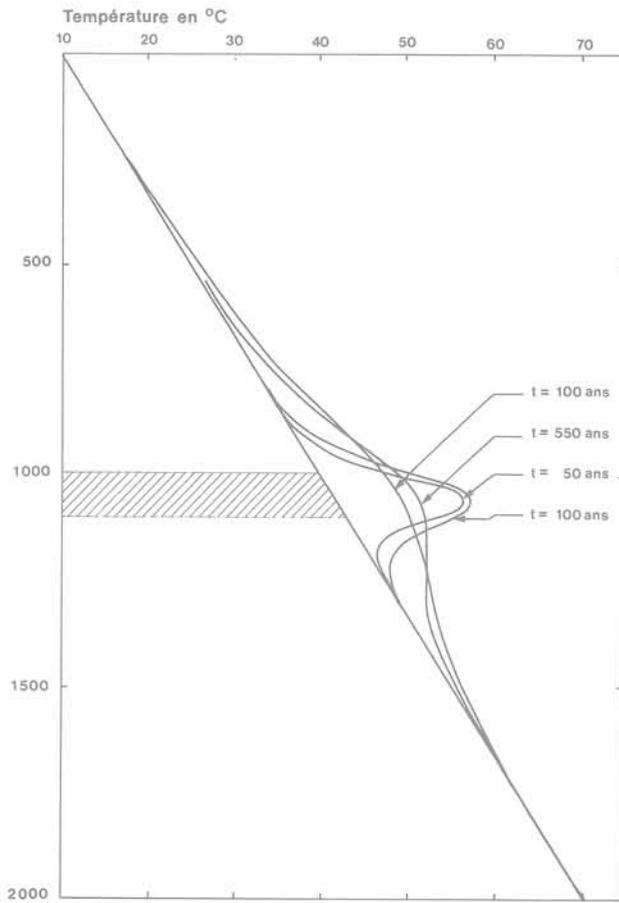


Fig. 4. — Evolution du profil thermique le long de l'axe de symétrie. (Les dates sont mesurées à partir de la fermeture du dépôt).

Les figures 4 et 5 ont été obtenues en supposant que le dépôt entier est rempli instantanément; on obtient ainsi des profils de température à différentes dates, on encore des cartes d'isothermes à des dates choisies. Le cas de référence conduit à un échauffement maximum d'environ 20 °C, 80 ans après fermeture.

Cet échauffement induit une dilatation du granite (coefficient de dilatation volumique: $22 \text{ à } 24 \cdot 10^{-6} \text{ vol/vol/}^\circ\text{C}$), laquelle, confinée, donne naissance à des contraintes thermiques. On ne s'attardera pas sur les effets « microscopiques » affectant le granite (microfissuration, etc.) pour se concentrer sur le comportement d'ensemble du massif, et sur celui des ouvertures qu'on y a réalisées (galeries, puits) supposées vides.

4.1.1. Effets d'ensemble

La figure 6 résume les hypothèses et conditions aux limites du calcul. Au niveau du dépôt, et négligeant la présence des galeries, l'échauffement induit de notables compressions horizontales excédentaires, d'environ 0,3 à 0,4 MPa/°C; la contrainte verticale supplémentaire est nettement plus faible. Ces calculs supposent le massif continu, ce qui peut paraître discutable; on verra plus loin comment introduire l'effet de discontinuités. Le « bombement » de la surface (soulèvement de quelques centimètres) correspond au développement, au niveau du sol, de contraintes de traction horizontales qu'on ne peut bien sûr obtenir qu'en supposant le massif continu. L'étude montre que l'amplitude de ces tractions dépend:

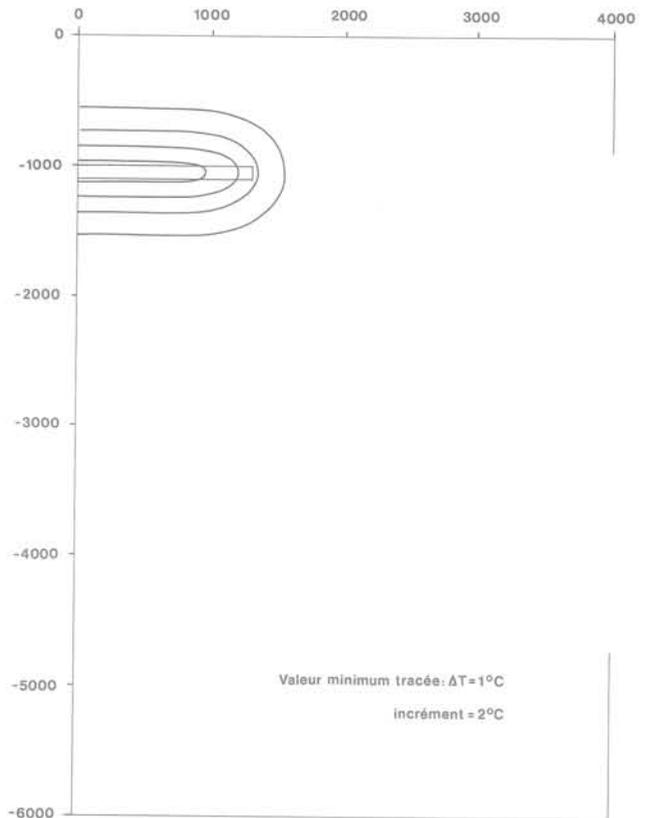


Fig. 5. — Carte des isothermes à T = 1000 ans. Elévation de température consécutive au dégagement calorifique du dépôt.

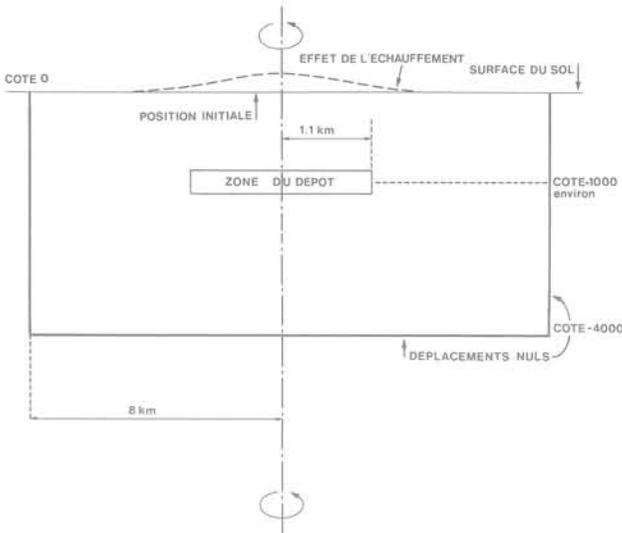


Fig. 6. — Dépôt dans le granite : conditions du calcul global thermomécanique (échelle non respectée).

- de l'échauffement maximum dans le dépôt;
- et surtout de la profondeur et de la forme du dépôt.

En particulier, elles peuvent augmenter notablement si on diminue la profondeur du dépôt, et si on lui donne une forme compacte; ces tendances sont illustrées par la figure 7.

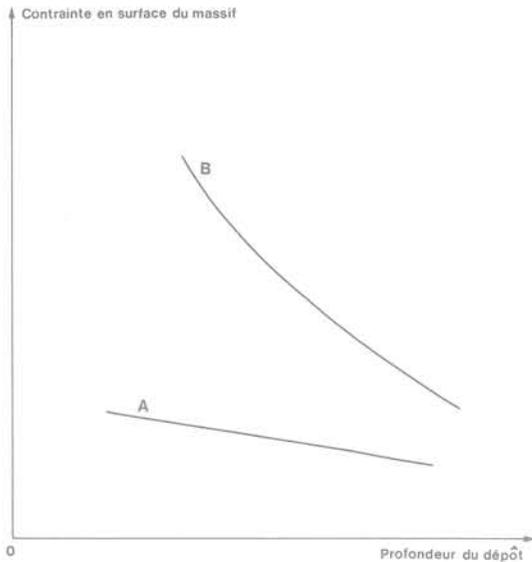


Fig. 7. — Variation des contraintes de traction en surface d'un massif de granite continu (allure qualitative).
A. Dépôt de référence (forme aplatie).
B. Dépôt sphérique (forme aplatie).
L'échauffement est supposé le même dans les deux cas.

4.1.2. Effets sur les ouvertures

Au stade de l'étude de conception de l'ouvrage, on a supposé que les galeries vides sont soumises aux contraintes thermiques maximales, ce qui ne correspond pas à la réalité, mais fournit une évaluation pessimiste, donc du côté de la sécurité. Pour ce faire, les valeurs de contraintes calculées globalement sans galeries, sont prises comme conditions aux limites pour les calculs locaux à plus petite échelle.

Connaissant les contraintes et déplacements d'ensemble préalablement déterminés, on peut effectuer ensuite un calcul de détail sur les galeries et sur les puits de dépôts (fig. 8). Pour ces derniers, on a porté attention à l'intersection galerie-puits en se limitant à la partie de galerie concernée par l'intersection; on a pu ainsi assimiler cette partie de galerie à une petite zone sphéroïdale, et traiter le problème en symétrie de révolution, alors qu'un calcul rigoureux aurait nécessité l'usage d'un maillage tridimensionnel. Avec les hypothèses adoptées, on a constaté que l'ensemble des galeries et des puits de dépôt (vides) restait dans le domaine élastique, même au moment de l'échauffement maximal; la stabilité d'un tel édifice paraît donc garantie. On a cependant noté que ces 20 °C d'échauffement ne pouvaient guère être excédés sans induire de ruptures à la paroi de ces ouvertures.

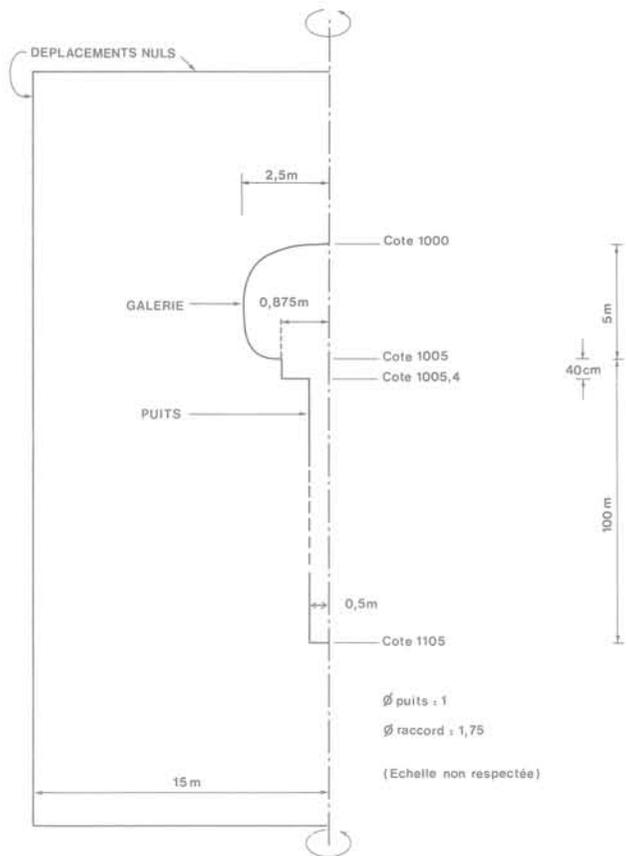


Fig. 8. — Modèle d'intersection galerie-puits de dépôt pour le calcul des contraintes locales. Dépôt dans le granite.

4.1.3. Modalité d'introduction des discontinuités

Il est connu qu'une formation granitique, même en profondeur, montre des discontinuités (fractures); il est intéressant de déterminer l'influence qu'elles pourraient avoir sur l'intensité des contraintes thermo-mécaniques. En l'absence de données spécifiques, on a utilisé une approche générique sur un massif parcouru par deux familles orthogonales de discontinuités d'épaisseurs différentes; le calcul est effectué en déformations planes. La distance entre fractures, uniforme, est notée a ; les discontinuités des familles x et y ont respectivement une épaisseur e_x et e_y (fig. 9a). On suppose que $e_x > e_y$.

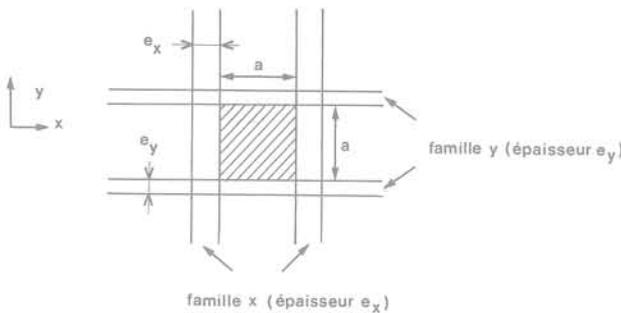


Fig. 9a. — Modèle de massif granitique fissuré.

La dilatation d'un bloc individuel aura d'abord lieu librement dans les 2 directions x et y ; il n'y a donc pas de contraintes, ceci jusqu'à ce que $\Delta y = \alpha \cdot a \cdot \Delta T = e_y$ (α = coefficient de dilatation linéaire, ΔT = échauffement); à ce moment, les blocs entrent en contact selon y , et les contraintes prennent la valeur d'équilibre (fig. 9b). La dilatation se poursuit ultérieurement jusqu'à ce qu'à son tour la discontinuité e_x soit refermée; les contraintes prennent alors leur valeur maximale. Avec les hypothèses adoptées, ce sont celles de la figure 9b. Dans la réalité, il y aura « écrasement » progressif de discontinuités non-uniformément ouvertes, et croissance progressive des contraintes, et non pas des variations brusques.

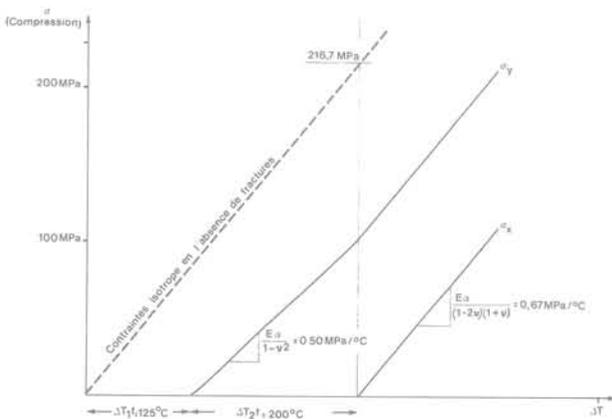


Fig. 9b. — Réponse thermomécanique du granite fissuré ci-dessus: courbe contrainte thermique-échauffement.

Néanmoins, le modèle simplifié montre que des discontinuités ouvertes pourraient notablement réduire l'amplitude des contraintes de compression dans la zone du dépôt.

Dans la couverture rocheuse, les discontinuités verticales voisines de la surface auront tendance à s'ouvrir sous l'effet du « bombement » déjà évoqué, relâchant ainsi les contraintes de traction. L'étude actuelle n'a pas introduit explicitement ces effets dans le calcul des contraintes; on peut seulement conclure que, si des discontinuités *ouvertes* étaient présentes en profondeur, l'intensité des contraintes thermomécaniques serait réduite. Il faut noter à ce propos que les reconnaissances par forages profonds dans des massifs réels montrent plutôt des discontinuités fermées ou colmatées; il se pourrait donc que le calcul en milieu continu soit le plus réaliste quant à l'aspect mécanique. Par contre, un effet pourrait être décelable sur la perméabilité de ces fissures. Ce point est évoqué plus loin.

4.2. Sel

Le calcul des répartitions de température dans le cas de référence est effectué de la même façon que pour le granite, à grande échelle d'abord, (émission thermique répartie dans la zone du dépôt), puis autour d'une « cellule » individuelle de conteneurs (fig. 10).

Ce dôme salin hypothétique est entouré de terrains avoisinants de caractéristiques thermiques distinctes. Avec les hypothèses du cas de référence, l'élévation de température est donnée sur la figure 11; on voit que l'échauffement maximal dépasse 170 °C (température du sel à 800 m: 210 °C), ceci 50 ans environ après la fermeture du dépôt. La chaleur se dissipe ensuite rapidement dans la masse du sel, vu la bonne conductivité thermique de ce matériau (5.5 w/m/°C à l'ambiante).

4.2.1. Effets mécaniques d'ensemble

Une fois connue la répartition de température, les contraintes et déformations sont calculées en tenant compte du fluage du sel. A partir d'essais de laboratoires réalisés préalablement à l'étude, un modèle de comportement du sel a été adopté, associant 5 composants (fig. 12a):

- La partie élastique (composant ①) reliant la pression hydrostatique à la variation de volume; le module d'Young part de 7 000 MPa à l'ambiante et décroît hyperboliquement avec l'élévation de température; le coefficient de Poisson, invariable, est pris égal à 0,25;
- La relation visco-élastique (composant ②) entre déviateur des contraintes et déviateur des déformations; le module de cisaillement dépend du temps selon une loi exponentielle classique, où intervient de plus une dépendance de la température sous forme de loi du type Arrhénius;
- La composante plastique instantanée (composant ③) obtenue dès que l'état de contrainte excède la frontière d'écoulement; cette dernière dépend également de la température;
- Les composantes plastique, de viscosité, et le fluage dit « stationnaire »; ce dernier s'exprime par une pro-

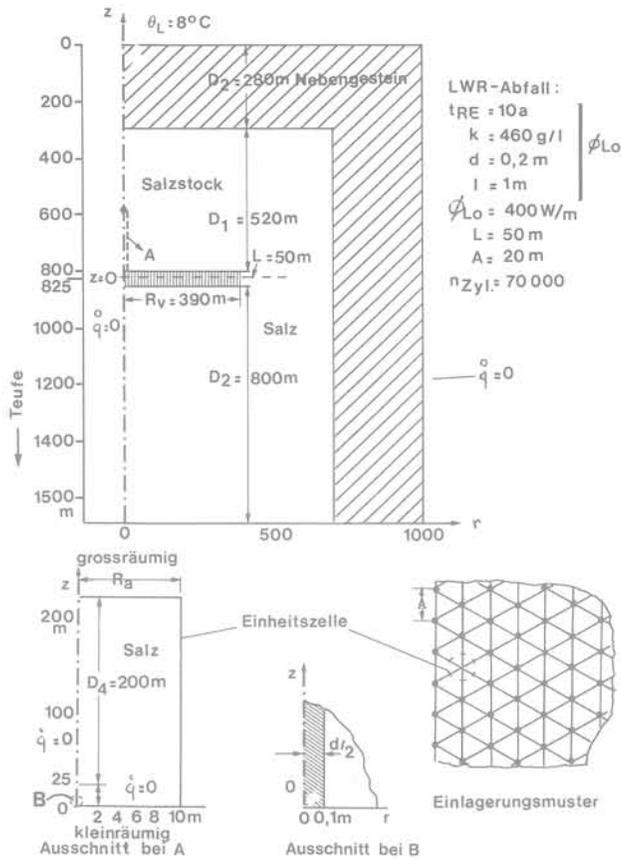


Fig. 10. — Schéma du dépôt dans le sel.
 Traduction : Nebengestein = terrain avoisinant
 Salzstock = dôme de sel
 LWR-Abfall = déchet de réacteurs à eau légère
 grossräumig = grande échelle
 kleinräumig = petite échelle
 Einheitszelle = cellule unitaire
 Ausschnitt = coupe
 Einlagerungsmuster = maille de dépôt

portionnalité entre la vitesse de fluage stationnaire et la puissance 5 de la contrainte appliquée; intervient également une dépendance de la température selon une loi d'Arrhénius (composants ④ et ⑤).

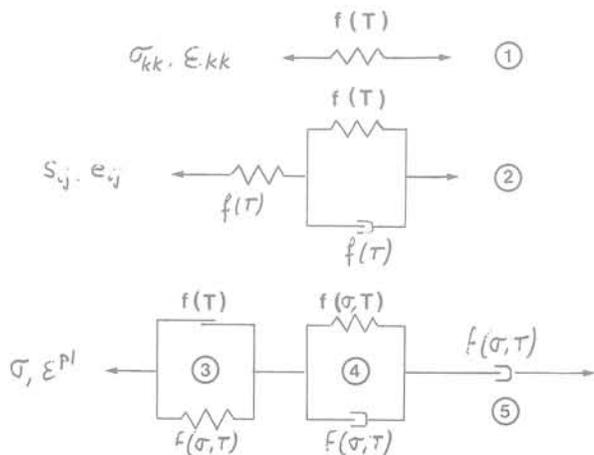


Fig. 12a. — Composants du modèle rhéologique du sel.

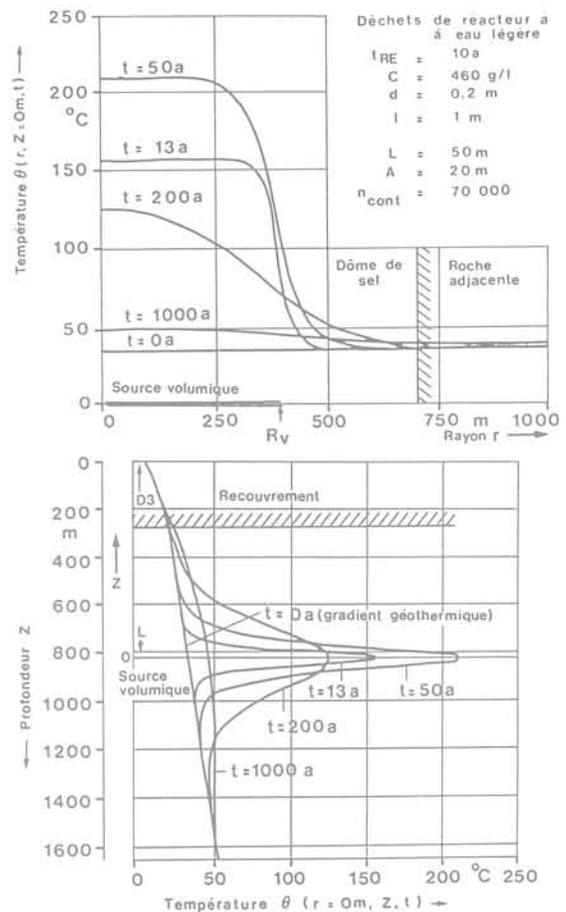


Fig. 11. — Distributions de la température dans le dépôt et dans l'ensemble de la formation à différents moments après l'évacuation des déchets.
 Evacuation dans le sel.

Le calcul aux éléments finis est appliqué à un dôme hypothétique (fig. 12b) et fournit une répartition de contraintes telle que la représente la figure 13. On constate que la contrainte totale (terrain + échauffement) ne dépasse pas 30 MPa, 11 ans après fermeture, pour un dépôt à 1 000 m de profondeur et un échauffement de 100 °C; la réduction des contraintes est bien sûr due au fluage du sel. En contrepartie, la surface du sol au-dessus du dôme se soulève notablement: de 60 à 100 cm selon les hypothèses.

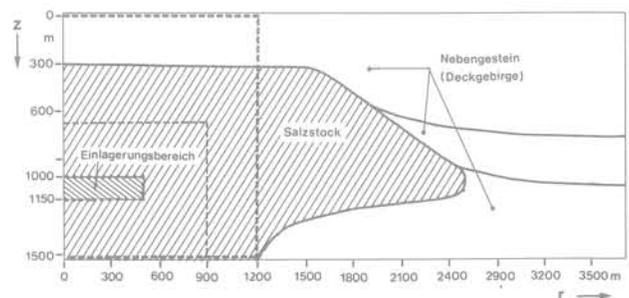


Fig. 12b. — Modèle du dôme de sel pour calculs mécaniques.

Traduction :
 Einlagerungsbereich = zone de dépôt
 Deckgebirge = recouvrement

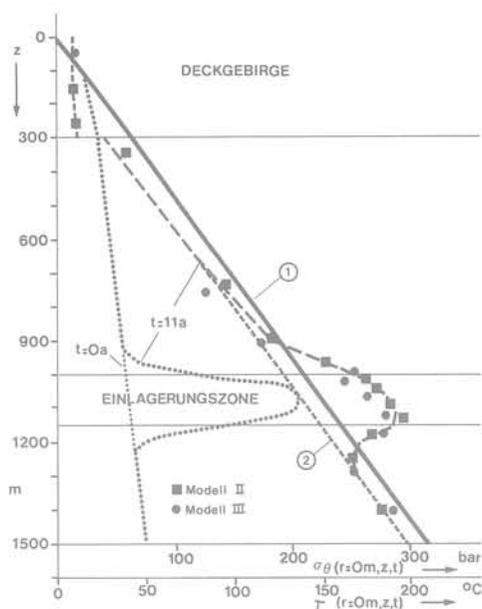


Fig. 13. — Réparation des contraintes horizontales dans le sel :

contrainte horizontale initiale-hypothèse hydrostatique 1 —
 contrainte horizontale initiale-hypothèse lithostatique vraisemblable 2
 contrainte totale thermomécanique (après 11 ans) ---
 température T

4.2.2. Effets locaux

Les calculs se sont bornés à évaluer la pression maximale que le sel chauffé exercerait sur un conteneur de déchets indéformable (les galeries, etc., étant supposées rebouchées). Le même modèle rhéologique a conduit à la conclusion que la pression maximale exercée sur un conteneur ne devrait pas excéder 35 MPa, dans les conditions du cas de référence.

4.3. Argile

A la différence des deux milieux ci-dessus, le comportement thermomécanique de l'argile est étroitement lié à sa teneur en eau et à ses variations. Il est connu qu'un échantillon d'argile non confiné se déshydrate, donc se contracte et voit sa conductivité thermique baisser sous l'influence d'un chauffage même modéré. Il apparaît cependant discutable d'adopter ce phénomène pour décrire le comportement de l'argile en place ; en effet, sauf au voisinage immédiat des galeries et puits, il est improbable que l'argile puisse se déshydrater notablement. La répartition des températures a donc été calculée en supposant les galeries rebouchées et une conductivité thermique invariable. Chaque source chaude est entourée d'une « cellule » d'argile, ce qui permet d'obtenir le champ de température local et général. On obtient, avec les hypothèses de référence, un échauffement près des sources de 80 °C, et, environ 50 ans après fermeture, une élévation maximale de 12 °C dans l'ensemble de la

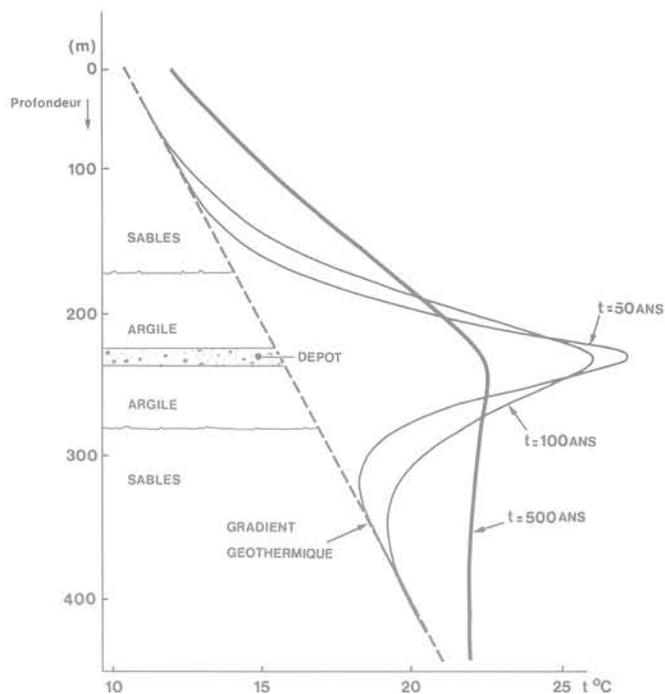


Fig. 14. — Distribution de la température dans le dépôt et dans l'ensemble de la formation à différents moments après l'évacuation des déchets. Evacuation dans l'Argile de Boom plastique.

zone du dépôt. A la limite entre l'argile et les aquifères, l'élévation de température atteint 5 °C après 160 ans environ (fig. 14).

4.3.1. Effet d'ensemble

L'étude n'a abordé le problème que de façon qualitative, en explicitant les mécanismes les plus probables, faute de données expérimentales suffisantes. Vu la teneur en eau élevée du matériau (40 % en volume) et la différence entre les coefficients d'expansion du squelette et de l'eau (respectivement $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ et $3,8 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), c'est la dilatation de l'eau interstitielle qui gouvernera le comportement de l'argile. La pression interstitielle obtenue dépendra entre autres de la perméabilité de l'argile et aussi des possibilités de drainage. Il semblerait, d'après des recherches analogues effectuées sur des sédiments marins, que l'augmentation maximale de pression interstitielle dans l'argile soit relativement faible, pour autant que l'élévation de température reste, elle aussi, faible [4].

4.3.2. Effets locaux

Les galeries et puits de dépôts étant revêtus respectivement de voussiers en fonte et de tubes d'acier, le problème de la tenue des ouvertures sous l'effet de l'échauffement est mineur dans ce cas particulier. Le revêtement est en effet largement calculé pour rester stable lorsque les galeries sont vides (phases de construction et d'exploitation) ; de plus, le maximum de l'échauffement aura lieu à une époque où les ouvertures seront remblayées.

5. EFFETS INDUITS SUR L'ÉCOULEMENT DES FLUIDES

L'échauffement de la formation rocheuse concerne également l'eau contenue dans les discontinuités ou pores de la matrice. Cette eau voit sa masse volumique diminuer, ainsi que sa viscosité dans la zone du dépôt. Sous certaines conditions, des courants de convection peuvent prendre naissance. Bien entendu, les phénomènes sont différents dans le cas du sel, où il n'existe pas de circulation de fluides à proprement parler.

Dans ce qui suit et en ce qui concerne le granite et l'argile, on ne s'intéresse qu'aux mouvements de fluides induits; il n'est pas tenu compte d'une circulation régionale ou locale préexistante.

5.1. Cas du granite

On a vu précédemment que l'ouverture des discontinuités peut varier dans le granite chauffé, en fonction de la distance à la source chaude et du temps. Néanmoins, vu la difficulté de quantifier ce phénomène, on a procédé, dans un premier temps, à des calculs d'écoulements en supposant la perméabilité de la roche invariable. On donnera, pour finir, quelques aperçus sur la façon dont la variation de perméabilité pourrait être incorporée, et quelle serait son influence.

5.1.1. Calcul en milieu « poreux équivalent »

On suppose le massif doté d'une certaine perméabilité, K , prise paramétrique entre 10^{-8} et 10^{-10} m/s, et constante dans chaque calcul.

Le champ de températures présenté plus haut est à l'origine de la dilatation de l'eau; cette différence de densité est la force motrice qui engendre des circulations convectives. La surface du sol est prise comme condition aux limites de potentiel constant. En conséquence, des particules d'eau se trouvant initialement dans la zone du dépôt, à 1 000 m de profondeur, finissent par arriver à la surface du sol. Le calcul fournit un temps moyen de parcours, selon la plus courte distance, de 1 000 ans en moyenne (entre quelques centaines et quelques milliers d'années selon la valeur de K). L'allure générale des trajectoires des particules est donnée par la figure 15. On note que « l'effet de bout » se traduit par des « tourbillons » rallongeant considérablement le trajet de certaines particules.

5.1.2. Calcul dans les fractures individualisées

On suppose cette fois que le massif comporte une série de fissures verticales « infinies », espacées de 50 m, d'épaisseur 1 mm. La formation de courants de convection n'a lieu cette fois que dans l'eau de ces fissures, supposées planes et d'épaisseur invariable au cours du temps. On constate que les temps de parcours des particules, avec le même échauffement que précédemment, sont de l'ordre de quelques centaines d'années; l'allure générale des circulations est, en gros, analogue au cas « poreux équivalent », mais le résultat est peut-être plus réaliste (fig. 16).

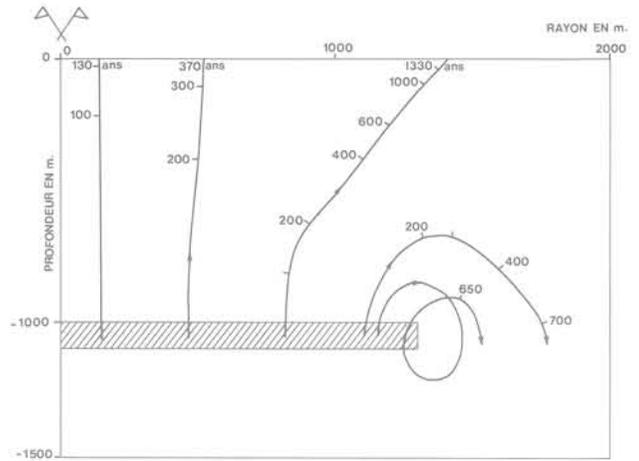


Fig. 15. — Trajectoires de quelques particules libérées dans le plan médian du dépôt à $tL = 1000$ ans. ($k = 10^{-8}$ m/s)

N.B. : Les trajectoires sont graduées en années correspondant au temps de transfert des particules d'eau.

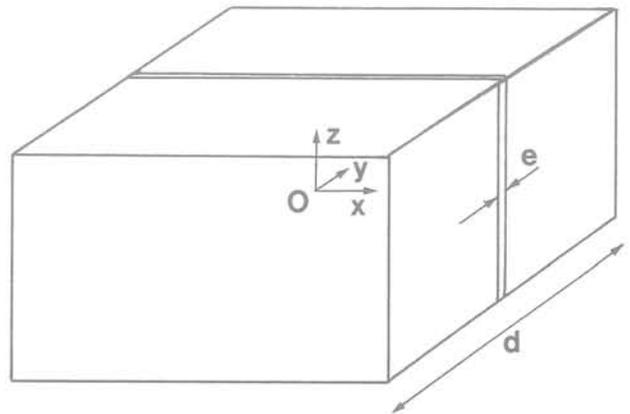


Fig. 16a. — Géométrie du système de fracture.

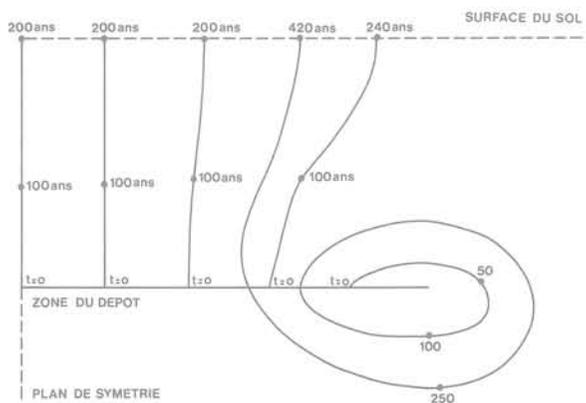


Fig. 16b. — Trajectoires des 6 particules dans le plan de la fracture. Leur position est indiquée aux dates 50, 100, 200, 240, 250 et 420 ans après leur libération à $t = 0$.

Perméabilité équivalente $k_e = 10^{-14}$ m²

5.1.3. Prise en compte de variation d'ouverture des discontinuités

Cet aspect n'a pas été introduit dans les calculs; l'étude a cependant fourni des indications sur la façon dont les résultats ci-dessus pourraient être influencés.

Au laboratoire, on a étudié la variation de transmissivité (perméabilité \times épaisseur) d'une fissure intersectant une éprouvette de longueur invariable, lorsqu'on fait varier la température [5]. On a ainsi établi que cette transmissivité décroît exponentiellement avec l'échauffement relatif.

Ce résultat est intéressant mais difficilement transposable tel quel à un massif réel.

C'est pourquoi on a également approché le problème par un modèle théorique simplifié, dans lequel le massif est supposé parcouru de discontinuités également espacées (espacement b) et d'ouverture uniforme e . On admet que b est invariable lors de l'échauffement (fig. 17). La perméabilité équivalente du massif est alors:

$$k(T) = \frac{g}{12\nu(T)} \cdot \frac{e^3(T)}{b}$$

avec: g = accélération de la pesanteur;
 ν = viscosité cinématique de l'eau;
 T = température.

On peut d'autre part écrire que:

$$e(T) = e_0 - \alpha(T - T_0)b$$

avec: e_0 = ouverture initiale à T_0 ;
 α = coefficient de dilatation du granite

$$\text{ainsi: } k(T) = \frac{g}{12\nu(T)} \cdot \frac{e_0^3}{b} \left[1 - \frac{\alpha b}{e_0} (T - T_0) \right]^3$$

Il apparaît donc que le comportement du massif, au moins soumis à des compressions, est à relier à sa densité de fracturation. Si la roche est notablement fracturée ($\frac{\alpha b}{e_0}$ petit), la perméabilité globale peut augmenter si la viscosité diminue, ce qui est le cas, par

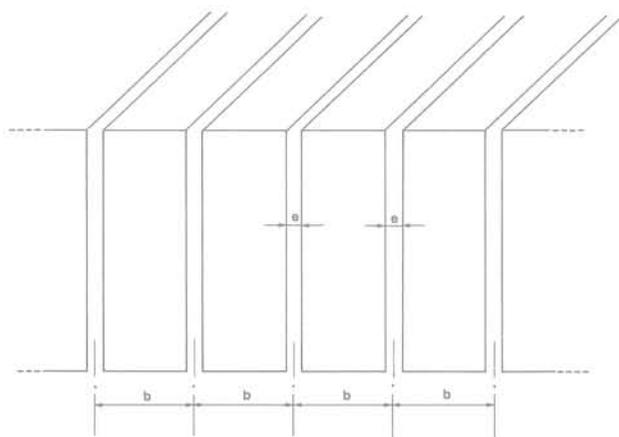


Fig. 17. — Assemblage de blocs réguliers :
 — fissures d'épaisseur e
 — d'espacement b

exemple, pour un échauffement de 30 à 50 °C; si $\frac{\alpha b}{e_0}$ est grand (b grand), la perméabilité diminuera de façon importante.

Enfin, d'autres phénomènes non mécaniques, tels que dissolution et reprécipitation de silice, peuvent contribuer à des variations locales de perméabilité. Ils n'ont pas été considérés dans le cadre de cette étude.

5.2. Sel

Le sel ne montre pas de circulations de fluides au sens strict. Cependant, des inclusions de saumures ou gaz y sont présentes en quantité variable selon les sites. Ces dernières peuvent être mises en mouvement par un gradient thermique et migrer vers les conteneurs chauds. On a estimé qu'avec les hypothèses retenues, une zone de 1 m de rayon concentrique aux forages de dépôt serait affectée et, qu'au maximum, 3 litres de saumure (par mètre linéaire de forage) pourraient atteindre les conteneurs. Cette saumure resterait au contact des sources chaudes, vu l'imperméabilité du sel. Seul, le cas d'inclusions de liquide, obéissant au processus ci-dessus, a été considéré en détail.

5.3. Argile

Une série de calculs préliminaires ont été effectués sur la configuration de référence, supposant établi un régime de convection dans la couche. Avec les hypothèses retenues, le temps de parcours d'une molécule d'eau du dépôt vers les aquifères supérieurs serait de plusieurs dizaines de milliers d'années.

6. APERÇU SUR LES AUTRES EFFETS

Les conteneurs de déchets, et les matériaux de remplissage qui les entourent, sont soumis à une élévation de température supérieure à celle qui affecte la roche-hôte.

6.1. Matériaux de remplissage

Il est essentiel que les matériaux de remplissage (à base d'argile gonflante pour les dépôts en granite et en argile) conservent leur imperméabilité et leur continuité pour retarder le plus possible la mise en contact des déchets avec les eaux souterraines, lorsqu'elles circulent. On a montré que les matériaux argileux gardent leurs propriétés tant que leur température n'excède pas 200-300 °C. Il n'y a, bien sûr, pas de limite particulière pour le remplissage de sel broyé prévu pour le colmatage du dépôt dans le sel.

6.2. Enveloppes métalliques

L'eau souterraine du granite ou de l'argile est susceptible de corroder les emballages métalliques des déchets, une fois qu'elle a traversé le matériau de remplissage; il en est de même pour la saumure des inclusions qui auront migré vers les conteneurs à travers le sel. L'élévation de température accélère les vitesses de corrosion des matériaux envisageables pour

l'emballage des conteneurs (cuivre, plomb, aciers, alliages de titane, etc.); à cette influence s'ajoute celle du rayonnement gamma. Les études disponibles montrent que les taux de corrosion augmenteraient rapidement au-delà de 200-300 °C, il n'est cependant pas encore possible de fixer des limites spécifiques.

6.3. Verre borosilicaté

Si le débit d'eau souterraine ou de saumure est suffisant, la lixiviation du verre borosilicaté peut s'initier. Au préalable, on s'efforce de minimiser la fracturation du verre en réduisant les contraintes thermiques qui peuvent y prendre naissance suite au gradient de température entre le centre du cylindre de verre et sa paroi. La fracturation ne se produirait pas pour des températures inférieures à 450 °C au centre du verre; la prise en compte de l'initiation et de la propagation lente des fractures dans le verre pourrait conduire à recommander une température limite de 200 °C. Enfin, les études montrent que le taux de lixiviation du verre et des radionucléides augmente systématiquement avec la température pour les trois milieux lixivants considérés: eau granitique, saumure et eau argileuse.

6.4. Migration des radionucléides

Dans le granite et l'argile, l'eau souterraine mise en mouvement par les courants de convection thermique, décrits précédemment, va transporter des radioéléments relâchés après lixiviation du verre. C'est alors que la barrière «géologique» va jouer son rôle: le granite (et surtout les produits d'altération présents dans les fissures conductrices d'eau) et l'argile possèdent d'efficaces propriétés de rétention vis-à-vis des radionucléides.

C'est ainsi que, dans les deux cas de référence considérés, le temps de retour à la surface pour des radioéléments non spécifiques serait au minimum de plusieurs centaines de milliers d'années. L'influence de la température sur cette rétention des radioéléments est difficilement quantifiable; de plus, à la date où aura lieu cette migration, la température de la roche-hôte et des formations environnantes sera pratiquement revenue à sa valeur initiale.

Dans le sel, compte tenu de l'absence de mouvements de fluides, les radioéléments peuvent migrer par diffusion dans le sel ou dans ses vides; les distances parcourues sont très faibles (quelques mètres en plusieurs centaines de milliers d'années); l'influence de la température sur ces processus demande à être mieux connue.

7. ÉVALUATION DE LA CHARGE THERMIQUE ADMISSIBLE

7.1. Définition

Sur la base de l'aperçu des effets de la chaleur, donné précédemment, on peut dire que tous ces effets sont liés (a) à l'amplitude et (b) à la durée de l'augmentation de température provoquée par les déchets.

Comme la plupart des effets sont directement fonction de l'augmentation maximale de température, cette dernière devient l'un des paramètres-clé dont il faut évaluer les conséquences.

Des calculs simples montrent — et les modèles sur ordinateur de calculs thermiques précédemment décrits confirment — que cette augmentation maximale de température dans la roche-hôte est fonction des caractéristiques des sources (âge, diamètre, concentration des produits de fission, longueur, espacement, par exemple) et des propriétés thermiques de la roche-hôte.

C'est pourquoi l'augmentation de température et, partant, les effets de la chaleur, peuvent être caractérisés par une combinaison judicieuse des caractéristiques de la source (énergie thermique émise) et du volume de roche dans lequel se produit cette émission; le terme «charge thermique» de la formation rocheuse peut servir à décrire ce concept.

7.2. Procédure d'établissement de la charge thermique admissible

En premier lieu, il faut s'efforcer de fixer les *limites de température* au-delà desquelles les effets dus à la chaleur ne sont plus admissibles. A cette fin, des critères «à court terme» (d'exploitation) et «à long terme» (de sûreté) doivent être considérés pour chaque roche-hôte et chaque concept d'évacuation.

Une fois que ces limites sont connues, les études conceptuelles des dépôts doivent être faites d'une manière *paramétrique*, pour que l'on puisse sélectionner le ou les paramètres et dispositions qui sont conformes aux limites de température fixées.

D'éventuelles rétroactions peuvent s'imposer pour la réalisation de cet objectif car il ne faut pas oublier que l'analyse de systèmes aussi complexes exige souvent un procédé par itération.

7.3. Limites de température établies sur la base des travaux effectués

Chaque composant des systèmes d'évacuation a été examiné dans le cadre de l'étude [1], et les limites obtenues sont regroupées dans les paragraphes qui suivent.

La température du verre doit rester inférieure à 450 °C après vitrification pour éviter toute fissuration due aux contraintes thermiques, et une lixiviation trop rapide après dégradation de l'enveloppe. On a tendance actuellement à rester à tout moment en-dessous de 200-250 °C. Etant donné la complexité du processus de lixiviation, aucune limite de température n'a encore été fixée pour l'altération hydrothermique.

Pour la plupart des enveloppes métalliques considérées, les taux de corrosion augmentent rapidement au-delà de 200-300 °C dans chacune des roches-hôtes. Il est jugé souhaitable de ne pas dépasser ces valeurs, bien qu'aucune valeur spécifique ne soit disponible.

Les matériaux argileux sont envisagés comme matériaux-tampon et de remblayage. Il faut tenir compte des possibilités de changements minéralogiques et des modifications de propriétés physiques au-delà de 250-300 °C.

La présente étude conclut que, par sécurité, il est souhaitable de fixer à la température maximale une limite supérieure de 200 °C.

La même limite peut s'appliquer au remblayage de sel.

En ce qui concerne la formation géologique, les critères sont très différents selon chaque type de roche :

Granite : Bien qu'aucun site ne soit spécifié, l'augmentation globale de la température doit être maintenue à un niveau modéré pour éviter a) la fracturation de la roche et b) des courants de convection trop prononcés dans les fissures remplies d'eau.

Dans ce sens, une limite de 100 °C au voisinage des conteneurs peut être considérée comme souhaitable.

Sel : Le danger de rupture de la roche et de mouvement des fluides étant pratiquement négligeable dans la couche de halite, les critères spécifiques doivent être rapportés aux aspects typiques de la formation du Na₂ du Zechstein. Une limite de 135 °C est ainsi fixée à 40 m des zones de stockage, pour exclure tout impact significatif sur la couche de camallite voisine de la zone du dépôt.

Il faut également rester attentif au soulèvement des formations sus-jacentes qui pourraient fracturer la roche de couverture («cap-rock») et les formations adjacentes; la dissolution du sel par les eaux environnantes ne serait pas exclue dans ce cas. Pour l'éviter, il est conseillé de ne pas dépasser 200 °C dans la couche de halite.

Argile : Les effets à grande échelle et à long terme de chaleur sur l'argile de Boom n'ont pas encore été évalués intégralement, mais on pense qu'ils seront négligeables pourvu que certaines limites de température soient respectées.

C'est pourquoi, les critères thermiques simples ci-après ont été retenus pour la fixation de limites de température dans l'étude d'évacuation faite sur le site de Mol :

- éviter tout séchage de l'argile à proximité des sources de chaleur pour empêcher que des phénomènes d'instabilité des structures souterraines ne se manifestent. La limite actuelle de 100 °C pour la température totale à 1 m des conteneurs est acceptable;
- limiter l'influence sur les aquifères situés au-dessus grâce à une augmentation maximale de la température de 5 °C à la limite entre l'argile et le sable (≈ 50 m au-dessus du dépôt);
- limiter l'augmentation de la température à la surface (≈ 225 m au-dessus du dépôt) à un niveau négligeable. Moins de 0,5 °C sont considérés comme acceptables.

Dans ces limites et compte tenu de la faible surcharge (< 50 bars) ainsi que d'une période d'échauffement

relativement courte (quelques siècles), on ne s'attend pas à des effets à long terme, tels que changements de la minéralogie de l'argile.

7.4. Méthodes pour respecter les limites de température

Les limites ci-dessus sont combinées d'une manière légèrement différente et regroupées sous deux grandes rubriques.

7.4.1. Les sources de chaleur et leur environnement immédiat

La distribution de la température dans les sources de chaleur et aux alentours est essentiellement fonction :

- de l'émission thermique de la source (en Watt), suivant l'âge et la concentration des déchets;
- de la conductibilité thermique du matériau tampon et de la roche-hôte;
- du rayon des puits de dépôt (dans le cas du granite);
- de la présence ou de l'absence d'un suremballage métallique (non envisagé dans le cas du sel).

On peut maintenir ces valeurs au niveau voulu principalement en réduisant l'émission de chaleur par :

- la sélection de conteneurs de petit diamètre ou la réduction de la concentration des déchets (paramètres technologiques);
- la sélection d'une longue période de refroidissement entre la phase de la préparation des déchets et celle de leur évacuation.

La première possibilité est retenue dans le cas de la conception allemande du dépôt: une température élevée étant admissible, l'émission thermique spécifique au moment de l'évacuation est élevé (12 000 W/m³ de verre), ce qui correspond à 10 ans de refroidissement seulement. Par contre, le diamètre des conteneurs est réduit (20 cm dans le cas de référence); l'émission thermique qui en résulte au moment de l'évacuation n'est que de 400 W/m linéaire.

Pour les systèmes d'évacuation granitique et argileux, la taille des conteneurs est comparable (diamètre de 30-35 cm). Comme les conductibilités thermiques des roches-hôtes sont très différentes, l'émission thermique initiale (donc les périodes de refroidissement nécessaires) le sont également pour le granite et l'argile. Les conceptions de référence présentées ci-dessus peuvent être considérées comme admissibles :

pour le granite: émission thermique initiale = 6 000 W/m³ de verre (900 W/conteneur), après une période de refroidissement de 30 ans.

pour l'argile: émission thermique initiale = 3 900 W/m³ de verre (435 W/conteneur), période de refroidissement = une soixantaine d'années.

7.4.2. Zone de dépôt et environnement géologique

Il faut faire ici une distinction très nette entre a) les milieux dans lesquels les nucléides peuvent être transportés par l'eau s'écoulant sous l'influence de la

chaleur et b) les milieux dans lesquels le transfert des fluides joue un rôle limité.

— Granite

Ce type de roche relève de toute évidence de la catégorie a) ci-dessus et peut être qualifié de « milieu humide à eau mobile » en ce qui concerne l'eau des fractures. L'étude permet d'affirmer que :

- le fait d'éviter les problèmes de stabilité dans les galeries et les forages de dépôt pendant la phase opérationnelle limite l'augmentation de la température à 20 °C environ, ainsi que le montrent les calculs géomécaniques faits pour le cas de référence. Il limite aussi la possibilité de fracturation de la roche de couverture sous l'influence des efforts de traction thermiques à la surface ;

- compte tenu des effets sur le rythme d'écoulement de l'eau vers la surface, on peut dire que l'augmentation de température est également admissible, bien que des valeurs plus faibles soient de nature à réduire les effets.

En conséquence, la « densité de puissance » ou « densité d'empilement » du cas de référence peut être considérée comme admissible. On y parvient en entourant chaque source de chaleur d'un grand volume de granite (hauteur : 20 m, diamètre : 30 m). Cela correspond à 15 m³ de roche par Watt initialement déposé (quelque 14 000 m³ de roche par conteneur déposé).

- Les calculs thermiques montrent qu'un dépôt plat et large favorise la dissipation de la chaleur hors de la zone d'évacuation ; en outre, les temps de parcours des courants de convection sont plus longs dans le cas d'un dépôt « plat » que dans celui d'un dépôt « compact », les augmentations de température étant prises identiques dans les deux cas, comme le montrent des études de même nature.

Il semblerait donc que l'arrangement spatial des « cellules » individuelles précitées joue un rôle important dans les effets thermiquement induits et que ces derniers puissent être minimisés si l'on donne au dépôt une géométrie plane plutôt que cubique.

Une fois de plus, le cas de référence peut être considéré comme admissible, cette condition se trouvant remplie.

A partir des dimensions globales, on peut estimer que la « densité de puissance surfacique » (ou son inverse) est de 6,6 W/m², ou 150 m² par kW initialement déposé.

- Des considérations supplémentaires résultent de l'influence sur l'écoulement d'eau. L'étude montre que la réduction de la profondeur du dépôt à 500 m (au lieu de 1 000 m) diviserait le temps de remontée de l'eau par un facteur supérieur à 2 et multiplierait les efforts de traction dans la couverture par un facteur 4 à 5. Des profondeurs plus grandes sont donc préférables. Par contre, la difficulté des opérations de creusement augmente avec la profondeur. L'étude conclut que la profondeur la plus appropriée (d'un point de vue purement technique) serait plus proche de 1 000 que de 500 m pour le dépôt dans le granite.

— Sel

L'absence d'effets adverses dans ce milieu sec (catégorie b) ci-dessus) rend admissible une température et partant, une densité de puissance élevées. L'étude montre que les sources de chaleur peuvent être disposées à proximité les unes des autres pour créer un champ thermique homogène ; les calculs du cas de référence conduisent à des densités de puissance admissibles (charge thermique) de 0,5 à 1 W/m³ de sel ou 1 à 2 m³ de sel par Watt déposé.

Les considérations ci-dessus valent aussi pour les conditions surfaciques et les valeurs de 50 à 300 W/m² peuvent être considérées comme admissibles.

— Argile de Boom

Les calculs thermiques faits dans le cadre de cette étude spécifique montrent que l'augmentation de la température à la limite supérieure de l'argile (à 50 m du dépôt) est le paramètre restrictif. Étant donné l'espace limité disponible, le dépôt est du type « aplati » et la charge thermique peut être adéquatement décrite par une densité de puissance surfacique. La considération qui précède amène à la limiter à 2,5 W/m² ou 25 kW/ha, soit une surface nécessaire de 400 m² par kW initialement déposé.

Cette valeur peut être considérée comme admissible en ce qui concerne les courants de convection thermiquement induits dans l'argile, étant donné qu'il a été démontré que l'influence de ces courants sur la migration des radionucléides est assez faible.

7.5. Résumé

Le tableau II ci-après résume les principaux chiffres permettant de caractériser la charge thermique admissible, telle qu'elle résulte des études envisagées ici.

7.6. Observations

Tous les chiffres relatifs à la charge thermique admissible n'ont qu'une valeur indicative et sont, en outre :

- spécifiques du site dans le cas de l'argile de Boom à Mol ;
- spécifiques de la formation dans le cas du sel Na₂ du Zechstein ;
- « génériques » dans le cas du granite, c'est-à-dire qu'ils doivent être précisés cas par cas.

On vient de voir que les conceptions en matière de dépôts envisagées dans cette étude peuvent être considérées comme admissibles, bien que toutes fassent intervenir un volume de roche considérable pour héberger la quantité de déchets hautement radioactifs dont il est question.

Il faut se rappeler néanmoins que l'étude porte sur des critères thermiques uniquement et que les résultats ne permettent de comparer les formations hôtes que dans cette optique.

En particulier, certains problèmes très importants, tels que la stabilité des anticlinaux salins (diapirisme), la

Tableau II : Charge thermique admissible - Résumé des principaux chiffres
(valeurs indicatives uniquement)

	Granite	Sel Na ₂	Argile de Boom
<i>Paramètres des conteneurs :</i>			
Diamètre (cm)	35	20	30
Hauteur (cm)	150	100	150
Volume (l)	150	30	100
<i>Emission thermique des déchets au moment de l'évacuation</i>			
en Watt/conteneur	935	400	435
en Watt/m ³ de verre	6 000	12 000	3 900
<i>Cellule rocheuse élémentaire</i> (m ³ de roche/kW initialement déposé)	15 000	1 000 - 2 000	sans intérêt (dépôt plat)
<i>Surface spécifique du dépôt</i> (m ² /kW initialement déposé)	150	3 - 20	400
<i>Temps de refroidissement des conteneurs avant évacuation</i> (années)	30	10	60

solubilité du sel dans l'eau, le potentiel de fracturation de l'argile, etc., n'ont pas été pris en considération.

Enfin, une étude de sûreté complète doit encore être faite pour chacune des conceptions et chaque type de roche-hôte.

8. CONCLUSION

La propagation de la chaleur et certains de ses effets sont prévisibles en l'état actuel des connaissances et ce, avec un degré de fiabilité satisfaisant. En particulier, le présent article a montré comment cet aspect «température» peut être pris en compte pour la conception correcte d'un dépôt souterrain profond.

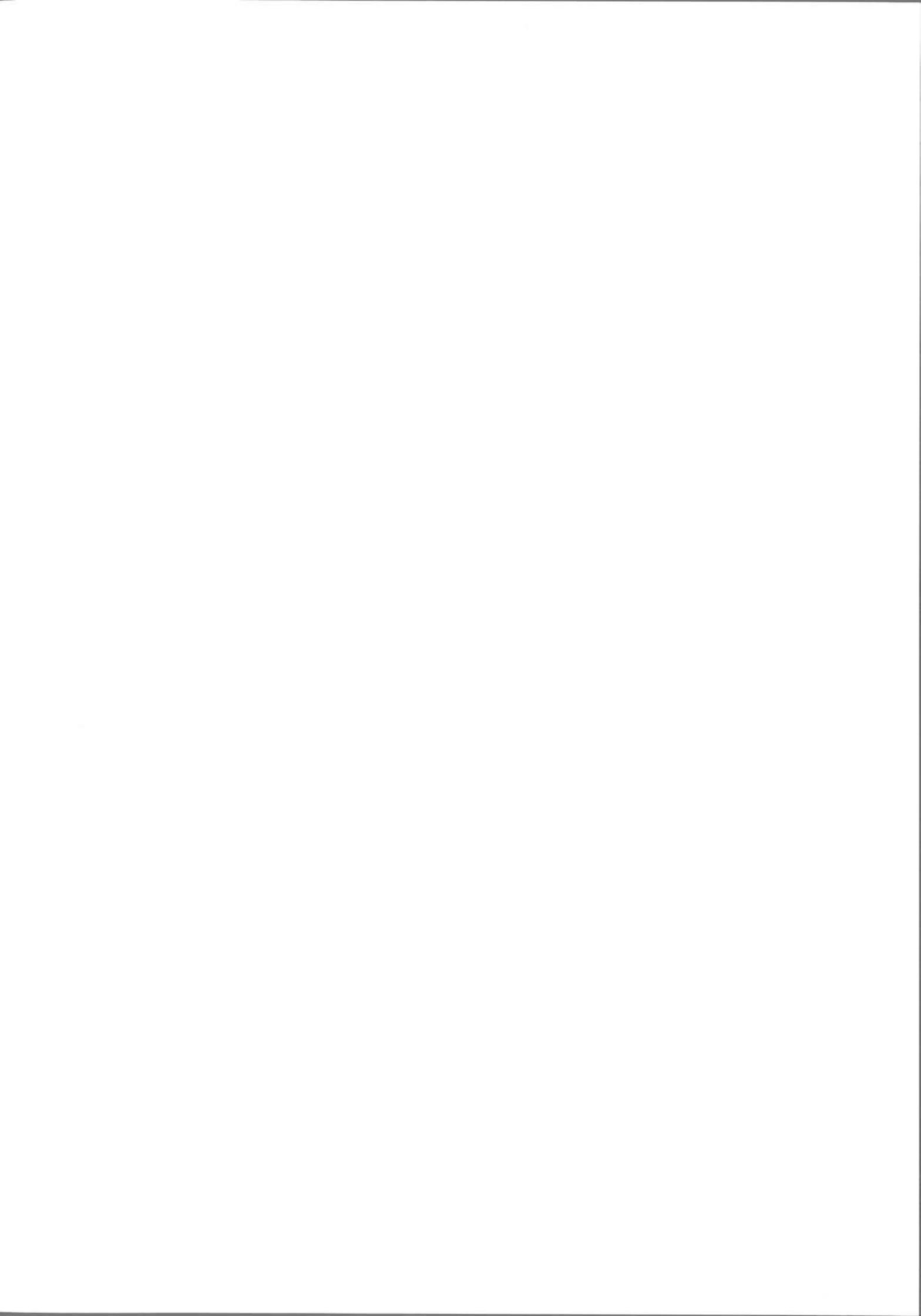
La charge thermique est déterminée par l'émission thermique et la densité de puissance et peut être maintenue dans certaines limites grâce au changement des paramètres du dépôt et de l'émission thermique des déchets, afin de laisser une marge de sécurité suffisante par rapport aux limites critiques. La fixation de limites de température justifiées présuppose une parfaite connaissance de tous les processus en jeu et des effets de l'émission de chaleur par les déchets radioactifs de haute activité.

Plusieurs questions restées en suspens à propos des déchets de haute activité ont reçu une réponse. Le gros du travail restant à faire consiste en expériences en place pour parvenir à une modélisation thermique, mécanique, hydrogéologique et géochimique adéquate. Des recherches plus poussées et notamment l'élaboration d'analyses de sûreté en fonction des diverses options peuvent conduire à un réajustement des niveaux de température admissibles. Ces travaux permettront de réduire la marge d'incertitude qui subsiste encore, mais les conclusions générales formulées ici ne s'en trouveront sans doute pas affectées profondément.

RÉFÉRENCES

- « Charge thermique admissible en formations géologiques. Conséquences sur les méthodes d'évacuation des déchets radioactifs », 4 volumes (Synthèse - Granite - Argile - Sel) Rapport C.C.E. n° E.U.R. 8179, Luxembourg, 1983.
Etude réalisée sous contrats avec la Commission des Communautés Européennes par :
— Le Centre d'Etude de l'Energie Nucléaire (C.E.N./S.C.K.), Mol, Belgique, et l'Institute of Geological Sciences (I.G.S.), Royaume-Uni, pour la synthèse ;
— Le Commissariat à l'Energie Atomique (C.E.A.-I.S.P.N.-C.S.D.R et C.E.A.-D.E.M.T.), le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.), Orléans, l'Ecole des Mines de Paris, la société Géostock, Paris, et la Société Générale pour les Techniques Nouvelles (S.G.N.), Saint-Quentin-en-Yvelines pour la partie « granite » ;
— Le Centre d'Etude de l'Energie Nucléaire (C.E.N./S.C.K.) et la société Tractionel, Bruxelles pour la partie « argile » ;
— La Gesellschaft für Stahlen-und Umweltforschung (G.S.F.), Braunschweig, R.F.A., l'Institut für Metallphysik de l'Université de Göttingen, R.F.A, la Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (R.W.T.H.), Aix-la-Chapelle, et le Hahn-Meitner Insitut (H.M.I.), R.F.A., pour la partie « sel ».
- « Etude de conception générale d'une installation d'évacuation de déchets radioactifs en formation granitique », 2 volumes (texte, figures et plans). Rapport C.C.E. n° E.U.R. 7620, Luxembourg, 1982.
Etude réalisée sous contrat avec la Commission des Communautés Européennes par la société Geostock, Paris, et la Société Générale pour les Techniques Nouvelles (S.G.N.), Saint-Quentin-en-Yvelines.
- Centre d'Etude de l'Energie Nucléaire (C.E.N./S.C.K.), Mol, Belgique — « Programme de R & D

- relatif au rejet de déchets radioactifs en formations géologiques profondes. Etude d'une formation argileuse en Belgique*». Rapport C.C.E. n° E.U.R. 7650, Luxembourg, 1982.
4. RAE, J.; ROBINSON, P.C.; WICKENS, L.M. — «*Coupled heat and groundwater flow in porous rocks*». Theoretical Physics Division, A.E.R.E. Harwell, U.K. Report T.P. 944, June 1982.
5. COUDRAIN, A.; HOSANSKI, J.M.; LEDOUX, E.; VOUILLE, G. — «*Etude des incidences du dégagement thermique en milieu fissuré suite à l'enfouissement de déchets nucléaires*». Ecole des Mines de Paris, Centre de Recherches de Fontainebleau (F). Rapport C.C.E. n° E.U.R. 8186, Luxembourg, 1982.



contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques application de la Soufrière

G. AYMERIC - M. PERRIER

Elèves de 3^e année à l'Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers (E.N.S.A.M., Paris)

C. PHILIPPE

Professeur à l'E.N.S.A.M., Paris

J.P. POZZI

Maître de recherches au C.N.R.S., Paris

1. INTRODUCTION

Le caractère de cataclysme des éruptions volcaniques a été rappelé le 18 mai 1980 avec l'activité du Mont Saint-Helens dans la chaîne des Cascades aux Etats-Unis. Des roches dans un champ magnétique faible subissent une variation d'aimantation sous l'action d'un état de contraintes. Nous pouvons penser que la mesure de cette variation d'aimantation au niveau du sol, dans le cas d'éruption volcanique qui s'étend sur une faible durée de temps, caractériserait l'apparition des phénomènes donc permettrait une prévision du risque.

L'instabilité de la chambre magmatique provient de différents facteurs :

— le refroidissement naturel qui provoque la diminution de la solubilité des gaz et un accroissement de pression,

— l'instabilité par variation de pression totale, il y a décompression à l'apparition de fissures,

— l'instabilité par injection de magma dense qui provoque un déséquilibre et un apport d'énergie important,

— l'instabilité par injection de magma dans une chambre riche en gaz, il y a réalimentation en magma et une suppression due aux gaz qui se dégagent sous l'action de la température. La Soufrière appartient à ce dernier type.

Dans tous les cas, le résultat est une augmentation de la pression dans la chambre magmatique qui entraîne une augmentation des contraintes dans le volcan. Ce sera la première partie de nos calculs. Ensuite, compte tenu de la relation expérimentale variation de contrainte-variation de magnétisme, nous calculons la variation de magnétisme et établissons dans la zone du volcan la modification de la distribution du champ magnétique. La mesure de ces modifications réalisée in situ permet d'en déduire l'état des contraintes, des déformations et donc de prévoir la rupture de la roche compte tenu de son comportement mécanique.

2. MÉTHODE UTILISÉE

2.1. Utilisation d'un logiciel (Méthode des éléments finis)

Nous utilisons le programme Nastran implanté sur l'U.N.I.V.A.C. 1110 de la Faculté des Sciences d'Orsay. Les éléments utilisés sont des tores à sections triangulaires ou rectangulaires.

Le champ de déplacement \vec{u} (M) cinématiquement admissible est à deux composantes u, v .

Les fonctions de base dans les éléments sont linéaires en (x_1, x_2) .

Le maillage est généré par un programme de maillage automatique mis au point à l'E.N.S.A.M. (fig. 2).

2.2. Modèle

Des relevés topographiques montrent que la modélisation du volcan de la Soufrière par un tronc de cône constitue une bonne approximation sur un arc de 120° environ. Son profil est considéré axisymétrique. Une étude théorique (théorie des écrans) vérifiée par des mesures en place ont permis de situer la chambre magmatique à une profondeur de 6 km. Son diamètre est évalué à 1 km.

L'analyse des roches du volcan montre qu'elles sont constituées d'andésite. De plus les fissures existantes sont gorgées d'eau. Nous admettons que ces défauts sont répartis de manière aléatoire, ce qui nous permet de formuler les hypothèses d'homogénéité et d'isotropie. Le comportement du milieu étant considéré élastique, il est nécessaire de déterminer le module d'élasticité linéaire et le coefficient de Poisson. La mesure de la vitesse des ondes sismiques donne :

$$E = 30\,000 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,25$$

Ces valeurs sont confirmées par une recherche bibliographique.

La structure est chargée à partir d'un état d'équilibre entre la pression magmatique et le poids propre. Une surpression $\Delta p = 10 \text{ MPa}$ est introduite dans la chambre magmatique. Par cette méthode, nous évitons de situer chronologiquement le chargement : l'accroisse-

ment Δp a son origine sur la courbe $\sigma(\epsilon)$ mais qui n'est pas obligatoirement confondu avec l'origine des axes. Ceci est nécessaire car dans l'historique du chargement, peuvent figurer des périodes de comportement non réversible. Les conditions aux limites en déplacement sont imposées par l'axisymétrie AB ou par des considérations d'encastresments. La figure 1 montre les déplacements libres u et v et les déplacements imposés nuls u et v .

Dans un système de coordonnées cylindriques (r, θ, z) , la structure et les charges admettent le même axe de révolution (z) . Le tenseur des contraintes s'écrit :

$$\sigma(M)/r\theta z = \begin{vmatrix} \sigma_{rr} & 0 & \sigma_{rz} \\ 0 & \sigma_{\theta\theta} & 0 \\ \sigma_{rz} & 0 & \sigma_{zz} \end{vmatrix}$$

La figure 3 donne la distribution des contraintes principales aux bords de la chambre magmatique.

3. CALCUL DE LA VARIATION DU CHAMP MAGNÉTIQUE

3.1. Etude expérimentale

Des essais en laboratoire de compression, décompression et traction uniaxiales ont montré qu'il existe une relation contrainte-aimantation dans la roche. Les figures 4 et 5 montrent l'évolution de l'aimantation en fonction de la contrainte respectivement, pour un champ magnétique appliqué parallèlement et perpendiculairement à la contrainte. A partir d'un état initial (O) on applique un champ magnétique d'une intensité comparable à celle du champ terrestre (A) puis on comprime l'échantillon : l'aimantation augmente continuellement avec la contrainte. Lorsque la contrainte maximale est atteinte (B), la décomposition fait évoluer l'aimantation sur une courbe proche d'une droite (BC) qui traduit l'existence d'une hystérésis. Lors des recompressions ultérieures, l'aimantation décrit réversiblement la courbe BC tant que la contrainte ne dépasse pas l'intensité maximale atteinte précédemment. On supposera que les roches du massif volcanique ont subi dans

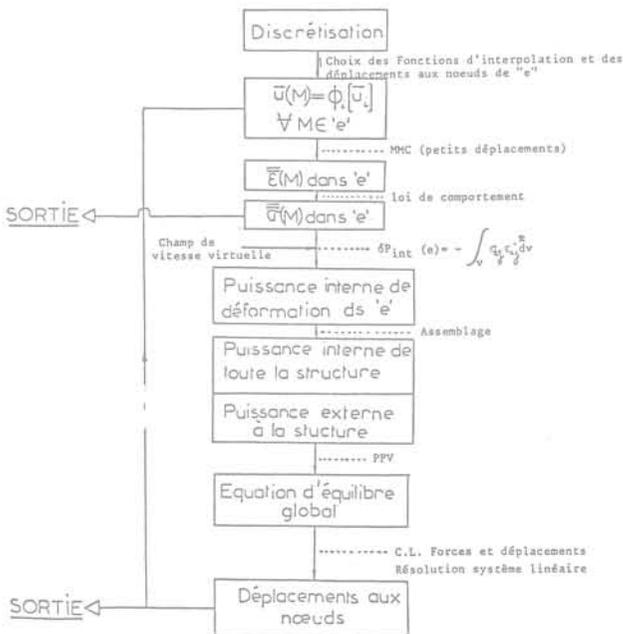


Fig. 1a. — Organigramme d'étude.

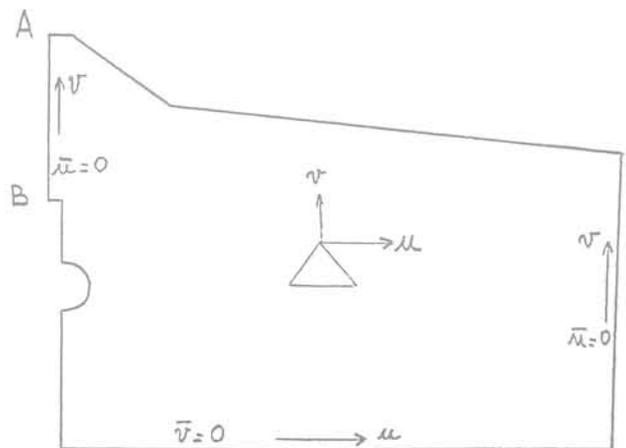


Fig. 1b. — Déplacements imposés \bar{u} , \bar{v} .

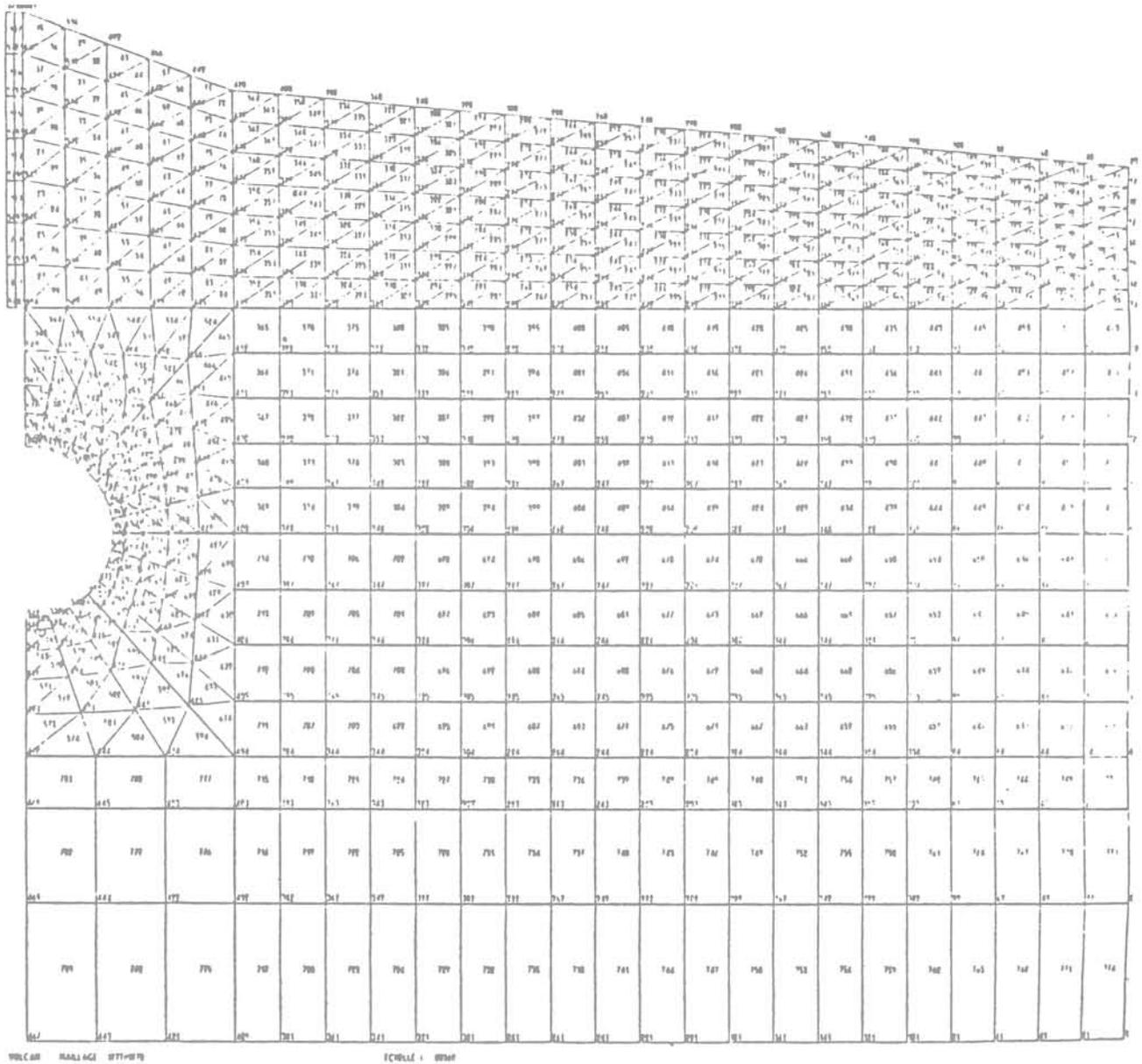


Fig. 2. — Le maillage du volcan.

le passé au moins une fois une contrainte importante : c'est donc la pente des courbes BC qui permettra de définir des changements réversibles d'aimantation en fonction de la contrainte.

Les changements de l'aimantation J en fonction de la contrainte σ s'expriment par la relation tensorielle :

$$\Delta J_i = P_{ijkn} \Delta \sigma_{kn} J_{oj}$$

P_{ijkn} est un terme du tenseur piézomagnétique. En utilisant le principe de superposition dans les trois directions principales et en supposant l'isotropie de la roche on peut écrire la relation simplifiée suivante :

$$\frac{\Delta J_i}{J_i} = Q_1 \sigma_{11} - Q_2 (\sigma_{22} + \sigma_{33})$$

les autres formules étant obtenues par permutation circulaire sur les indices 1, 2 et 3.

Q_1 et Q_2 étant les pentes des deux droites BC citées précédemment (fig. 4 et 5).

Ces relations peuvent être affinées en tenant compte de la pression de confinement due au poids propre, mais les approximations faites par ailleurs ne justifient pas cette précision d'autant plus que la différence des pentes est minime d'une part et que le calcul de la variation d'anomalie magnétique en fonction de la variation de contrainte suppose la roche dans un état de contraintes donné d'autre part.

Cette remarque justifie ce calcul sous l'action d'un accroissement de pression dans la chambre magmatique.

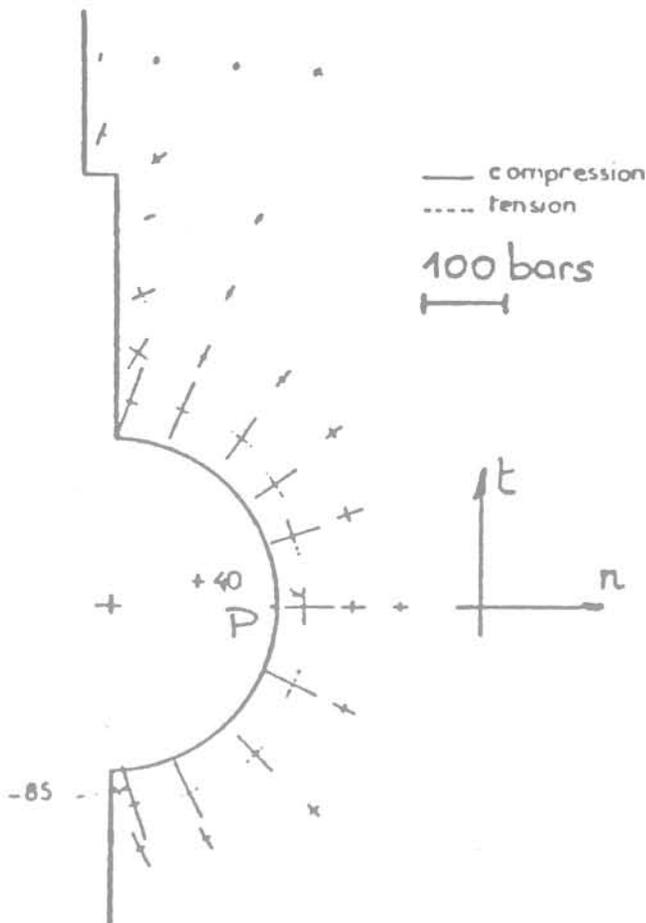


Fig. 3.

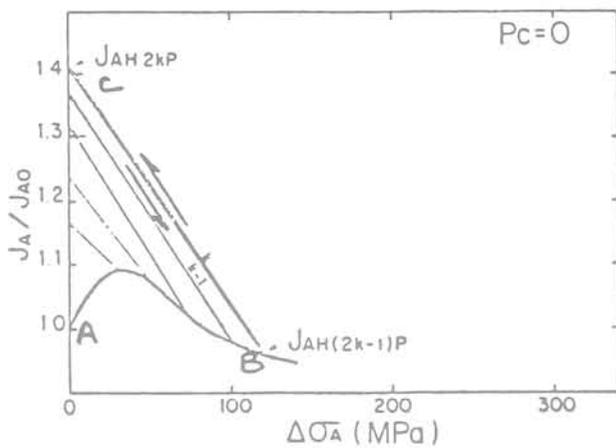


Fig. 4.

3.2. Méthode de calcul

En utilisant la théorie du champ magnétique créé par un dipole de moment dipolaire M dans la direction α soit :

$$B_x^\alpha = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3xz}{r^5} M_\alpha$$

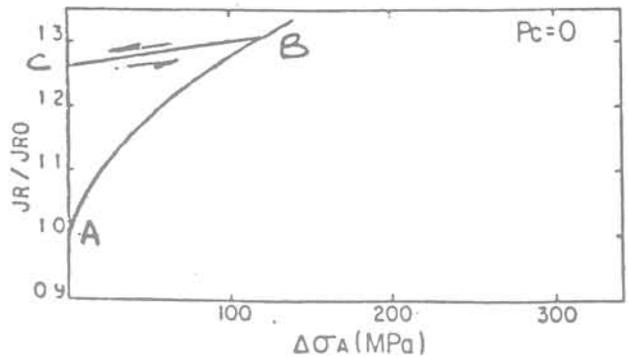


Fig. 5.

$$B_y^\alpha = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3yz}{r^5} M_\alpha$$

$$B_z^\alpha = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3z^2 - r^2}{r^5} M_\alpha$$

le champ total est la somme des champs élémentaires produits par les éléments toriques découpés radialement dans chaque tore défini par le maillage du profil axisymétrique (fig. 6).

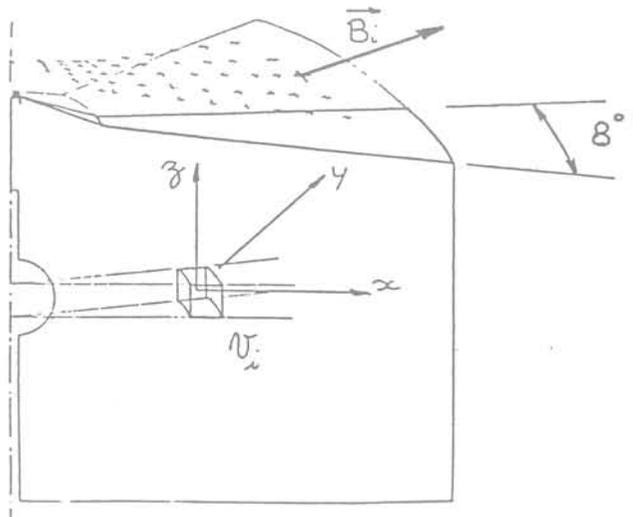


Fig. 6.

Nous avons vérifié qu'un découpage en secteurs de 8° (45 secteurs) suffit pour que chaque élément soit assimilable à un doublet pour la hauteur de mesure choisie. Le calcul des contraintes effectué précédemment permet de calculer dans le repère principal la variation du moment dipolaire $\Delta M = V \cdot \Delta J$, où V représente le volume d'un parallélépipède élémentaire. La valeur du champ induit se déduit simplement :

$$B_I^I = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3x^2 - r^2}{r^5} M_I$$

$$B_I^{II} = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3xy}{r^5} M_{II}$$

$$B_I^{III} = \frac{\mu_0}{4\pi} \frac{3xz}{r^5} M_{III}$$

B₂ et B₃ sont obtenus par permutation circulaire sur x, y, z. On obtient la composante sur 1 (respectivement 2 et 3) par :

$$B_1 = B_1^I + B_2^II + B_3^III \text{ (resp. 2 et 3)}$$

On obtient B dans le repère terrestre en faisant la somme pour tous les éléments du maillage pour lesquels la température ne dépasse pas 600 °C. En effet la présence du point de Curie, annulant l'effet magnétique, nous amène à évaluer la température de la roche à l'intérieur du volcan. La méthode des différences finies peut être utilisée compte tenu des valeurs peu précises que nous avons aux limites du massif. Le problème traité reste plan (indépendant de θ). L'équation de la chaleur :

$$p.C_p \cdot \frac{\rho T}{\rho t} - \text{div} (k. \text{grad. } T) = \dot{q} (t, x, y, \sigma).$$

nous supposons le régime établi et remplaçons la présence de la source $\dot{q}(x, y)$ par une condition limite aux bords de l'inclusion magmatique $T = \text{constante}$. La figure 7 indique le choix des conditions limites. La température ainsi obtenue aux 140 nœuds du maillage, nous calculons la valeur aux barycentres du maillage Nastran en supposant une répartition linéaire bidimensionnelle. Sur la figure 8, nous avons repéré les roches dont la température est supérieure à 600 °C.

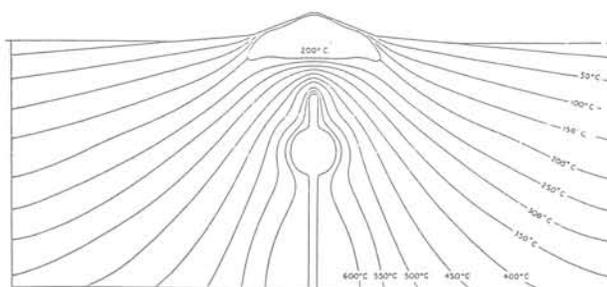


Fig. 7.

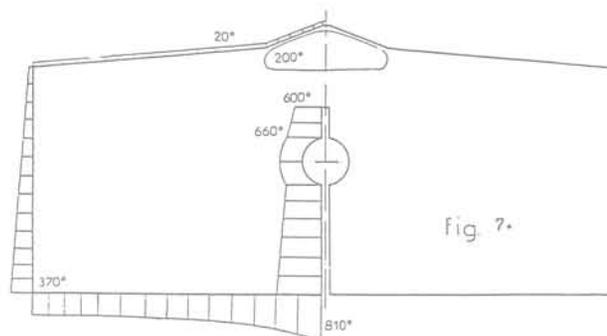


Fig. 8.

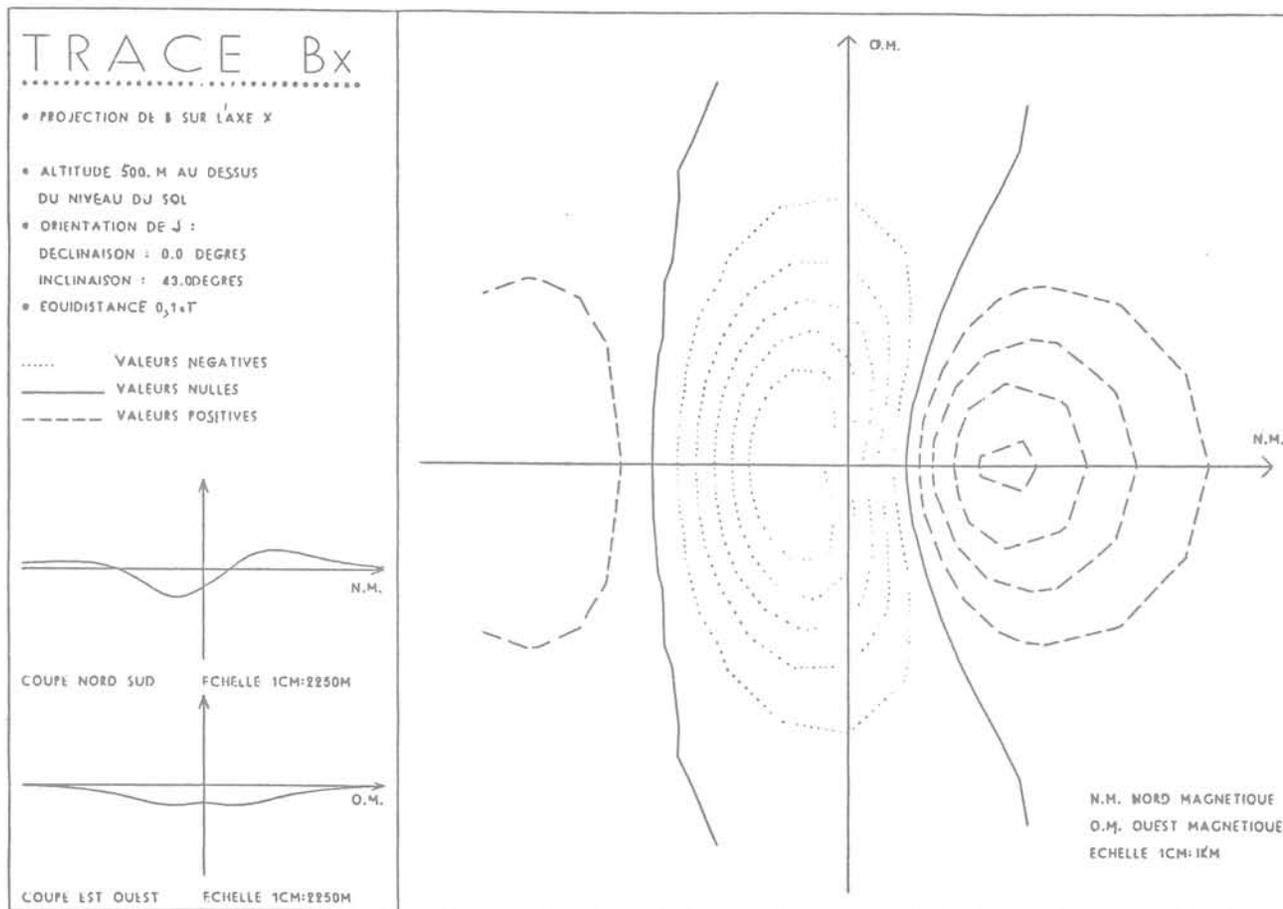


Fig. 9.

La grandeur mesurable expérimentalement lors de poussée magmatique étant la projection de B sur la direction du champ magnétique terrestre, on calcule cette valeur :

$$\text{proj. } B = B_x \cos I - B_z \sin I.$$

où I représente l'inclinaison du champ terrestre à l'endroit considéré (voir le groupe de figures 9, 10, 11 à titre indicatif).

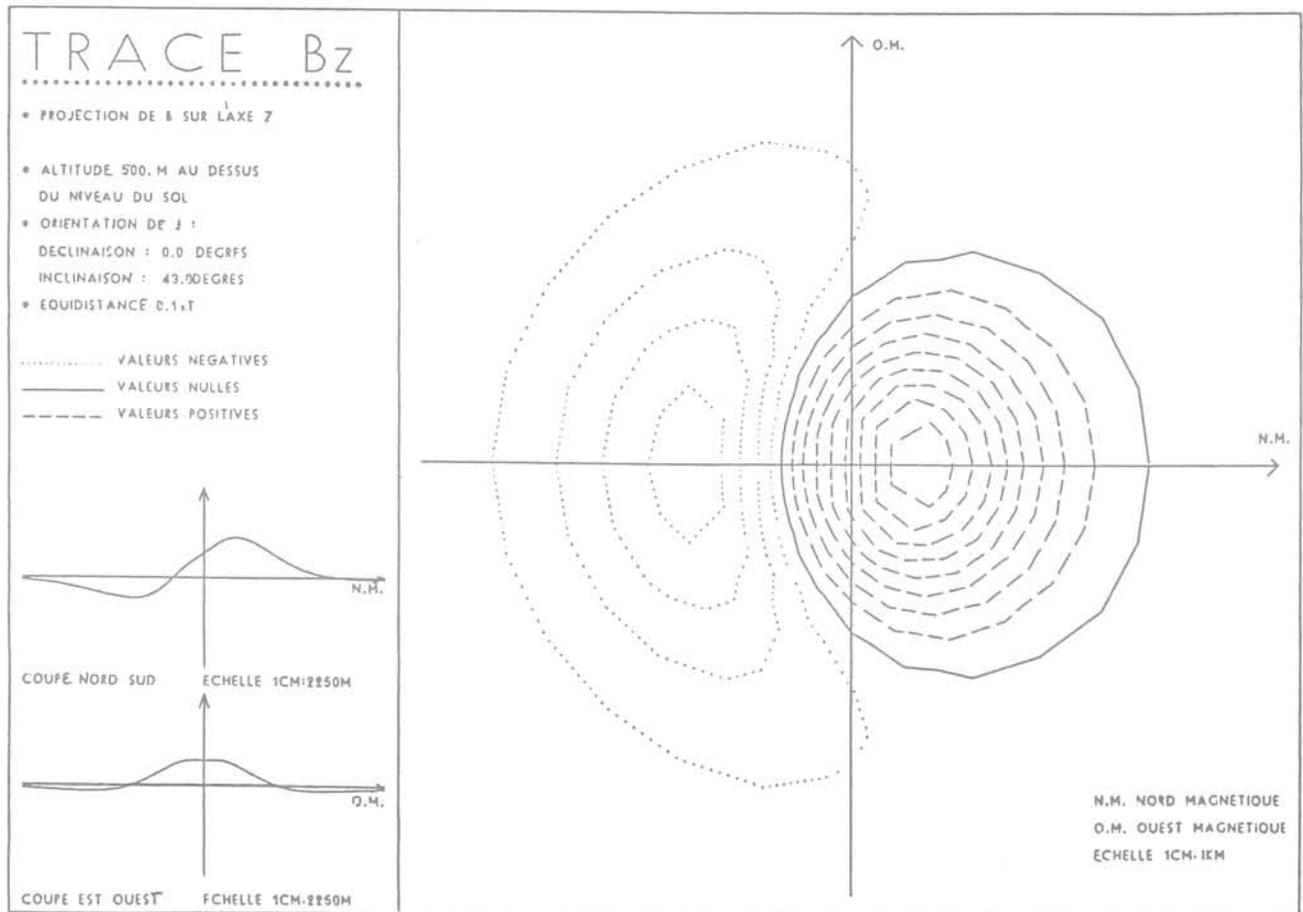


Fig. 10.

4. CONCLUSION

4.1. Validité du modèle

L'île de la Guadeloupe n'est pas un îlot circulaire dans la pointe sud de l'île. Le modèle mécanique utilisé ne tient pas compte du massif de montagne qui se trouve au nord du volcan. L'hypothèse d'axisymétrie n'est évidemment pas rigoureusement acceptable. Il faut noter cependant que celle-ci est mieux vérifiée sur la partie accessible du volcan, sur laquelle sont effectués les relevés. De plus on constate que sur les bords du modèle, il n'y a pratiquement pas de variation de contrainte due à la surpression imposée. La géométrie du modèle est assez correcte même si les formes du canal d'alimentation et de la chambre magmatique peuvent être jugées trop précises car les concentrations de contraintes enregistrées ne sont pas prises en compte, la température à cet endroit étant supérieure à 600 °C.

Le milieu étudié est considéré linéaire élastique. La loi de comportement de la roche peut être améliorée par la définition d'un critère de plasticité. Pour cela il est possible de mettre en évidence par différents essais de compression triaxiale un seuil d'endommagement de la roche traduisant le fait que si elle peut supporter des compressions hydrostatiques considérables, il se produit une décohésion ne lui permettant plus de subir un nouveau chargement pour lequel le déviateur serait trop important. La définition des lois de comportement constituerait une amélioration importante de cette étude et augmenterait la validité des résultats.

La définition des conditions limites aux extrémités du modèle peut être imprécise par endroit. L'espacement du maillage pour le calcul des contraintes et le fait que l'aimantation évolue selon l'inverse du cube de la distance atténue l'importance de ce choix.

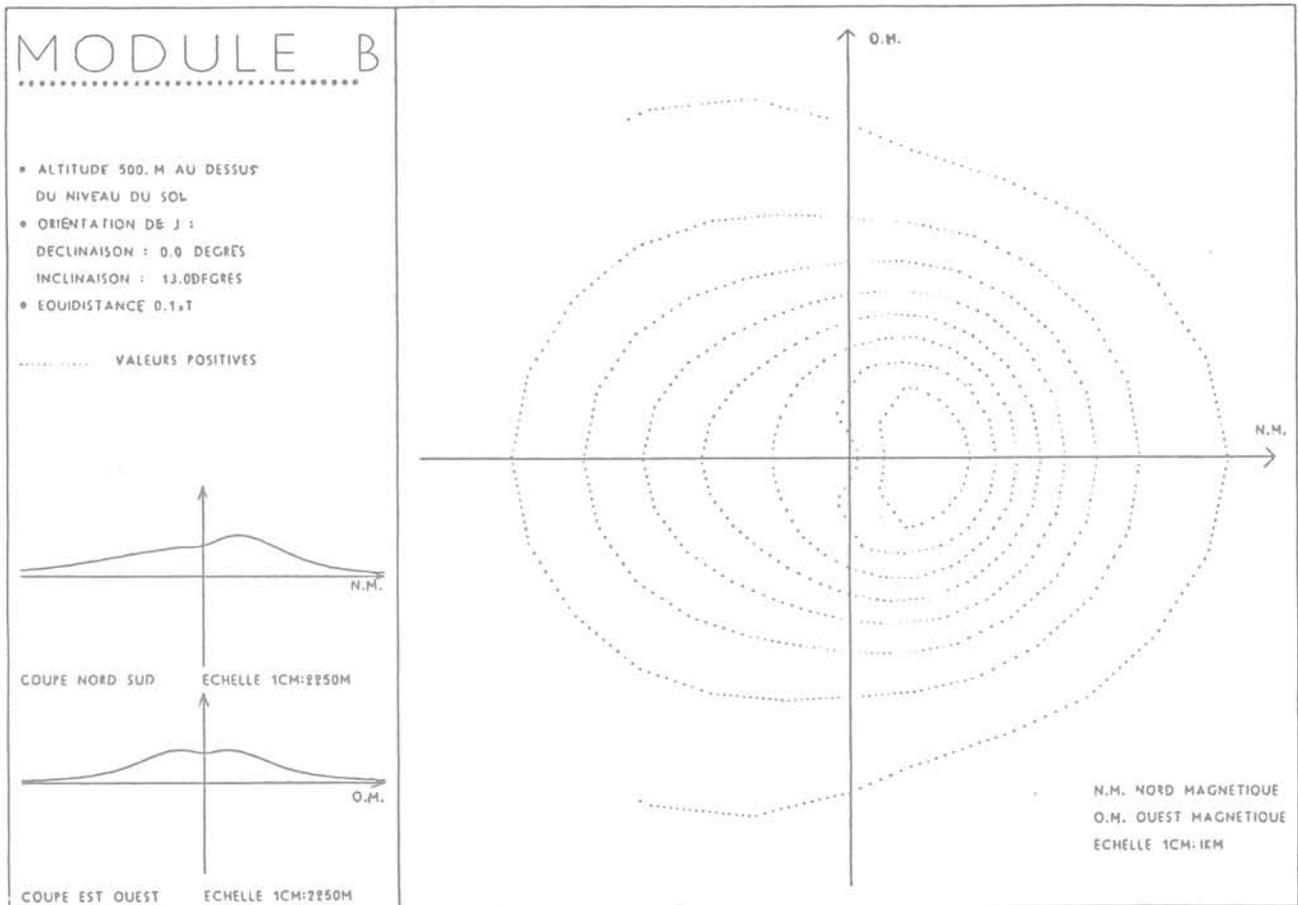


Fig. 11.

4.2. Importance des résultats

Il faut noter que le programme informatique réalisé est facilement adaptable à d'autres volcans. La partie «Données modifiables» permet de faire varier certains paramètres comme:

- l'inclinaison de J;
- les coefficients Q_1 et Q_2 caractérisant la loi contrainte-aimantation en fonction du lieu géographique et de la nature de la roche.

Le calcul des contraintes peut être tridimensionnel. Il est donc tout à fait possible de traiter des volcans plus complexes.

En exemple, le volcan de la Fournaise à la Réunion est constitué de blocs, et la chambre magmatique est conique. Nous essayons actuellement de mettre au point un programme de blocs (rigides, simplement déformables et pleinement déformables) qui prend en compte la configuration morcelée du massif.

La suppression en période de crise permettrait d'ouvrir une fissure verticale apparaissant au sommet de la chambre magmatique. Le milieu étudié, dans l'hypothèse d'élasticité linéaire permettrait par homothétie d'obtenir les valeurs de B. L'ordre de grandeur de la

modification du champ magnétique est de l'ordre du gamma, ce qui est encourageant dans la poursuite de l'étude par ce moyen de prévention des éruptions et des séismes car cette variation est parfaitement mesurable.

Remarque

Cette étude a été entreprise dans le cadre de projets de fin d'études réalisés sur plusieurs années à l'École Nationale Supérieure des Arts et Métiers à Paris.

Les élèves-ingénieurs qui ont participé à ce travail ont toujours montré une attention et un esprit d'initiative prouvant l'intérêt d'une collaboration entre deux branches d'activités distinctes telles que la mécanique des milieux continus et la géophysique.

BIBLIOGRAPHIE

1. *Cordillères, séismes et volcan.* — Bibliothèque Laffont des Grands Thèmes.
2. *The surveillance and prediction of volcanic activity.* — A review of method and Techniques U.N.E.S.C.O.

3. BERKELEY. — *Electricité et magnétisme*. — Cours de physique, vol. 2, éditions Armand Colin, 1964.
4. *La dérive des continents, la tectonique des plaques*. — Bibliothèque pour la Science, 1980.
5. DE LA RUE, E.A. — *L'homme et les volcans*.
6. STRACEY, F.D.; BARR, K.; ROBSON, G.R. — *Volcano-magnetic effect*.
7. BELLAIR ET POMEROL — *Eléments de géologie*. — Edition Armand Colin, 1979.
8. BHATTACHARVYA, B.K. — *Magnetic anomalies due to prism shaped bodies with arbitrary polarization geophysics*. — V, 29, pp. 517-531, 1964.
9. WILLIAM; FULLER; BROWN — *Irreversible magnetic effect of stress*.
10. CAILLEUSE, A. — *L'anatomie de la terre*. — Editions P.U.F., 1978.
11. DARLING, D.H. et M.P. — *La dérive des continents, conceptions nouvelles*. — Traduit de l'anglais par Doin, 1980.
12. DAVIS, P.M. — *The computed piezomagnetic anomaly field for kilavea volcano Hawaii*.
13. KRAFFT, M. — *La terre est une planète vivante*. — Editions Hachette, 1978.
14. KUNARATNAM, K. — *Simplified expressions for the magnetic anomalies due to vertical rectangular prisms*. — 1981.
15. LEMOUEL, J.L. — «*Le champ magnétique*». — Traité de géophysique, éditions Coulomb-Masson.
16. POZZI, J.P. — *Effet de pression en magnétisme des roches*. — Thèse de doctorat ès sciences physiques à l'Université de Paris VI, 1973.
17. POZZI, J.P. — *Effects of stresses on magnetic properties of volcanic rocks*. — Physics of the Earth and Planetary interiors, vol. 14, pp. 77-85.
18. POZZI, J.P.; ZLOTNICKI, J. — *Les variations d'aimantation des roches et le problème des contraintes dans la couche terrestre*. — Physics of the Earth and Planetary interiors.
19. RITTMANN, A. — *Les volcans et leur activité*. — Editions Masson, 1963.
20. ROTHE — *Séismes et volcans*.
21. TALOBRE, J.A. — *Mécanique des roches*.
22. TRIKTAKE; YOKOYAMA, I. — *Volcanic activity and charges in géomagnetism*. — Journal of Geophysical Research, vol. 60, p. 165.
23. ZLOTNICKI, J; POZZI, J.P.; CORNET, F. — *Investigation of induced magnetization variations caused by triaxial stresses*. — Journal of Geophysical Research, vol. 89, pp. 899-1109.

Informations

ECOLE D'HIVER DE RHÉOLOGIE DES GÉOMATÉRIAUX: SOLS, BÉTONS, ROCHES

L'école d'hiver de rhéologie des géomatériaux patronnée par le C.N.R.S. et organisée par l'Institut de mécanique de Grenoble a pour objectifs de présenter et de discuter les grandes classes de lois rhéologiques existantes, tant sous l'angle des sollicitations monotones statiques que cycliques et dynamiques.

Les résultats des travaux pourront s'appliquer aux matériaux du Génie civil: sols, bétons, roches, enrobés bitumeux, poudres...

Auditoires concernés:

Maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, ingénieurs de bureaux d'études, ingénieurs d'entreprises spécialisées, de bureaux de contrôle et de laboratoires, chercheurs, universitaires.

Programme:

- Le comportement monotone et cyclique des sols, en laboratoire et in-situ;
- Le formalisme rhéologique et les grandes classes de lois;
- Exemples de lois élasto-plastiques à un ou plusieurs potentiels, de lois incrémentales non linéaires;
- La mécanique des milieux discontinus et biphasiques;
- Les codes de calcul (conditions statiques et dynamique).

Date et durée: Du 28 novembre au 5 décembre 1984 à Aussois en Savoie.

Montant des frais d'inscription: 3 000 F, chercheurs du C.N.R.S. et universitaires: 1 500 F (prix comprenant l'hébergement, l'assistance au cours et les photocopies).

Renseignements et inscriptions: Monsieur F. DARVE, Institut de mécanique de Grenoble, B.P. 68, 38402 Saint-Martin-d'Hères Cedex. Tél. (76) 44.82.63.

PARUTIONS

Encyclopédie scientifique de l'univers

La terre, les eaux, l'atmosphère par le Bureau des Longitudes, éd. Gauthier-Villars, nouvelle édition 1984.

Cette édition de l'ouvrage homologue paru en 1977 a été remaniée, augmentée et mise à jour. L'ouvrage comporte deux parties: la terre solide, domaine traditionnel de compétence du Bureau des Longitudes et l'environnement fluide de la terre: les eaux et l'atmosphère.

La première partie comporte deux chapitres nouveaux. Le premier, introductif «Repères et forces de gravité» fournit des éléments utiles à la lecture de l'ouvrage sur les systèmes de référence et sur la loi de la gravitation universelle, le deuxième porte sur la géothermie et présente les aspects des développements récents de cette discipline.

La deuxième partie comporte trois nouveaux chapitres consacrés à l'Ozonosphère, aux cycles géochimiques de l'océan et à l'évolution des climats passés. Les autres chapitres ont été remaniés en vue de mieux illustrer les similitudes et les liens qui existent entre les milieux étudiés et l'importance de leurs interactions.

Comptes rendus du colloque sur l'étanchéité superficielle des bassins, barrages et canaux — Paris, 1983

Publié par le C.E.M.A.G.R.E.F., groupement d'Antony — Prix 400 F TTC, 3 tomes. Commande à envoyer à la division mécanique des sols et génie civil, C.E.M.A.G.R.E.F., B.P. 121, 92164 ANTONY Cedex.

Les tomes 1 et 2 comportent 65 communications se rapportant à 5 thèmes privilégiés: caractéristiques des géomembranes, bassins à eau claire et à eaux usées, barrages, traitement des sols, canaux.

Soulignons le caractère international des communications provenant de 9 pays: Afrique du Sud, Autriche, Belgique, Espagne, France, Italie, Pays-Bas, Suisse, U.S.A.

Le tome 2 comporte en outre les six rapports de session qui constituent un état des connaissances

actuelles irremplaçable dans les différents domaines abordés.

Le tome 3 comporte essentiellement les rapports de présentation, de synthèse et de clôture du colloque, le compte rendu des sessions et la liste des participants.



ECOLE NATIONALE
DES
PONTS ET CHAUSSEES

LOUISIANA
STATE
UNIVERSITY

Colloque International / International Conference
renforcement en place des sols et des roches
in situ soil and rock reinforcement

PARIS 9 - 11 OCTOBRE 1984

Thème

Les constructions ont gagné des zones de plus en plus difficiles, jadis réputées inconstructibles. Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur de la mécanique des sols et des roches. Après l'invention de la terre armée, les techniques de renforcement se sont étendues aux sols en place.

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

Les thèmes traités seront :

- ouvrages de soutènement in-situ : clouage, systèmes à ancrages multiples, etc. ;
- stabilisation des pentes : clouage, pieux, etc. ;
- renforcement des sols de fondation : colonnes ballastées, micropieux, pieux stabilisés, pieux par injection, etc.
- renforcement des roches ;
- autres techniques.

Comité des Programmes / Programme Committee

Président / Chairman

J. KERISEL
Président d'Honneur de SIMECSOL, France
Past President of the ISSMFE

Membres / Members

A. ARMAN
Professor, Department of Civil Engineering,
Louisiana State University, USA

F. BAGUELIN
Directeur Technique,
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

B. BROMS
Professor, Royal Institute of Technology (KTH), Suède

I. JURAN
Directeur Adjoint,
Centre d'Enseignement et de Recherche de Mécanique des Sols,
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

A. MCGOWN
Professor, University of Strathclyde,
Department of Civil Engineering, Grande-Bretagne

F. LIZZI
Directeur Technique, FONDEDILE SpA, Italie

J.K. MITCHELL
Professor and Chairman, University of California, Berkeley,
Department of Civil Engineering, USA

M. PANET
Directeur Scientifique,
Société Havraise des Pétroles (SIMECSOL), France

F. SCHLOSSER
Professeur
à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

H.E. WAHLS
Professor, North Carolina State University,
Department of Civil Engineering, USA

Secrétariat Scientifique / Scientific Secretariat

D. GAMBINI
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

Information

Je désire recevoir des informations complémentaires sur la Conférence

Je désire m'inscrire

Nom _____ Prénom _____

Société _____

Adresse _____

Code postal _____ Ville _____

Pays _____ Tél. _____ Telex _____

Pour toute information, s'adresser :

COLLOQUE « RENFORCEMENT EN PLACE DES SOLS ET DES ROCHES »

ENPC / DFCAI 52 rue Madame 75006 Paris France Tél. (1) 544 73 80 Telex AENPC 201 955 F

