

4/4
C.A.E.
16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

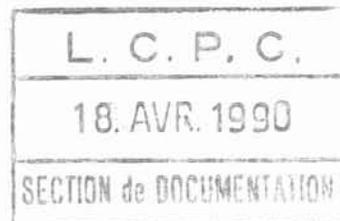
N° 51

145 F

2^e TRIMESTRE 1990

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE



Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — G. L'Héritau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1990 (numéros 50 à 53) franco 490 F

Prix au numéro franco : 145 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 - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP
8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

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.

Construction de l'aménagement à buts multiples de Turkwel au Kenya

Ingénierie complète depuis les études préliminaires jusqu'à la mise en service en 1991 (y compris les études sur modèle réduit) réalisées par :

SOGREAH
Ingénieurs Conseils



Adresse postale : B.P. 172 X
38042 GRENOBLE CEDEX FRANCE
Tel. 76.33.40.00 - Telex: SOGRE 980876 F



SOGREAH est aussi responsable à l'heure actuelle de 20 autres projets de barrages et centrales hydroélectriques dans les différentes étapes d'études et de supervision des travaux :

- KOURIS (Chypre)
barrage en enrochements (120m)
- NANGBETO* (Togo-Bénin)
barrage mixte - Enrochements et béton (45m et 65 MW)
- DIAMA* (Sénégal-Mauritanie)
barrage en rivière
- KIFIL (Irak)
4 barrages en rivière
- NEW HINDIYA (Irak)
barrage en rivière (15 MW)
- SYDNEY A. MURRAY (USA)
centrale préfabriquée sur barge (192 MW)
- NEW ESNA (Egypte)
barrage en rivière (78 MW)
- BAGRE (Burkina Faso)
barrage en terre (30m et 16 MW)
- SETI (Népal)
barrage en enrochements (187m et 285 MW)
- ARTIBONITE 4C* (Haïti)
barrage en terre (24m et 32 MW)
- KATSE* (Lesotho)
barrage voûte (170m)
- MUELA* (Lesotho)
barrage poids arqué (70m et 105 MW)
- PAK MUN (Thaïlande)
barrage en rivière (136 MW)
- KRAFFT (France)
barrage en rivière
- CHASMA* (Pakistan)
barrage en rivière (270 MW)
- COMOE (Burkina Faso)
barrage en terre (35m)
- TLOKOENG et QUACHA'S NEK (Lesotho)
mini centrale (670 et 400 kW)

* en association

PRINCIPALES CARACTERISTIQUES :

Barrage

Type : barrage voûte à double courbure
Hauteur max. : 155 m
Longueur en crête : 150 m
Volume du réservoir : 1650 millions de m³
Volume de béton : 150 000 m³

Centrale

Type : souterraine
2 groupes Francis : 106 MW
Chute nette : 380 m
Vitesse de rotation : 600 t/mn
Ligne de transmission
220 kV et 220 km de longueur

FONDUEST
BUREAU D'ÉTUDE SOLS ET FONDATIONS

- GÉOTECHNIQUE
- HYDROGÉOLOGIE
- ENVIRONNEMENT

BP 536 - 50405 GRANVILLE CEDEX

Tél 33 51 59 66

Télécopie 33 51 64 42 SARL au capital de 260 000 F



TELEMAT

AUSCULTATION DES OUVRAGES
DE GÉNIE CIVIL ET DE LEURS FONDATIONS
ÉLECTRONIQUE MINIÈRE
ET PRODUITS DE SÉCURITÉ
CENTRALISATION DE MESURES

**50 années d'expérience
dans le développement
et l'utilisation
des capteurs
à corde vibrante
et inductifs**

2, chemin de ronde - B.P. 14 - 60550 VERNEUIL-EN-HALATTE
Tél. (16) 44 24 24 24 - Telex 150 170 F - Télécopie (16) 44 55 68 68

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 51
AVRIL 1990

sommaire

La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés G. Lombardi	5
La deuxième phase du projet communautaire COSA (intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel) B. Côme	31
La sécurité des barrages P. Londe	41
Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant, approche cinématique en calcul à la rupture P. Chambon, J.-F. Corté	51
Recherche d'un critère d'efficacité en cours de pilonnage intensif J.G. Sieffert, L. Tison, G. Thiel	61
Note technique Vitesse de déformation et essais quasi statiques M. Sahli	69

BRGM,

Quand la réussite de votre projet dépend aussi du sol et du sous-sol,

- Tunnels et métros ■ Fondations ■ Routes et voies ferrées
- Travaux maritimes et portuaires ■ Barrages et aménagements hydrauliques
- Mines et carrières ■ Travaux de stabilisation de pentes
- Prévention des risques naturels



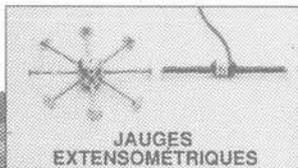
Ingénierie géotechnique

B.P. 6009 - 45060 ORLEANS CEDEX 2, France -
Tél. (33) 38.64.37.20 - Fax (33) 38.64.36.43

AUSCULTATION DES BARRAGES



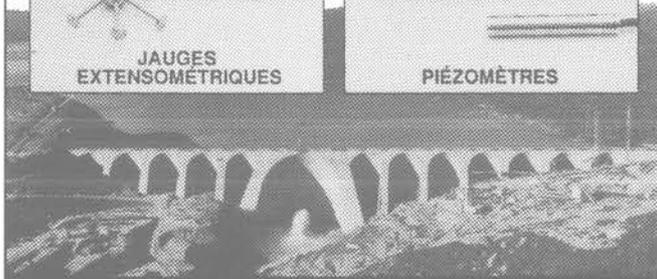
ACQUISITION DES DONNÉES



JAUGES
EXTENSOMÉTRIQUES



PIÉZOMÈTRES



IRAD
GAGE

DIVISION DE ROCTEST

EN-OM-FRA S.A

Rue de la Mare Blanche
Z.I. Noisiel B.P. 34

77426, Marne la Vallée, Cedex 02, FRANCE

Tél.: (1) 60 17 65 22 - Télécop: (1) 60 06 53 94

INSTRUMENTATION À CORDE VIBRANTE

la perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés

fissured rock masses permeability and groutability

G. LOMBARDI*

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 5-29 (avril 1990)

Résumé

Les travaux d'injection des massifs rocheux sont réalisés trop souvent d'une façon empirique et guidés par des concepts aujourd'hui révolus.

La récente mise au point d'un modèle de calcul dit FES (pour roche Fissurée, Elastique, Saturée) permet désormais de procéder à l'étude rationnelle des projets et des travaux d'injection.

On mentionne tout d'abord les principes qui ont régi l'établissement du modèle tant du point de vue du comportement statique qu'hydraulique.

On examine ensuite les paramètres qui déterminent l'écoulement le long des surfaces de discontinuité et, partant, la perméabilité du massif rocheux.

Les propriétés rhéologiques des produits d'injection et en particulier des coulis de ciment font l'objet d'un rappel.

Les conditions de pénétrabilité de ces coulis dans un massif rocheux en découlent, qui sont fonction d'un certain nombre de variables. Le problème de l'hydrofracturation est mentionné au passage.

On étudie ensuite le déroulement des opérations d'injection tout en formulant un certain nombre de recommandations.

On indique enfin les limites pratiques de l'injection de coulis de ciment dans les massifs rocheux.

Abstract

Rock masses grouting are too often made in an empiric way using past concepts.

The new model of calculation named FES (for Fissured Elastic Saturated rock mass) allows us to make rational study for designs and grouting works.

At the beginning the principles for the model stating are presented for static behaviour and for hydraulic behaviour. Then flow parameters along discontinuity surfaces are investigated and therefore the rock mass permeability. Rheological properties of grouting materials and particularly of cement grouts are just recalled.

Penetrability conditions of those grouts in a rock mass are given as functions of different variables. Mention of hydraulic fracturing is made. The process of grouting is studied and recommandations are given. At last cement grouts practical limits are given for rock masses grouting.

* Visa Ciseri, Locarno 6601, Suisse.

1. INTRODUCTION

Au sujet de l'injection des massifs rocheux les opinions les plus disparates ont cours, alors qu'une unanimité devrait pouvoir se faire sur la base de certaines considérations de nature scientifique.

Il est de notre propos aujourd'hui d'examiner les problèmes liés à la perméabilité des massifs rocheux fissurés ainsi que les possibilités qui existent de la modifier dans le but de contribuer si possible à un rapprochement des points de vue.

Ce faisant, nous trouverons d'une part confirmation d'un certain nombre de faits bien connus des « injecteurs » depuis fort longtemps, encore qu'établis de façon purement empirique, mais d'autre part nous pourrons également découvrir quelques aspects nouveaux du problème.

Dans cette étude, nous devons nous limiter à un choix particulier de roches tant le nombre de cas différents rencontrés dans la nature est grand. Nous éliminerons ainsi de nos soucis les roches sujettes à phénomènes karstiques, mais aussi les roches dont la matrice elle-même est susceptible de contribuer de manière déterminante à la perméabilité de l'ensemble. C'est donc la perméabilité par fissuration qui sera l'objet de cet exposé.

Les granites, les gneiss ou les calcaires correspondent bien au type de roche que nous voulons examiner. Ils ne sont pas, et de loin, les seuls à satisfaire au modèle idéalisé que nous avons ainsi indirectement défini.

Signalons encore que bien des résultats obtenus s'appliquent également à l'injection de masses de béton fissurées tels des barrages anciens à conforter.

2. LE MODÈLE FES POUR MASSIF ROCHEUX ÉLASTIQUE FISSURÉ SATURÉ

Le modèle mathématique appelé FES pour « roche Fissurée Élastique Saturée », mis au point récemment, se prête fort bien à l'étude des problèmes de perméabilité du massif rocheux fissuré, tout particulièrement en relation avec des projets de génie civil*. Il n'est pas dans nos intentions d'établir aujourd'hui ce modèle, qui a été présenté en d'autres circonstances (2), mais simplement d'en montrer son applicabilité aux questions qui nous occupent. Pour construire ce modèle, certaines hypothèses restrictives ont dû être faites, qu'il convient de rappeler brièvement.

Nous étudions donc un massif rocheux fissuré, mais nous ne considérerons que des roches dont la matrice présente, dans le domaine d'efforts considéré, un comportement suffisamment élastique pour nous autoriser à négliger les phénomènes de plasticité et de viscosité de la roche elle-même.

Ainsi que nous venons de le signaler, nous supposons encore que la perméabilité de la matrice rocheuse peut être négligée.

Il est bien connu que toute masse rocheuse est naturellement subdivisée par un ou plusieurs systèmes de discontinuités, telles que surfaces interstratigraphiques, de schistosité et fissures de divers types. Par définition, donc, notre massif est composé d'un certain nombre de blocs rocheux séparés les uns des autres par des surfaces que l'on peut supposer planes, au moins localement — mais rugueuses et ondulées —. Un élément essentiel pour le comportement des massifs rocheux découle de la présence ou non d'eau dans les fissures ou discontinuités.

Ceci étant, il convient tout d'abord d'examiner ce qu'est une fissure. Il serait certes un peu simpliste de s'imaginer — encore que parfois il faille en faire l'hypothèse — que la fissure est un volume vide, c'est-à-dire rempli d'air ou d'eau, d'une étendue infinie et d'une épaisseur très faible, mais constante. Nous devons au contraire nous imaginer une fissure comme un accident ou une solution de continuité de la masse rocheuse. Le long de cette surface, les épontes de la fissure sont souvent en contact, car les contraintes présentes dans le massif doivent se transmettre d'un côté à l'autre de la discontinuité. Par contre, certaines zones de cette même surface ou plan sont réellement ouvertes, les deux épontes étant séparées par un vide. Nous négligerons ici par simplicité — mais cela peut évidemment être pris en compte dans les calculs — qu'il peut exister, le long de telles discontinuités, des remplissages d'argile, de mylonite ou de dépôts minéraux dont les caractéristiques mécaniques diffèrent de celles de la matrice rocheuse. De même, une certaine épaisseur de roche le long des épontes peut être plus ou moins altérée et présenter donc des caractéristiques mécaniques différentes de celles de la roche mère. Pour ce qui est de la topologie de la surface, nous avons été amenés à admettre que les diverses zones en contact représentent des flots, tandis que les zones ouvertes sont jointives. On pourrait même dire qu'en général, on a affaire à une seule zone ouverte continue, mais à connexions multiples. Dans le cas contraire, la discontinuité serait représentée par une série de « poches » vides, fermées et isolées les unes des autres ; elle ne serait alors pas perméable à l'eau et ne nous intéresserait pas ici. La figure 1 représente la vue en plan et une coupe d'une telle structure que l'on appellera génériquement « fissure ». Parfois, on parlera des zones en contact comme de « ponts de matière ».

On conçoit aisément que l'étendue des zones en contact peut varier en fonction de la charge qui est transmise à travers le plan de la discontinuité. On passe d'une fissure entièrement ouverte où, par définition, seuls quelques points des deux épontes se touchent, à une fissure entièrement fermée, par application d'une compression suffisamment élevée, ainsi que l'indique la figure 2. Le degré de fermeture ou de serrage de la fissure passe ainsi de « 0 » à « 1 ». (Pour le faire parfaitement, il faudra parfois dépasser la limite

* Dans le domaine des mines et dans le domaine pétrolier des points de vue différents peuvent prévaloir.

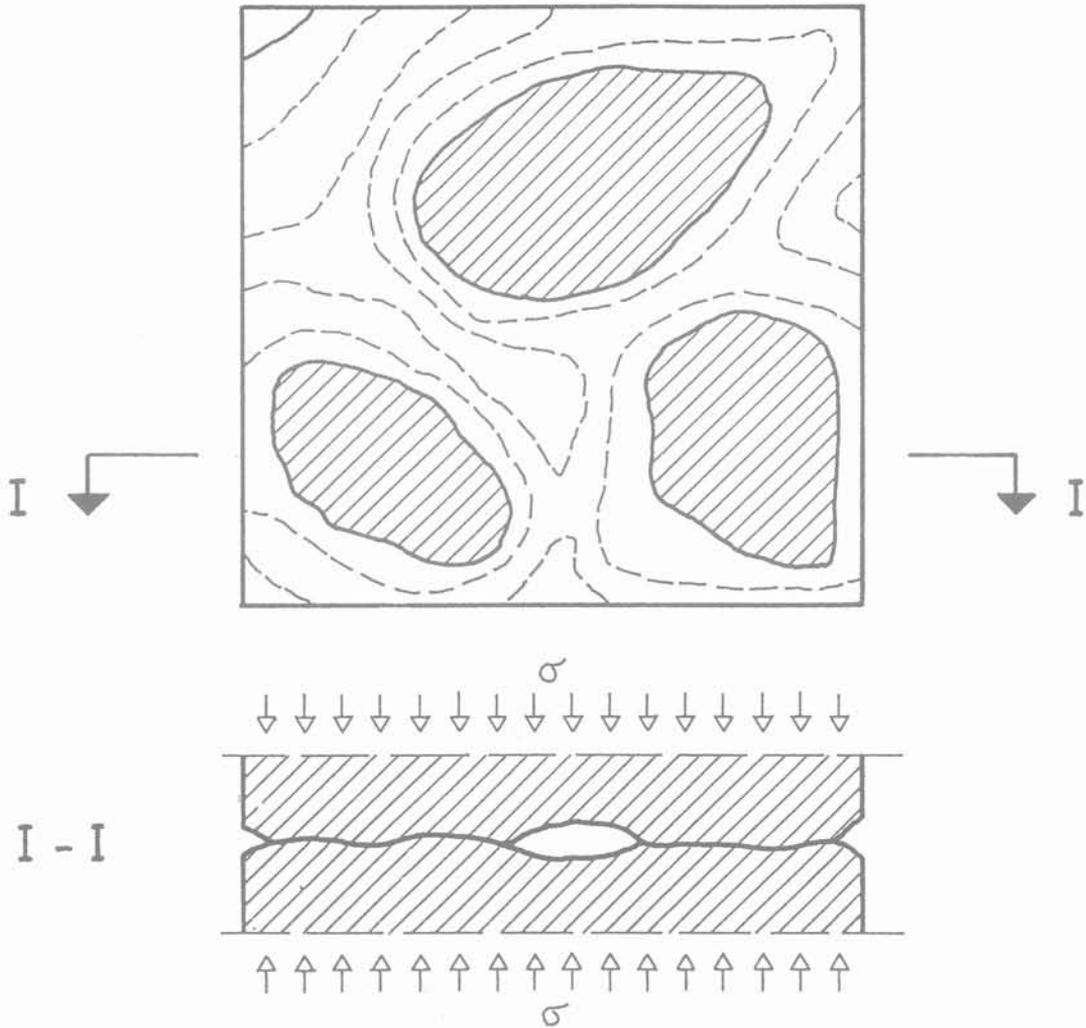


Fig. 1. — Massif élastique fissuré. - Plan topographique et coupe d'une fissure soumise à compression.
 Fig. 1. — Fissured elastic solid mass. - Plan and cross section of a fissure subjected to compression.

élastique et prendre en compte des déformations non réversibles). La figure 3 montre, à titre d'exemple, la façon selon laquelle une surface ondulée d'un corps élastique peut être aplatie par l'application d'une contrainte de compression. Si l'on établit par calcul la relation entre la contrainte de compression et la déformation de la zone de roche encaissant une fissure, on obtient le graphique de la figure 4 qui est valable en l'absence de pression d'eau interstitielle et qui se compose essentiellement de trois sections :

- le tronçon D-O correspond à une fissure entièrement ouverte sans aucun point de contact entre les deux épontes ; ce n'est qu'au point O qu'un premier contact entre les deux épontes s'établit ;
- du point O au point A, nous constatons une relation d'allure parabolique, qui met en évidence une augmentation progressive de la rigidité de l'ensemble en fonction de la contrainte appliquée ; au point A, la fissure est théoriquement entièrement fermée et,

— à partir de ce point en direction de B, le massif suit approximativement une loi linéaire définie par les propriétés élastiques de la matrice rocheuse. La fissure complètement fermée ne joue plus aucun rôle.

En fait, il s'agit du phénomène bien connu — et souvent constaté lors d'essais — de la fermeture progressive ou du serrage des fissures dans un massif rocheux comprimé.

Si nous prenons en compte maintenant le fait que les fissures peuvent être remplies d'eau et que celle-ci peut se trouver sous une pression dite neutre, nous pouvons alors, à partir du graphique de la figure précédente, construire facilement le modèle complet FES pour un massif rocheux élastique fissuré, ainsi que cela ressort de la figure 5.

Le modèle représenté par cette figure met en relation les 4 variables fondamentales du comportement du massif rocheux, et plus exactement :

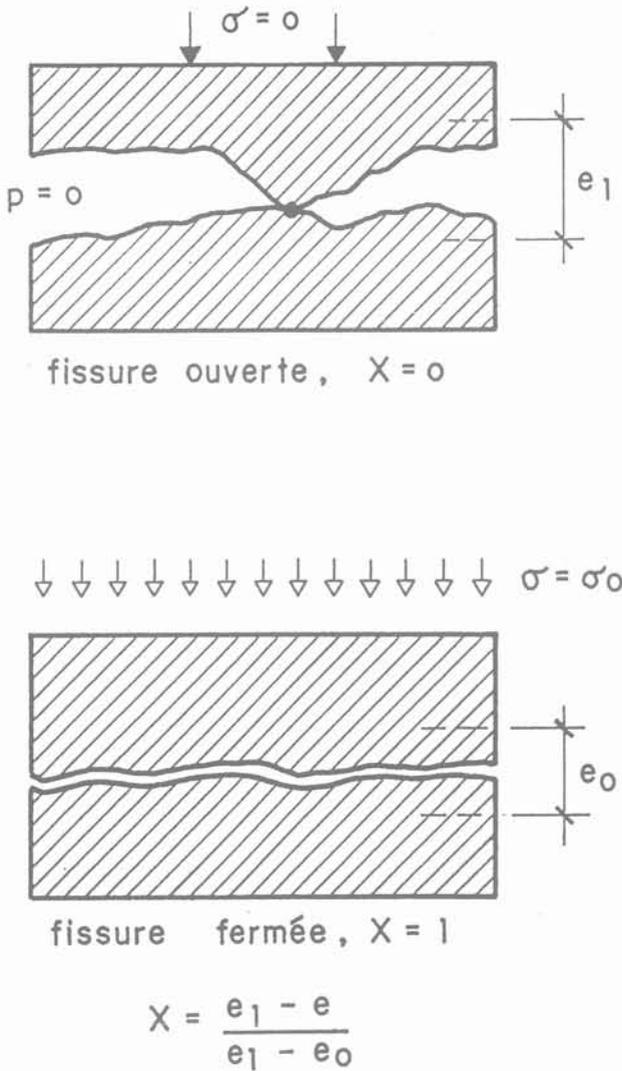


Fig. 2. — Degrés x de fermeture de la fissure (Serrage).
Fig. 2. — Relative closing x of the fissure.

- la contrainte totale « σ » qui s'applique au massif ;
- la déformation totale du massif « ϵ » ;
- la pression neutre interstitielle « p » et ;
- le degré de fermeture des fissures « x ».

Chaque point du graphique représente un état de contrainte caractérisé par les valeurs des 4 paramètres ou variables que nous venons de nommer. On constate alors que, à gauche de la ligne O-C, les fissures sont complètement ouvertes, tandis qu'elles se ferment progressivement à partir de cette ligne vers la droite et qu'elles le sont complètement le long de A-B. La courbe DOAB représente le comportement de la roche sèche, ainsi que nous venons de le voir*. Chaque courbe semblable à celle-ci, indiquée dans la figure, mais décalée vers la droite et vers le haut, correspond à une valeur constante de la pression neutre. Nous pouvons aisément nous rendre compte que le modèle FES ainsi représenté permet de saisir intuitivement et très facilement nombre de propriétés inté-

ressantes même fort complexes des massifs rocheux fissurés.

On peut en particulier définir, en chaque point de la figure 5, quatre directions spécialement significatives, ainsi que cela ressort de la figure 6 :

- tout mouvement dans la *direction (1)* correspond à une variation de la contrainte totale dans le massif non drainé. La déformation a lieu à peu près selon le module d'élasticité de la matrice rocheuse. Il se produit une variation évidemment concomitante de la pression neutre ; la pression effective reste constante ;
- une variation selon la *direction (2)* correspond à un changement de la contrainte totale, à pression neutre constante. Le module de déformabilité est alors beaucoup plus faible que dans le cas précédent. On retrouve là une explication de la différence sensible souvent constatée entre les modules d'élasticité statique et dynamique d'un massif rocheux saturé ;
- une variation dans la *direction (3)* représente un drainage du massif à charge totale constante. C'est le cas, désormais classique, du tassement de la région du barrage de Zeuzier en Suisse à la suite de l'effet drainant de la galerie du Rawyl (5) ;
- la *direction (4)* représente une variation concomitante de la contrainte de compression et de la pression neutre, de sorte que la déformation reste constante ; c'est une variation d'état qui a souvent lieu dans le sens horizontal à une certaine profondeur sous la surface du terrain.

La combinaison des directions (1) et (3) pour obtenir la direction (2) est représentée dans la même figure pour le point I ; il s'agit d'une variation d'état que l'on peut définir comme une « consolidation » du massif.

Les applications pratiques et théoriques de ce modèle sont fort nombreuses et intéressantes, mais nous allons délaissier ces aspects et nous concentrer — conformément au sujet de notre exposé — sur les problèmes hydrauliques de perméabilité et d'injectabilité.

3. LA PERMÉABILITÉ D'UN MASSIF ROCHEUX FISSURÉ

Alors que nous venons d'examiner le comportement statique du massif dans le sens perpendiculaire à la surface de discontinuité, il va de soi que les phénomènes de percolation ont lieu, eux, essentiellement selon la direction des plans de discontinuité eux-mêmes. Pour pouvoir rendre ces phénomènes accessibles au calcul, il est indispensable de procéder à une certaine modélisation de la surface de discontinuité dans son plan. On a choisi la configuration indiquée à la figure 7. Les zones de contact sont supposées être de forme hexagonale, régulièrement espacées et séparées les unes des autres par des canaux où l'eau peut circuler. Il est bien évident qu'aucune roche réelle ne correspond à un schéma aussi simplifié, régulier et géométrique, mais on peut se rendre aisément que ce modèle permet néanmoins d'obtenir d'excellents résultats ou, pour le moins, de se faire

* En fait, cette courbe vaut également en présence d'eau aussi longtemps que le massif n'est pas totalement saturé.

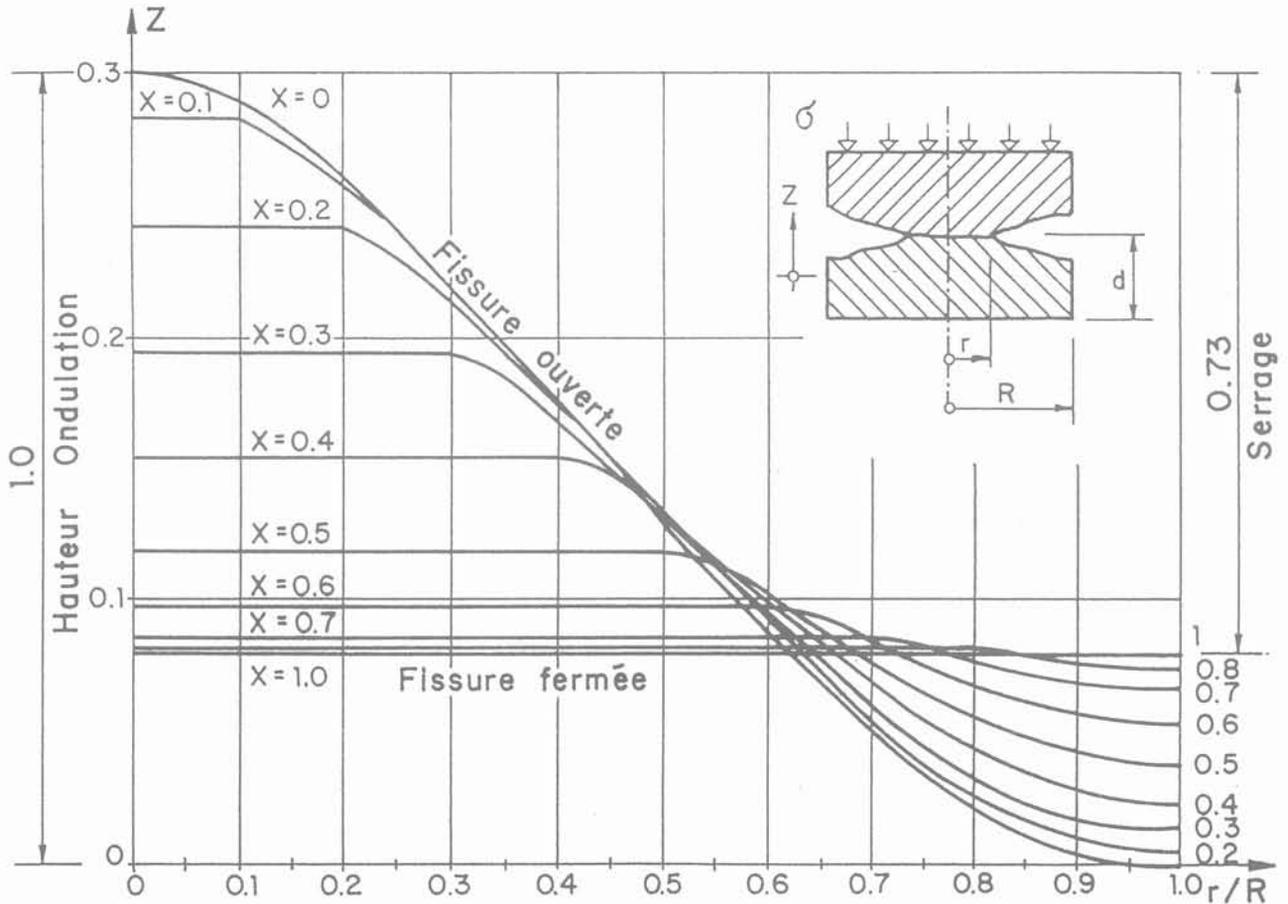


Fig. 3. — Formes successives d'une éponte ondulée lors de l'aplatissement sous l'effet d'une contrainte de compression (x = degré de fermeture).

Fig. 3. — Successive shapes of undulated sides of a fissure during the closing induced by a compression stress (x = relative closing).

Hauteur ondulation = height of undulation
Fissure ouverte = open fissure

Fissure fermée = closed fissure
Serrage = closing.

une idée fort claire des relations fonctionnelles liées à la percolation de l'eau dans le plan d'une fissure.

L'accroissement de la contrainte effective — qui n'est que la différence entre la contrainte totale et la pression neutre — fait que les zones en contact supposées hexagonales augmentent de surface de façon homothétique, et donc que les canaux de circulation se rétrécissent alors même que leur épaisseur diminue progressivement. Il se produit donc un double effet qui étrangle le débit d'écoulement. Le fait fondamental que nous devons retenir — et que nous allons examiner plus en détail dans ce qui suit — est que la perméabilité dans le plan d'une fissure et, partant, la perméabilité de fissuration d'un massif rocheux, sont influencées dans de très fortes proportions par la contrainte effective.

La figure 8 montre un exemple de l'énorme variation de la perméabilité en fonction de la contrainte effective pour des fissures d'épaisseurs différentes.

Ce phénomène explique — toutes choses égales par ailleurs — que dans les massifs rocheux, la perméa-

bilité tend à diminuer très rapidement en profondeur, ce qui limite très fortement les débits d'eau qui pénètrent dans les ouvrages souterrains profonds. Seules les discontinuités les plus importantes comptent alors.

Il explique également en partie l'anisotropie de la perméabilité des massifs rocheux (p. ex. perméabilité verticale différente de la perméabilité horizontale).

Lors de la réalisation d'ouvrages de génie civil, il est souvent nécessaire de modifier les caractéristiques de perméabilité du massif rocheux.

L'augmentation de la perméabilité d'ensemble du massif peut se faire à l'aide de perforations, ou si l'on préfère, de drains forés ; mais alors la perméabilité locale diminue. En effet, grâce au drainage, on réduit la pression interstitielle et l'on augmente de ce fait la pression effective qui serre les fissures (voir fig. 9).

Le drainage produit donc deux effets de sens inverse qu'il faut évaluer attentivement de cas en cas. Mais nous allons délaissier l'étude de ce problème.

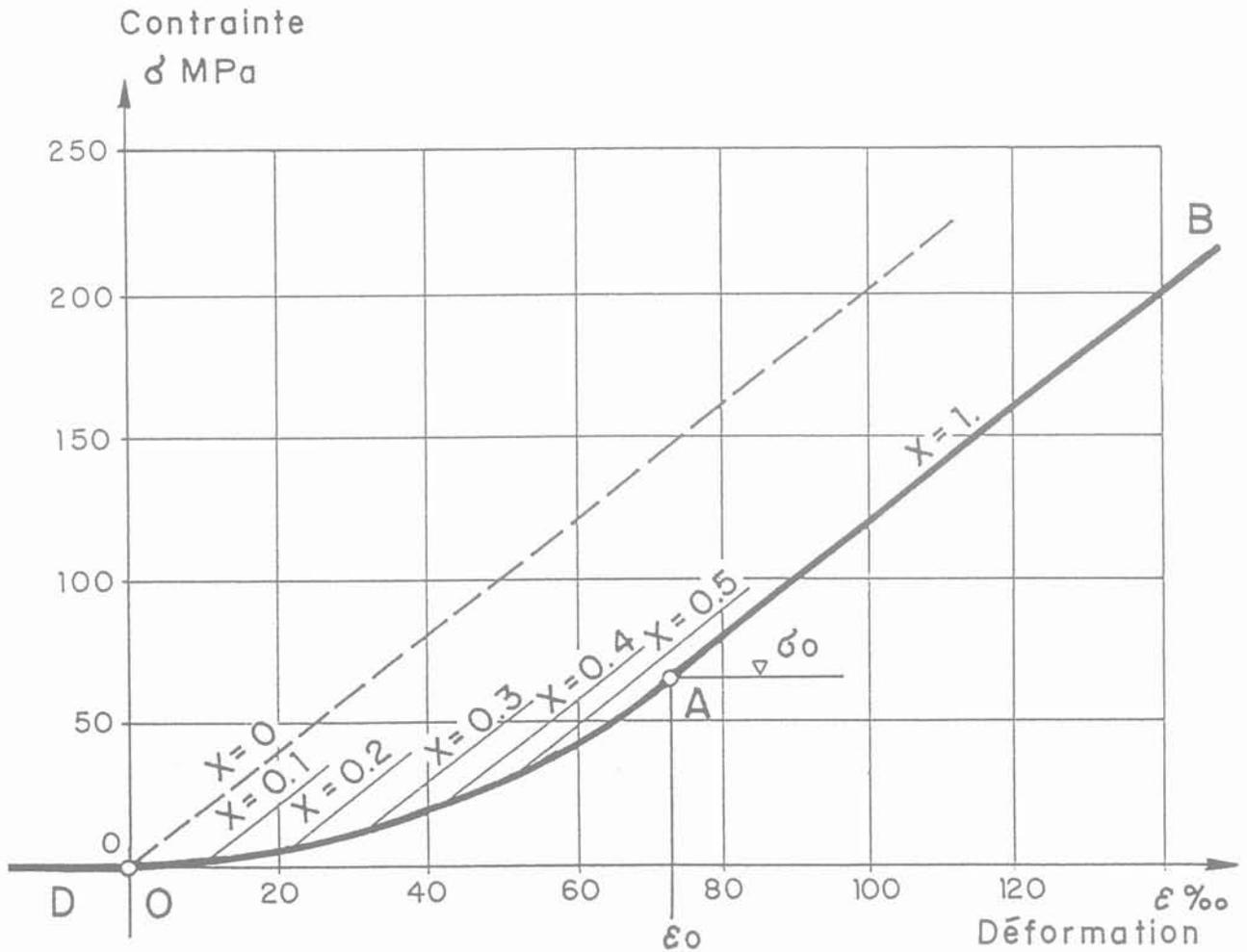


Fig. 4. — Relation contrainte-déformation d'un massif fissuré sec (Courbe de serrage) : x = degré de fermeture de la fissure.
 Fig. 4. — Stress-strain relationship for a dry fissured solid mass (closing curve) x = relative closing of the fissure.

A l'inverse, pour diminuer la perméabilité, on a habituellement recours à la technique de l'injection.

4. LES PRODUITS D'INJECTION

Dans le but d'imperméabiliser et de consolider le massif rocheux — car les deux choses vont souvent de pair — on a injecté des produits très nombreux aux propriétés fort diverses. Le principe même de l'injection implique qu'il faut injecter un produit qui possède à cet instant les propriétés d'un corps liquide ou pseudo-liquide, mais qui, avec le temps, se rigidifie en se transformant en corps solide ou pseudo-solide.

Il peut toutefois y avoir des exceptions. Ainsi, pour éviter que l'air comprimé sous haute pression ne s'échappe de chambres souterraines, on peut injecter en permanence de l'eau dans le massif rocheux de couverture. L'énorme différence de viscosité entre l'air et l'eau fait que l'eau forme pratiquement bouchon et réduit ainsi la perméabilité du massif à l'air.

L'eau est également injectée dans les roches dans le but de procéder par exemple à des essais de type Lugeon.

Nous ne mentionnons qu'en passant la possibilité d'imperméabiliser le massif par congélation de l'eau qui circule dans les discontinuités.

Les propriétés rhéologiques des produits injectés sont déterminantes pour le succès de l'opération.

Nous devons, dans nos considérations, tenir compte de l'existence de corps *newtoniens* qui ne présentent pas de cohésion, mais seulement une viscosité, et de corps de type *Bingham* qui, eux, possèdent un seuil de cohésion, ainsi que cela ressort de la figure 10.

On peut facilement montrer par ailleurs qu'un corps qui posséderait une friction interne — tel un mortier de sable à faible teneur d'eau — ne saurait être injecté dans une fissure.

Le produit d'injection le plus courant est bien entendu le coulis de ciment qui, en fait, n'est pas un liquide,

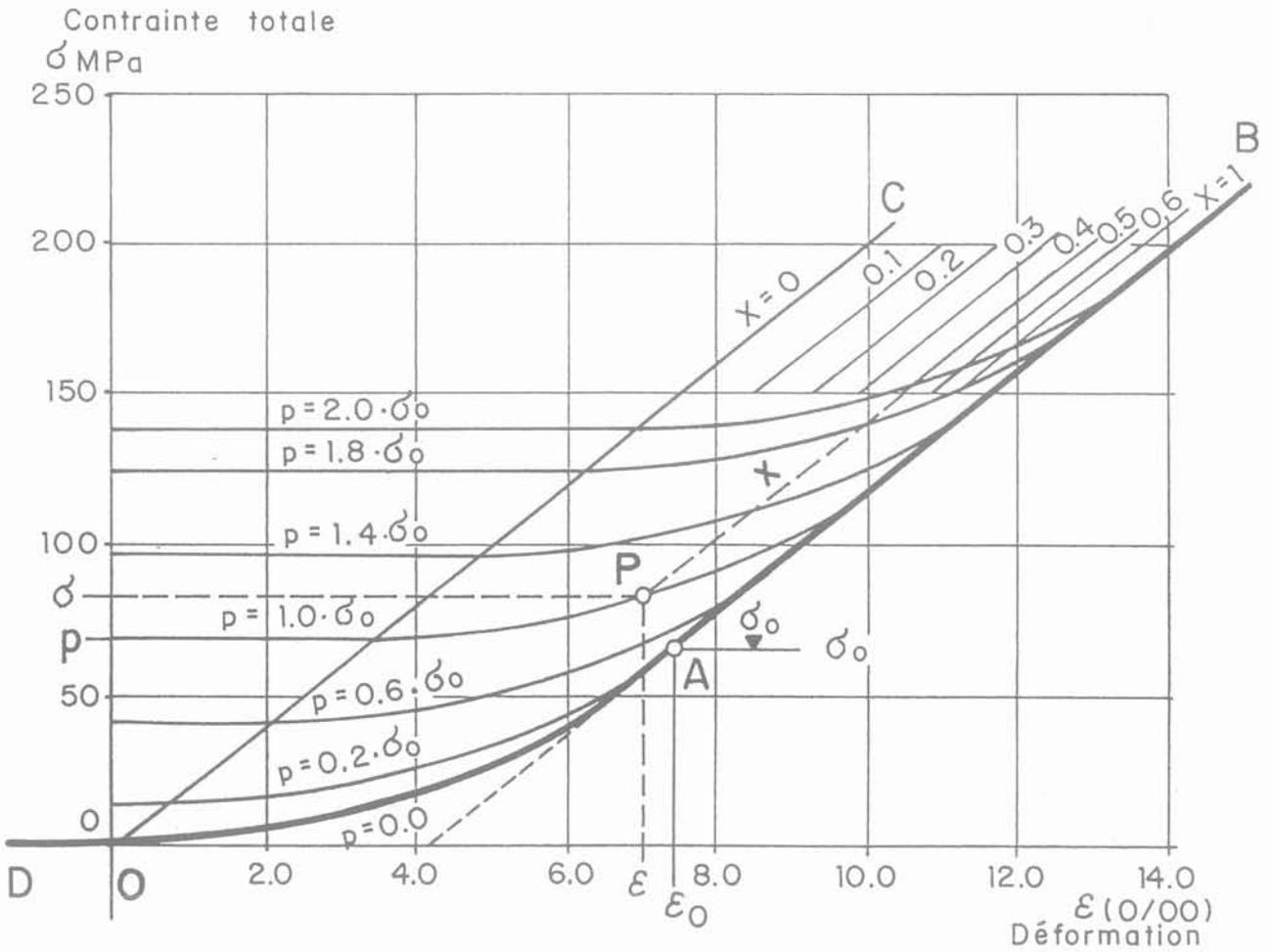


Fig. 5. — Modèle FES pour un massif rocheux.

p = pression neutre (interstitielle)

x = degré de serrage

$x = 0$ fissures ouvertes

$x = 1$ fissures complètement fermées.

Exemple d'un massif avec un seul système de fissures ayant 0,6 mm d'épaisseur (« hauteur d'onde ») et 100 mm de longueur (« longueur d'onde »), distantes de 100 mm.

Module de la matrice rocheuse 20 GPa.

Point A (σ_0, ϵ_0) = serrage complet en l'absence d'eau.

Fig. 5. — FES model for a rock mass.

p = neutral pore water pressure

x = relative closing

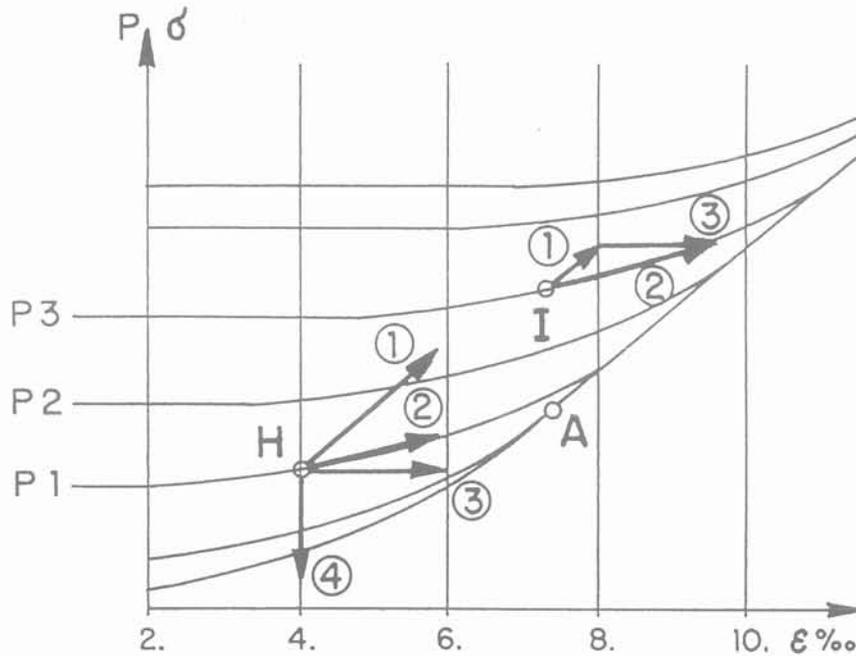
$x = 0$ open fissures

$x = 1$ completely closed fissures.

Example for a rock mass with only one system of cracks with : 0,6 mm opening (height of undulation) and 100 mm of length (wave length of undulations) spaced every 100 mm.

Modulus of the rock matrix 20 GPa.

Point A (σ_0, ϵ_0) = complete closing without water.

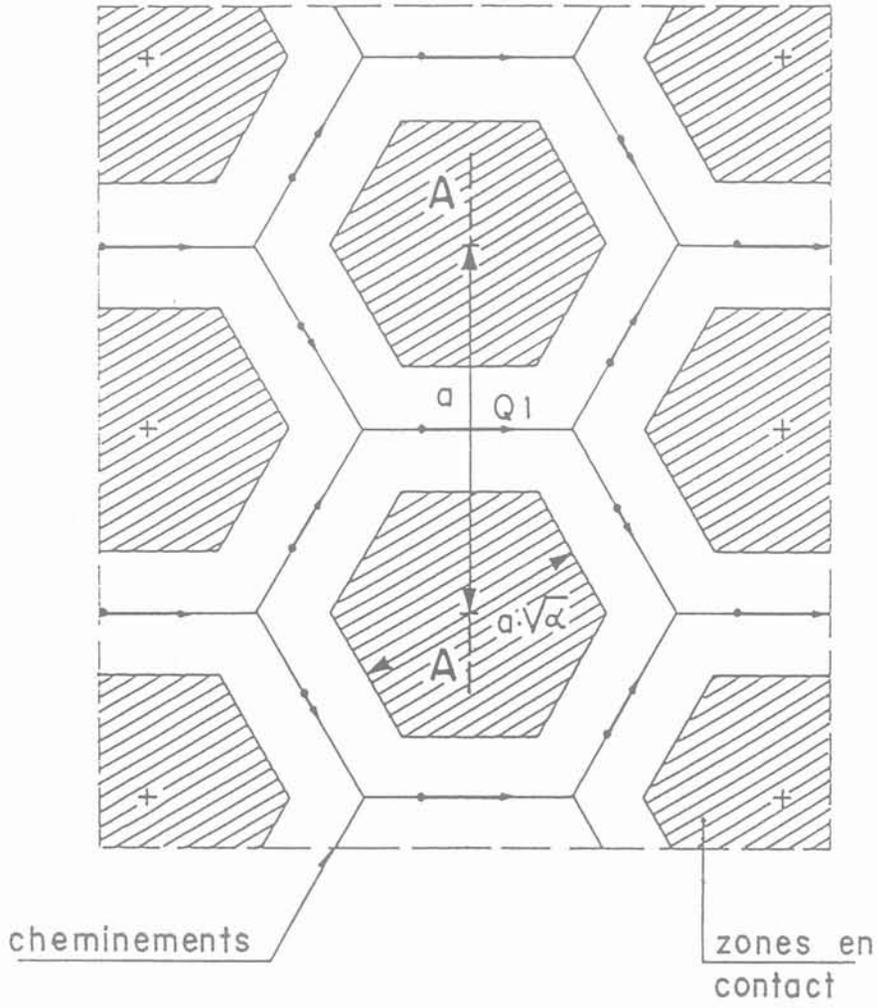


EXEMPLE

Direction	Variations (p et σ)	Rapports au point H
①	chargement non drainé :	$\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1} = 20 \text{ GPa}$
②	chargement à pression int. constante :	$\frac{\Delta \sigma_2}{\Delta \epsilon_2} = 5 \text{ GPa}$
③	drainage à charge constante (module uniaxial de tassement) :	$\frac{\Delta p}{\Delta \epsilon_3} = M t_1 = 8 \text{ GPa}$
④	dilatation nulle :	$\frac{\Delta \sigma}{\Delta p} = \rho = 0.8$

Fig. 6. — Modèle massif élastique fissuré. - Variations d'état particulièrement significatives.
 Fig. 6. — Model of fissured elastic solid mass. - Particularly significant state variations.

- ① undrained loading
- ② loading by constant water pressure
- ③ draining under constant load
- ④ loading by constant strain



Section A - A

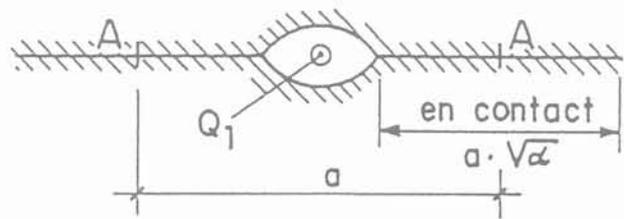


Fig. 7. — Modèle FES. - Modélisation de la fissure dans son plan pour procéder aux calculs hydrauliques.

Q_1 = débit passant par un « canal ».

Fig. 7. — FES. Model - Modélisation of a fissure, in its plane, for hydraulic mathematical analysis.

Q_1 = flow through a "channel".

Zone en contact = contact zones - Cheminements = flow paths

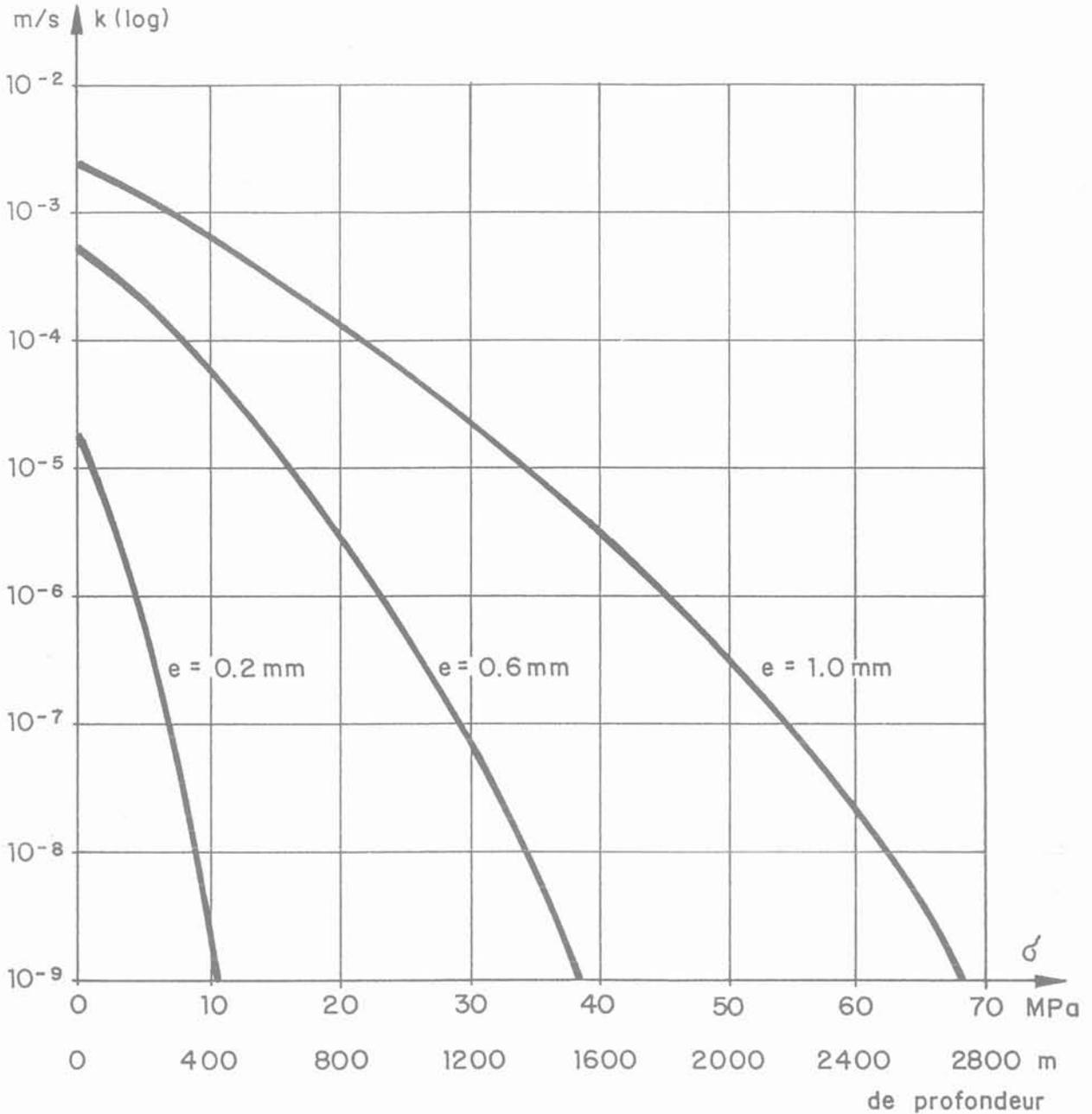


Fig. 8. — Modèle FES. - Perméabilité de la masse rocheuse en fonction de la contrainte effective.
 Même exemple que la figure 5, toutefois pour des fissures dont l'« épaisseur » (ondulation) assume diverses valeurs.
 Fig. 8. — FES. Model. - Permeability of the rock mass as a function of the effective stress.
 Same example as figure 5 including different fissure opening (undulation) values.

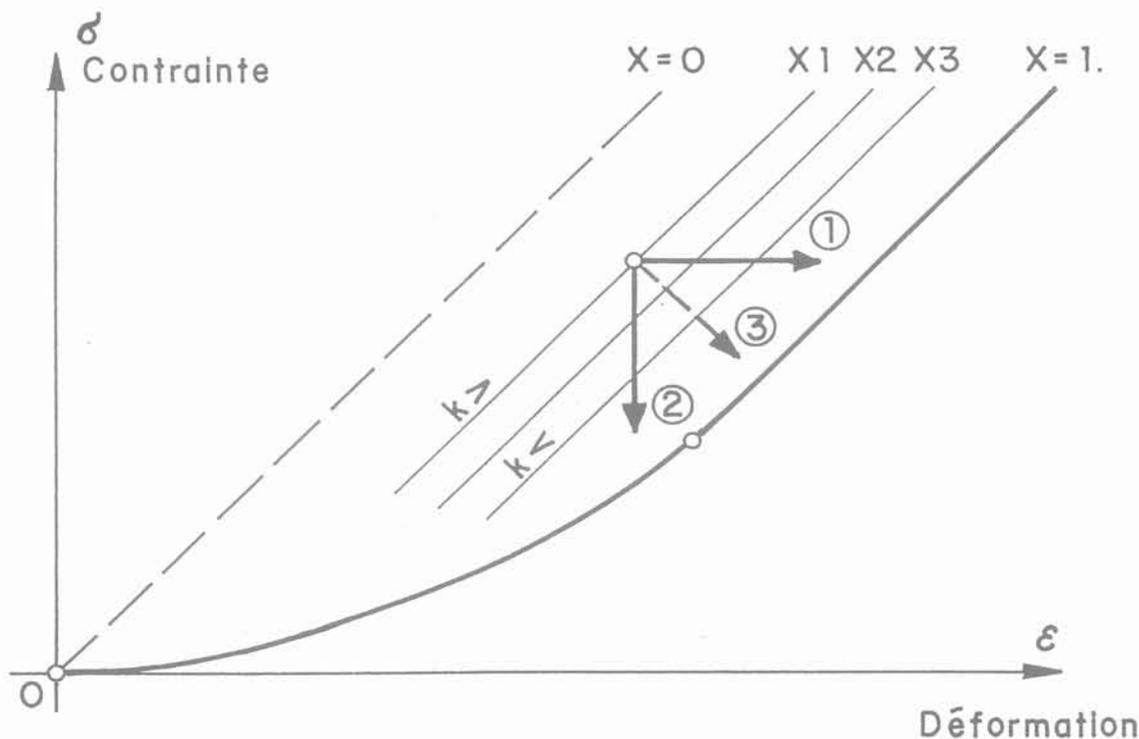


Fig. 9. — Effet du drainage dans un massif rocheux.

- (1) à contrainte totale constante
- (2) à extension constante
- (3) variation de type intermédiaire.

Dans chaque cas, il y a serrage des fissures et donc diminution de la perméabilité du massif.

Fig. 9. — Effect of drainage in a rock mass.

- (1) under constant total stress
- (2) under constant state of deformation
- (3) variation of combined type.

In each case a closing of the fissures happens and the permeability of the mass decreases.

mais une suspension. Il possède néanmoins des propriétés rhéologiques qui peuvent être approchées — avec une bonne précision — par celles du corps de Bingham. Je ne ferai par ailleurs que mentionner les résines qui assument une place de plus en plus importante dans les travaux de génie civil mais dont l'étude nous mènerait trop loin.

Le phénomène qui transforme un corps liquide ou pseudo-liquide en un corps solide ou pseudo-solide est, selon le cas, l'hydratation pour les coulis de ciment, la gélification pour les gels et la polymérisation pour les résines.

5. LES COULIS DE CIMENT

Le coulis de ciment, qui en principe n'est qu'un simple mélange d'eau et de ciment, présente en fait un comportement assez complexe. Tout d'abord, ses propriétés rhéologiques varient énormément selon les dosages employés. La figure 11 montre la variation de la cohésion et de la viscosité d'un simple coulis en fonction du rapport eau/ciment. On constate le même fait à la figure 12 pour ce qui est de la décantation. Il est d'usage de définir comme stables les cou-

lis dont la décantation ne dépasse pas, par exemple, 5 % durant 2 ou 3 heures, les autres étant définis instables. On constate en effet souvent que lors d'injections avec un tel coulis l'eau se sépare du ciment et suit d'autres cheminements. La cinérèse est justement le phénomène de la séparation de l'eau du ciment.

Pour rendre stable un coulis de ciment, on peut y ajouter de la bentonite et obtenir un coulis dont cohésion et viscosité augmentent alors que la décantation diminue. Les propriétés rhéologiques du coulis peuvent également être modifiées par l'adjonction de produits divers qui agissent en sens inverse de la bentonite, ainsi que cela ressort à la figure 13.

En fait, l'adjonction d'eau au ciment a deux buts :
 — d'abord celui de fournir l'eau qui sera nécessaire à l'hydratation, et donc à la prise du ciment en vue de transformer en solide le coulis encore liquide, mais aussi celui

— d'éliminer les forces de frottement qui peuvent se produire entre les grains de ciment et entre ceux-ci et les épontes de la fissure. Il s'agit de permettre la formation d'une pellicule d'eau autour de chaque

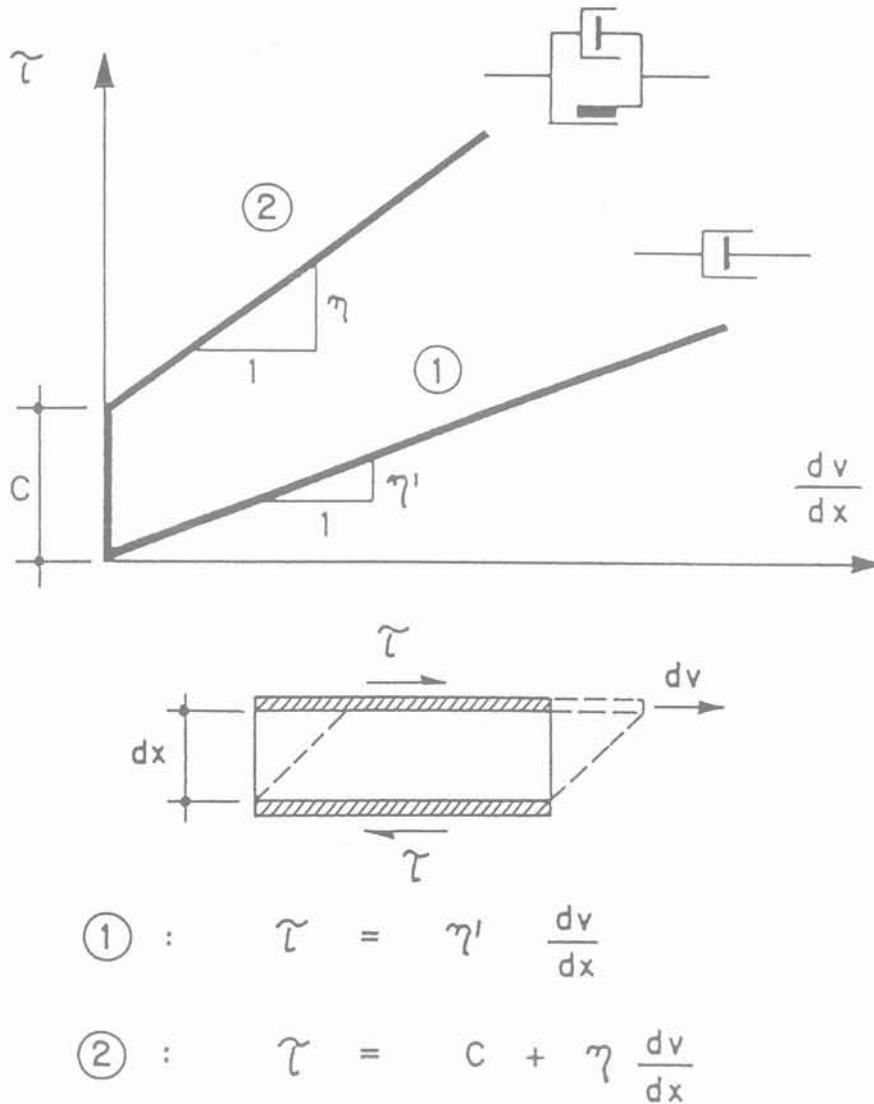


Fig. 10. — Lois rhéologiques intéressant l'injection.

- (1) corps de Newton (viscosité seule) : eau
 (2) corps de Bingham (cohésion et viscosité) : coulis stable.

Fig. 10. — Rheological laws in relation with grouting.

- (1) Newton model (viscosity only) : water
 (2) Bingham model (cohesion and viscosity) : stable grout.

grain, afin qu'il ne rentre pas directement en contact avec son voisin ni avec la paroi. L'eau joue ainsi le rôle de lubrifiant.

Ceci implique que dans tout coulis injectable, il y aura toujours excès d'eau par rapport à la quantité strictement nécessaire à l'hydratation du ciment.

Comme dans tout béton, la résistance mécanique, mais aussi la résistance à la lixiviation du coulis ayant fait prise sont d'autant plus élevées que l'eau en excès aura été moindre. On se trouve ainsi souvent placé en face d'un dilemme, à savoir : vouloir réduire la quantité d'eau pour augmenter la qualité du produit final, mais d'autre part devoir l'augmenter pour diminuer la viscosité et la cohésion du coulis, en vue d'en

faciliter la pénétration dans les fissures sans devoir augmenter par trop les pressions d'injection. On parle volontiers à cet égard de « pénétrabilité » du coulis.

Au cours de l'injection, les propriétés rhéologiques du coulis peuvent se modifier sensiblement. En effet, une partie de l'eau peut se perdre, soit le long de fissures très fines dans lesquelles le ciment ne peut pénétrer soit par absorption d'eau par une matrice rocheuse poreuse non entièrement saturée.

Ce phénomène de presso-filtration est évidemment d'autant plus important que les pressions d'injection employées seront élevées, d'autant moins que la matrice rocheuse sera moins poreuse et plus totalement saturée d'eau avant l'injection, et bien sûr

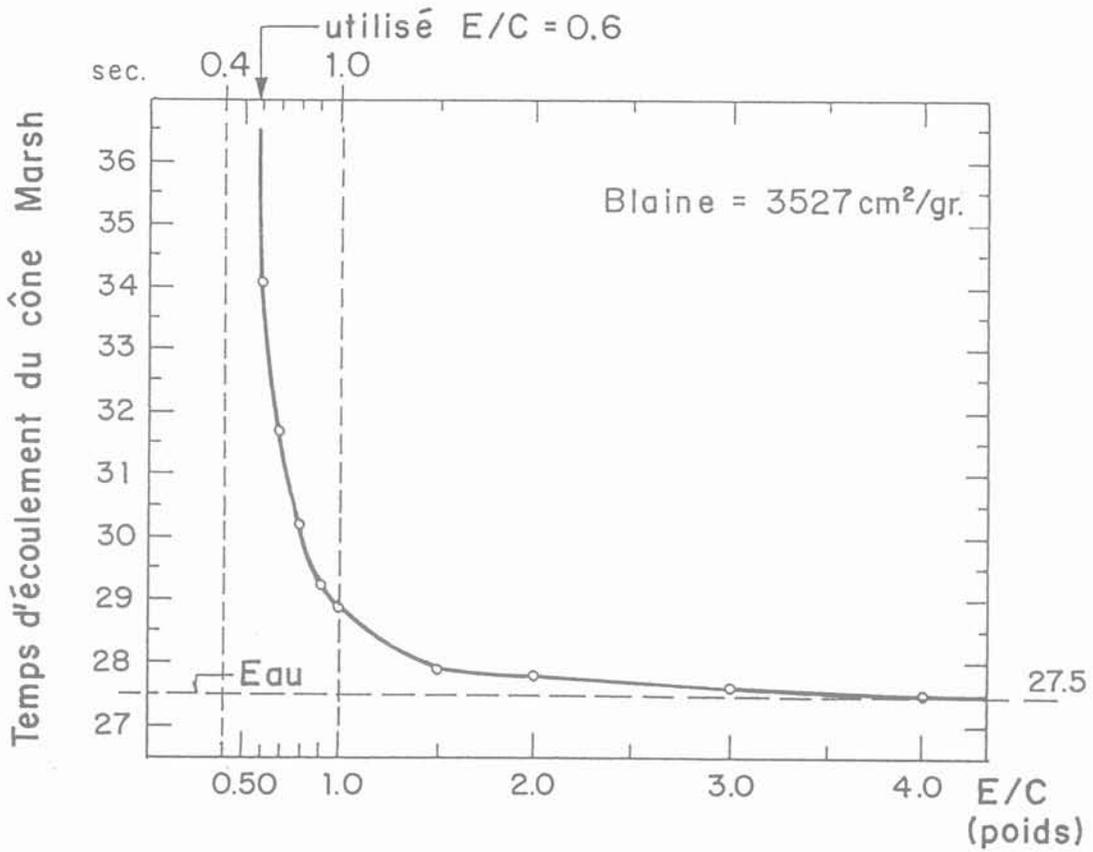


Fig. 11. — Variation des propriétés rhéologiques d'un coulis de ciment en fonction du rapport eau/ciment. E/C en poids. (Exemple : Barrage de Paute-Ecuador). Temps d'écoulement du cône Marsh.

Fig. 11. — Variation of rheological properties of a cement grout as a function of the w/c weight ratio. (Example : Paute dam in Ecuador). Marsh's funnel flow time. E/C = W/C water cement factor by weight.

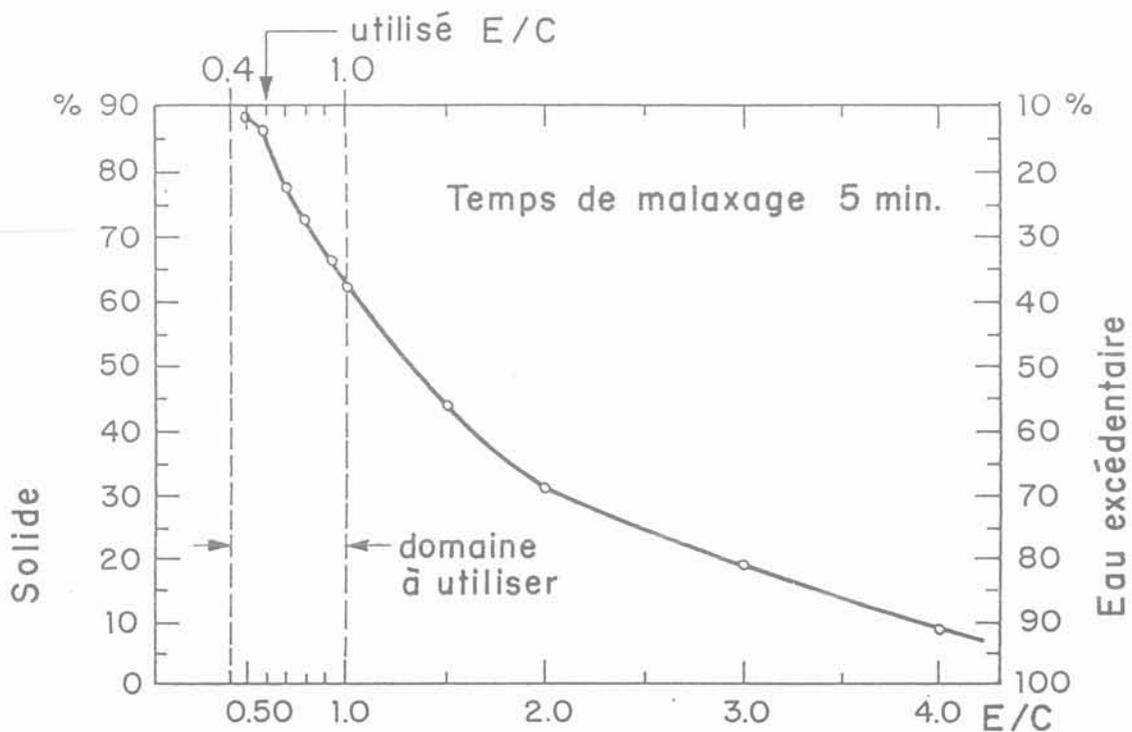


Fig. 12. — Décantation à très long terme d'un coulis eau/ciment en fonction du rapport eau/ciment. (Exemple : Barrage de Paute-Ecuador).

Fig. 12. — Long term settling of a cement grout as a function of the w/c ratio (example : Paute dam in Ecuador). Solide = solid - Temps de malaxage = mixing time - Eau excédentaire = bleeding water - Domaine à utiliser = range of W/C to be used

cevable que le coulis de ciment n'entrera guère dans des fissures plus fines que deux ou trois fois les diamètres des particules en suspension, c'est-à-dire dans des fissures plus fines que 0,2, 0,3 ou même 0,4 mm^{*}. N'oublions pas par ailleurs que l'épaisseur de la fissure n'est pas constante et que par conséquent les grains de ciment plus gros bouchent d'abord les zones plus fines de la fissure et réduisent dans de très fortes proportions la section des canaux dans lesquels le coulis peut circuler.

C'est pour cette raison que, si l'on veut injecter des fissures fines ou seulement les parties très fines des fissures, il faut avoir recours à des ciments très finement moulus et ayant donc une surface spécifique selon Blaine plus élevée.

De cette constatation découle la conclusion très importante selon laquelle ce n'est que dans des cas bien particuliers qu'on pourra obtenir un étanchement « absolu » de la masse rocheuse en n'utilisant que des injections de ciment.

6. PERMÉABILITÉ DE LA ROCHE ET PÉNÉTRABILITÉ DU COULIS

Sur la base du modèle FES présenté tout à l'heure, il est possible de calculer la perméabilité d'une fissure en fonction de ses caractéristiques géométriques et de son degré de serrage.

Par extension, on peut déterminer la perméabilité du massif rocheux en fonction des propriétés des fissures et de leur fréquence ainsi que de l'état de contrainte auquel le massif est soumis.

Or, selon la loi de Darcy, la notion de perméabilité implique un rapport linéaire entre gradient de pression et débit d'écoulement. On conçoit donc immédiatement que la notion de perméabilité d'une fissure — et donc celle d'un massif fissuré — ne peut s'appliquer qu'à des liquides newtoniens qui ne possèdent pas de cohésion, donc à l'eau seulement. Dans le cas d'un corps de Bingham, c'est-à-dire d'un corps possédant un seuil de cohésion, on ne peut définir qu'une *pénétrabilité*, fonction de la cohésion du coulis et du gradient de pression, ainsi que cela est montré à la figure 14.

L'allure asymptotique des courbes dessinées dans cette figure montre que pour chaque gradient, les débits s'annulent pour un certain degré de fermeture de la fissure. Ainsi on peut retenir que pour chaque fissure et chaque degré d'ouverture, il faudra utiliser un gradient de pression d'injection minimum afin qu'un débit non nul puisse s'écouler.

On en déduit aussitôt que toute injection réalisée avec un coulis présentant une cohésion ne pourra s'étendre au-delà d'une certaine distance, fonction évidemment de la pression appliquée — en fait du gradient de pression — de l'ouverture de la fissure et de la cohésion du coulis, et cela indépendamment du temps durant lequel on appliquera la pression. On aura donc

à faire avec un « refus » réel bien défini. Ce comportement du coulis de ciment est évidemment fondamentalement différent de celui d'un liquide newtonien et particulièrement de celui de l'eau. Avec de tels liquides, n'importe quelle distance pourra théoriquement être atteinte avec n'importe quelle pression pourvu que le temps d'injection soit suffisamment long^{**}. Cet état de choses nous amène d'ailleurs à définir comme paramètre déterminant de l'injection le rapport « pression-cohésion » plutôt que la valeur absolue de la pression.

La situation change encore une fois si nous prenons en considération le fait que dans le coulis des grains de diamètre non nul sont en suspension. La figure 15 montre à quel point la pénétrabilité, en fonction du degré de fermeture, diminue dès que l'on tient compte de ce facteur qui rend impossible l'injection de fissures fines ou de fissures fortement serrées, et cela indépendamment de la pression d'injection que l'on voudra appliquer.

Il va d'ailleurs sans dire qu'il ne peut y avoir d'injection sans qu'une pression ne s'applique dans la fissure à injecter. Toute pression de ce type tendra à ouvrir la fissure ; en fonction entre autres du module de déformabilité du massif encaissant, ou si l'on préfère, de la rigidité des épontes et de la pression d'injection elle-même.

Il en découle immédiatement que l'on ne peut injecter aucune fissure sans l'ouvrir au moins quelque peu. C'est dire que les fissures injectées apparaîtront toujours plus épaisses et plus ouvertes qu'elles ne l'étaient avant l'injection. On constate en effet souvent qu'après l'injection il n'existe plus aucun contact entre les deux épontes rocheuses alors qu'il est plus que probable et même presque sûr qu'elles se touchaient auparavant, surtout si l'on se trouve à une certaine profondeur sous la surface du terrain, là où les contraintes naturelles du massif sont élevées.

Et cependant, malgré l'évidence, et nous dirons même la trivialité de cette affirmation, on trouvera toujours des « spécialistes de l'injection » qui prétendent injecter les fissures sans les ouvrir, et des ingénieurs pour prescrire que l'injection se fasse sans mouvements du massif et donc en fait qu'elle ne se fasse pas. C'est pour cette raison qu'ils utilisent des pressions d'injection extrêmement faibles et par conséquent des coulis extrêmement fluides avec un énorme excès d'eau. Les mouvements sont alors assez faibles pour qu'ils ne puissent plus ni les observer ni les mesurer. Ils sont alors rassurés ! Ce qu'ils craignent en fait avant tout est le phénomène du claquage ou hydro-fracturation.

* Il faut en effet tenir compte d'un effet de floculation du ciment qui peut par ailleurs être diminué grâce à l'adjonction des défloculants appropriés.

** Dans le cas d'un coulis non stable il se produit une séparation de l'eau et du ciment. A une certaine distance de l'orifice d'injection, les grains de ciment se déposent et finissent par modifier les conditions hydrauliques de la fissure en bouchant certains canaux ce qui peut, dans certaines conditions, mener également au refus.

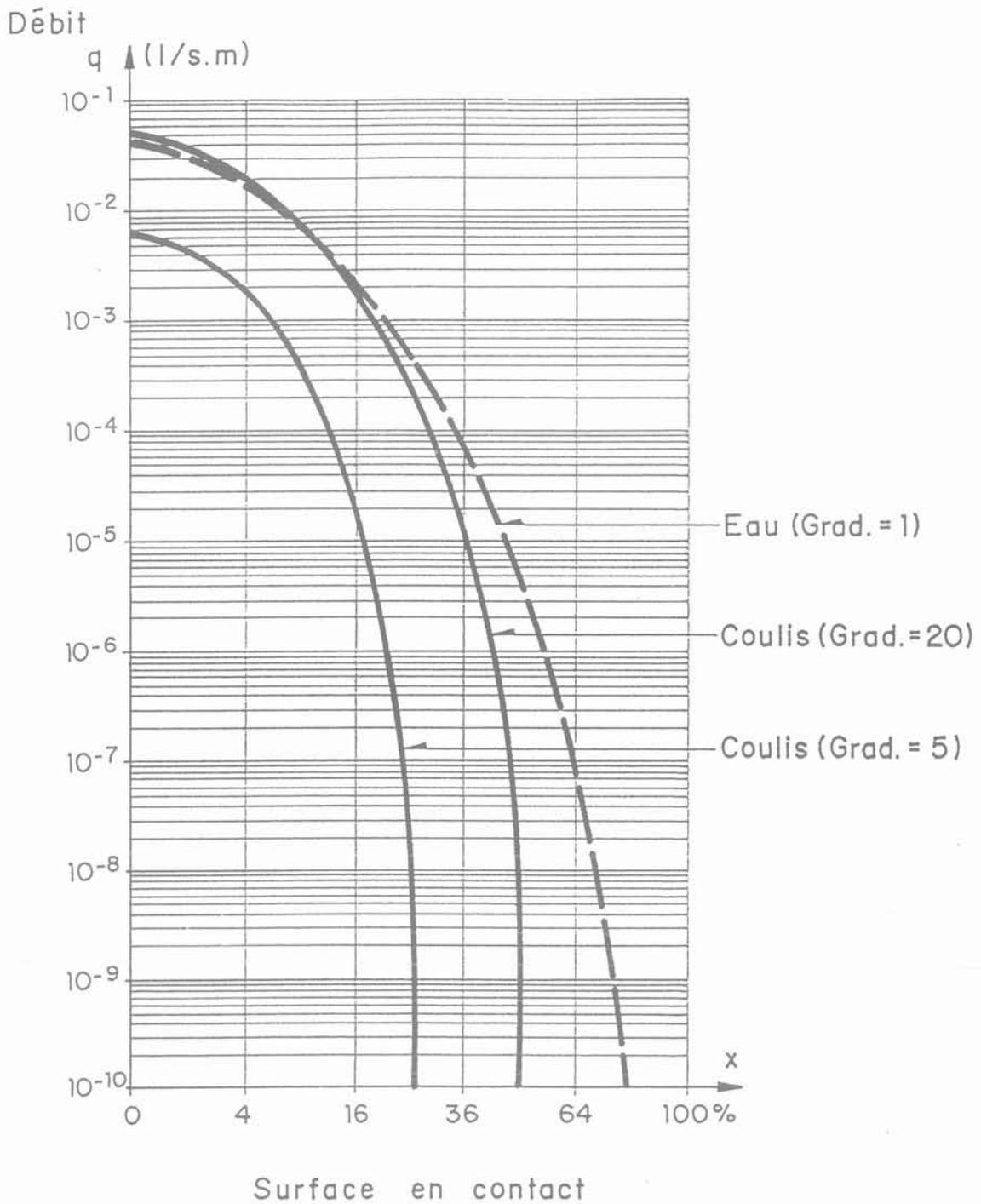


Fig. 14. — Modèle FES. Injection d'une fissure ; débit d'un coulis eau/ciment stable en fonction du gradient de pression et du degré de fermeture de la fissure.
Ouverture maximum de la fissure 0,6 mm
Cohésion relative du coulis 0,5 mm
Viscosité cinématique du coulis $20 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Fig. 14. — FES. Model — Grouting of a fissure : flow rate of a stable cement grout as a function of the pressure gradient and of the relative closing of the fissure.
Maximum opening of the fissure = 0.6 mm
Relative cohesion of the grout : 0.5 mm
Kinematic viscosity of the grout : $20 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

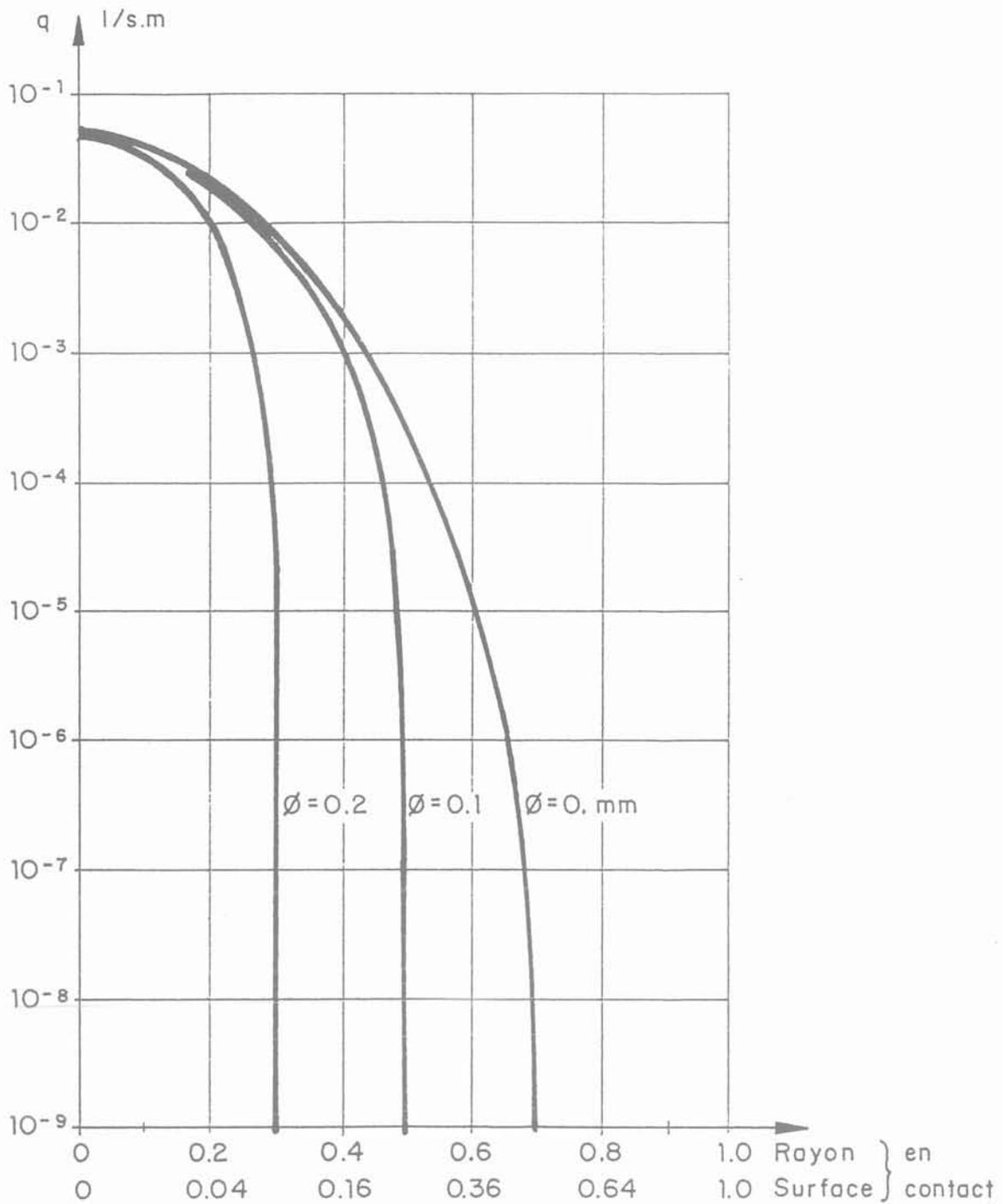


Fig. 15. — Effet du diamètre maximum des grains de ciment sur la pénétrabilité d'un coulis. Même exemple que la figure 5. Même coulis que dans la figure 14. Gradient = 20.

Fig. 15. — Effect of maximum grain size of cement particles on the penetrability of a grout. Same example as figure 5. Same grout as Figure 14. Gradient = 20.

7. HYDRO-FRACTURATION

S'il est vrai que toute injection ouvre les fissures de la masse rocheuse, et s'il est vrai que l'on recherche parfois à produire un claquage dans le terrain, il est

tout aussi vrai qu'il est souvent inutile et parfois indésirable de produire une ouverture excessive de certaines discontinuités dans le massif. Si nous examinons sur la base de la figure 16 la distribution des pressions dans une fissure lors de l'injection, nous pouvons calculer la force d'éclatement F par intégra-

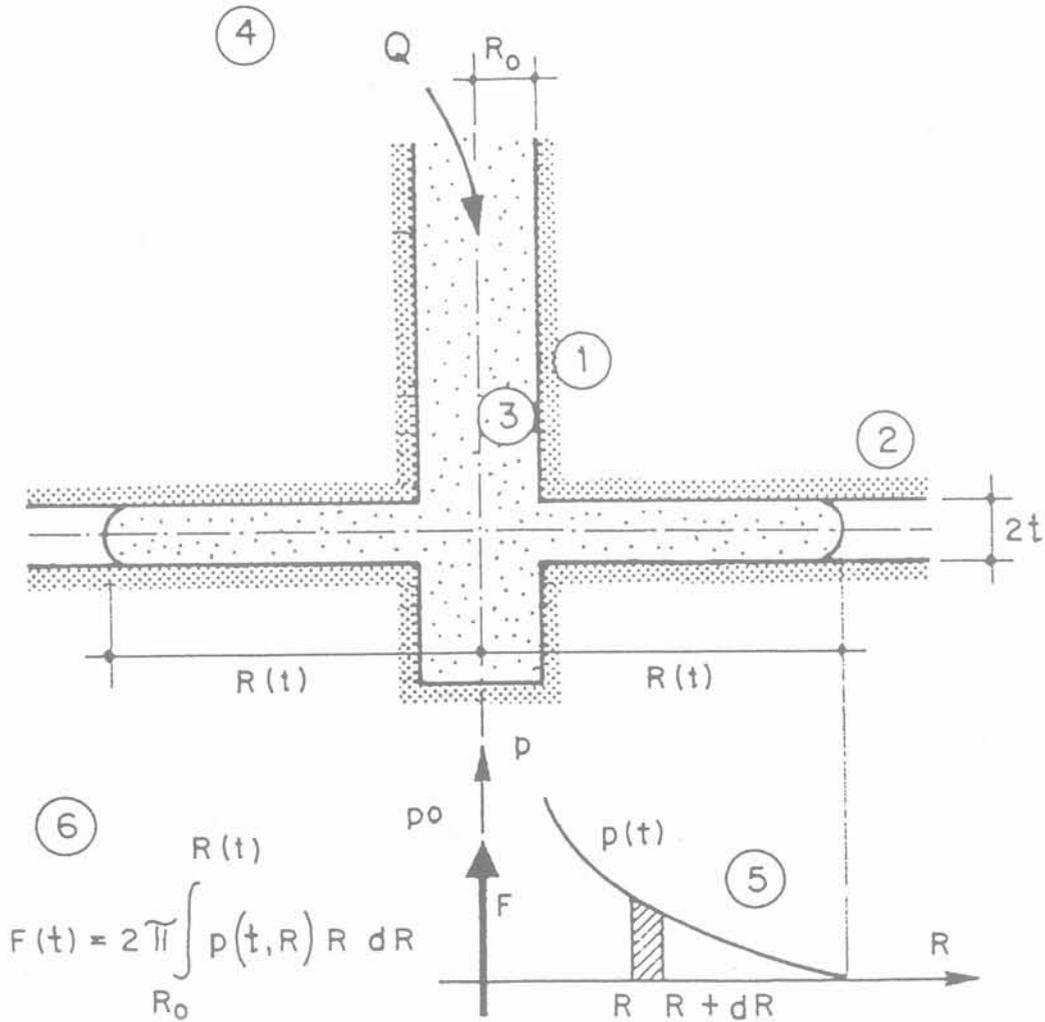


Fig. 16. — Schéma de calcul pour l'injection d'une fissure.

- (1) Forage
- (2) Fissure
- (3) Coulis
- (4) De la pompe d'injection
- (5) Pression le long de la fissure au temps t
- (6) Force d'éclatement (F).

Fig. 16. — Grouting analysis diagram for a fissure.

- (1) Grouthole
- (2) Fissure
- (3) Grout
- (4) Grouting pump
- (5) Distribution of the grouting pressure at time t
- (6) Splitting force (F).

tion des pressions s'exerçant dans la fissure à partir de la perforation. Cette force d'éclatement est proportionnelle non seulement à la pression d'injection, mais également à la surface sur laquelle le coulis s'étend. Elle dépend en outre de la loi de diminution de la pression avec la distance du trou d'injection. Par ailleurs, la surface sur laquelle s'applique la pression est fonction du volume de coulis injecté n'ayant pas encore fait prise. On déduit ainsi aisément de ces relations qu'il est possible d'éviter ou tout au moins de

limiter les phénomènes d'hydro-fracturation ou d'ouverture excessive d'une fissure si l'on respecte une certaine relation — à caractéristique négative — entre la pression appliquée et le volume injecté. En d'autres termes, la pression limite d'injection sera d'autant plus faible que le volume de coulis injecté et n'ayant pas encore fait prise sera plus important.

Dans la pratique, une relation hyperbolique semble bien faire l'affaire. On se souviendra que la distance

d'injection est toujours limitée si le coulis possède un minimum de cohésion ; elle peut par contre être théoriquement illimitée si le coulis n'a pas de cohésion comme l'eau ou certains coulis par trop dilués.

En fait, on constate qu'en utilisant un coulis cohésif, donc un coulis stable, on obtient une ouverture progressive et un remplissage complet de la discontinuité ouverte sans qu'aucun problème d'instabilité élastique — qui est généralement associée à l'idée d'hydrofracturation — ne se produise. Le fait d'ouvrir la discontinuité n'a pas alors en général de conséquences négatives puisqu'à la fin de l'opération tout le volume des fissures sera parfaitement rempli.

8. DÉROULEMENT DE L'INJECTION

Les considérations que nous avons faites amènent à formuler certaines conclusions et certaines recommandations qui parfois coïncident mais parfois diffèrent des pratiques traditionnelles. Ainsi :

— si les essais Lugeon sont utiles pour évaluer la perméabilité du massif rocheux, ils ne donnent guère

d'indication valable quant aux absorptions de coulis auxquelles il faut s'attendre, et cela malgré ce que d'aucuns prétendent !

— la notion d'injection « au refus » n'a de vrai sens que si l'on utilise un coulis cohésif ; mais dans le cas d'un liquide newtonien, l'absorption continuera toujours à n'importe quelle pression. Sauf bien entendu si la prise a eu lieu entre-temps ;

— dans le cas de coulis de Bingham, le refus se produira pour des volumes injectés d'autant plus importants que la pression appliquée sera élevée, ce qui est l'évidence même ;

— on aura souvent intérêt à injecter à débit constant plutôt qu'à pression constante et à arrêter l'injection dès qu'une certaine pression aura été atteinte ;

— pour tenir compte de l'incertitude existant quant à l'importance de discontinuités réellement présentes dans le massif rocheux, il convient de prescrire non des limites de volume fixes, mais des limites fonction de la pression atteinte et vice-versa. La figure 17 indique un exemple d'une telle directive d'injection.

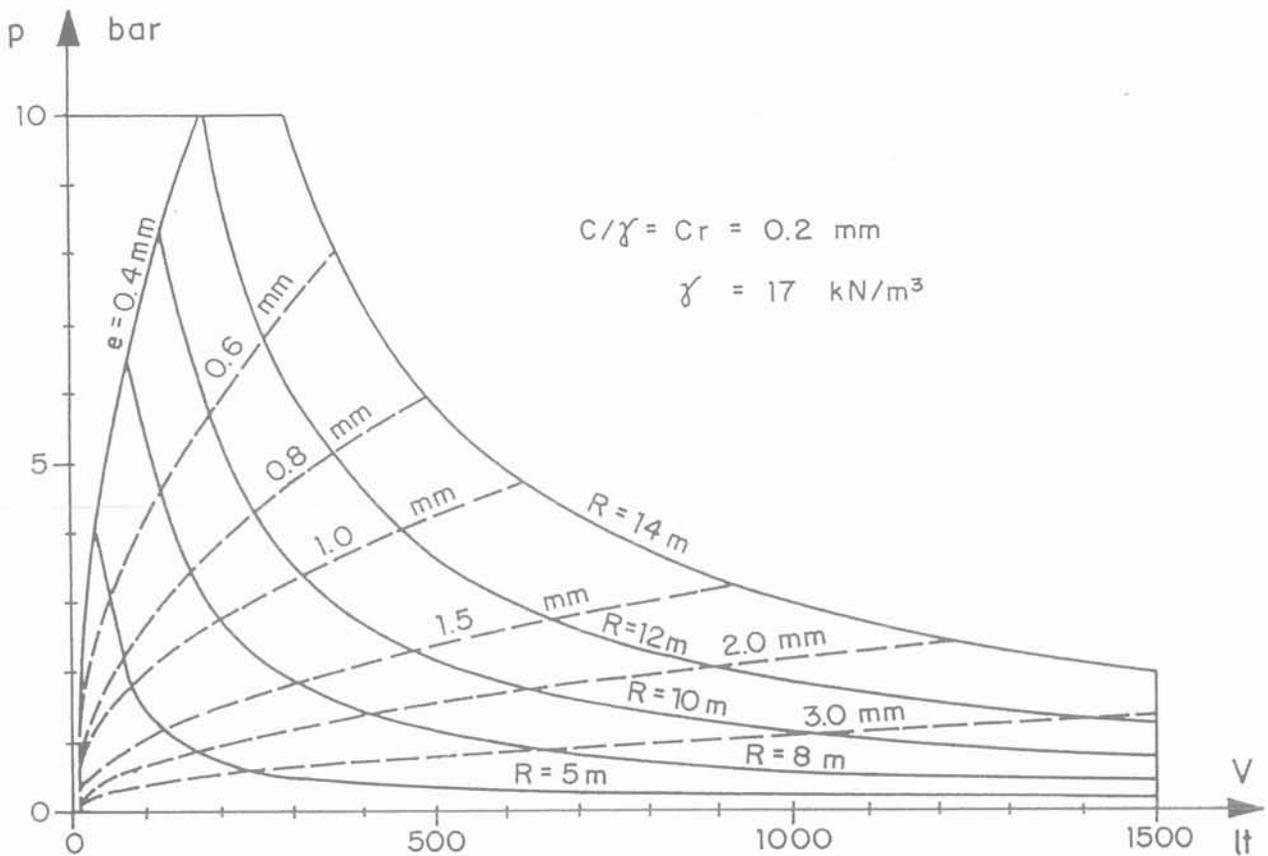


Fig. 17. — Exemple de directives pour la réalisation d'injections indiquant les valeurs limites de la pression d'injection en fonction du volume déjà injecté, avec indication, sous forme paramétrique, de l'épaisseur équivalente des fissures et de la distance atteinte. p = pression, V = volume injecté, R = distance atteinte par l'injection, e = épaisseur équivalente de la fissure.

Le graphique est établi dans l'hypothèse d'une fissure unique.

Fig. 17. — Example of specifications for performing grouting with indication of grouting pressure limit values as a function of the volume already grouted and with parametrical indication of the equivalent opening of the fissure and of the distance reached by the grout. p = pressure, V = volume of grout injected, R = distance reached by the grout, e = equivalent thickness of the fissure.

The graph illustrates the case for a single fissure.

Un certain nombre de conclusions quant à l'étude des procédés d'injection peuvent être déduites des considérations exposées ci-dessus. Elles ont été présentées en d'autres occasions (3).

9. EXEMPLES D'APPLICATION

Actuellement, des injections de consolidation dans les appuis rocheux du barrage en enrochement de El Chocón — en service depuis 15 ans en Argentine — sont en cours d'exécution et se trouvent dans un état fort avancé. Des désordres dans les épaulements et dans le noyau du barrage avaient été constatés durant l'exploitation. La réparation doit se faire à bassin plein, c'est-à-dire envers des pressions d'eau élevées. Il faut donc procéder aux injections avec une très grande précaution. L'opération est suivie en temps réel par ordinateur. Tous les paramètres et toutes les fonctions importants peuvent être directement lus sur écran et successivement enregistrés sous forme graphique et numérique. Les figures suivantes 18 et 19 montrent quelques-uns des résultats obtenus. Les pompes d'injection à pistons ne permettant pas d'obtenir un débit d'injection réellement constant, il faut par la manœuvre continue d'une vanne de réglage tâcher de respecter la valeur de consigne de débit.

10. RÉSULTATS ET LIMITES DE L'INJECTION DE COULIS DE CIMENT

Une opinion assez diffuse veut que l'on puisse rendre absolument étanche à l'eau un massif rocheux en procédant à des injections de coulis de ciment.

En réalité, même si l'on remplace l'expression « absolument étanche » par « pratiquement étanche » on doit encore tenir compte de nombreuses limitations.

(1) Tout d'abord ne seront pas injectées les fissures trop fines pour permettre l'entrée des gros grains de ciment. Le coulis ne pouvant pénétrer naturellement dans la fissure, il n'y a qu'une faible chance qu'une pression d'eau suffisante se crée dans la fissure et l'ouvre assez largement pour que le coulis s'y fraye alors un chemin.

(2) Même si la fissure s'ouvre sous l'effet de l'injection, des zones peuvent subsister où l'ouverture est insuffisante pour permettre un bon remplissage. Ainsi autour des points de contact se formeront des auréoles mal injectées (fig. 20). L'injection n'est vraiment bonne que si la fissure a été franchement ouverte par la pression.

(3) Si dans la discontinuité se trouvent des matériaux non injectables, l'injection ne saurait être parfaite et des délavements sont possibles par la suite.

(4) En raison des pressions appliquées lors de l'injection, les fissures fines se ferment alors que les plus importantes s'ouvrent. Il faut donc procéder à plusieurs étapes successives d'injection.

(5) Dans certains cas l'état de sollicitation de la masse rocheuse peut se modifier après la réalisation de l'ouvrage ; par exemple lors de variations du niveau de la retenue derrière un écran d'étanchéité. Il importe donc de connaître l'état de contrainte du massif au moment de l'injection, mais aussi les états qui se présenteront successivement durant la vie de l'ouvrage.

La figure 21 indique un exemple de la variabilité de la perméabilité du massif en fonction du degré d'ouverture des fissures au moment de l'injection et du degré d'ouverture pendant l'exploitation. On constate des variations extrêmes. Il ne faut pas oublier que l'ouverture des fissures est déterminée par la contrainte effective qui diminue, en général, d'autant plus que la pression interstitielle augmente (voir fig. 22).

Le choix du moment le plus favorable pour procéder à l'injection assume grande importance pour le comportement du massif lors de l'exploitation future. Il s'agit d'un effet malheureusement trop souvent négligé.

(6) Un élément très important est enfin celui de la pérennité de la diminution de perméabilité obtenue par injection. Bien des mauvaises expériences ont été faites à la suite de la lixiviation du coulis aux cours des années. On ne saurait entrer ici en détail dans cette question fort complexe ; signalons donc simplement les quatre facteurs suivants :

- un coulis ayant fait prise avec un excès d'eau sera beaucoup plus exposé au délavement que si le ciment a fait prise avec un minimum d'eau ;

- des discontinuités qui ne sont pas entièrement bourrées de coulis et qui de ce fait permettent un écoulement dans le plan de la discontinuité avec une grande surface de contact entre le coulis et l'eau sont également fortement exposées au délavement. Les causes de cette situation peuvent être : coulis non stable, décantation du coulis, retrait excessif du coulis, pression d'injection insuffisante, variation de l'état de contrainte du massif depuis l'injection ;

- l'attaque chimique du ciment par des eaux agressives ;

- la raison majeure de résultats non satisfaisants semble toutefois résider dans des travaux faits avec des critères de pression et des types de coulis inadéquats.

Là où les coulis de ciment n'arrivent pas à résoudre le problème, d'autres méthodes peuvent prendre le relais, soit seules soit en combinaison avec le ciment.

11. CONCLUSION GÉNÉRALE

La conclusion générale que l'on peut tirer des études développées sur la base du modèle FES mis sur pied récemment est qu'il s'avère désormais possible d'établir sur des bases rationnelles un projet détaillé pour tout travail d'injection, et cela en tenant compte des caractéristiques de la masse rocheuse et de ses discontinuités, de l'objectif à atteindre, des propriétés du coulis d'injection et des possibilités réellement offertes par des techniques classiques ainsi que par des techniques plus récentes et en cours de développement. Tous ces facteurs peuvent contribuer à améliorer l'économie des projets et à augmenter les chances de succès qui n'ont pas toujours été très élevées dans le passé.

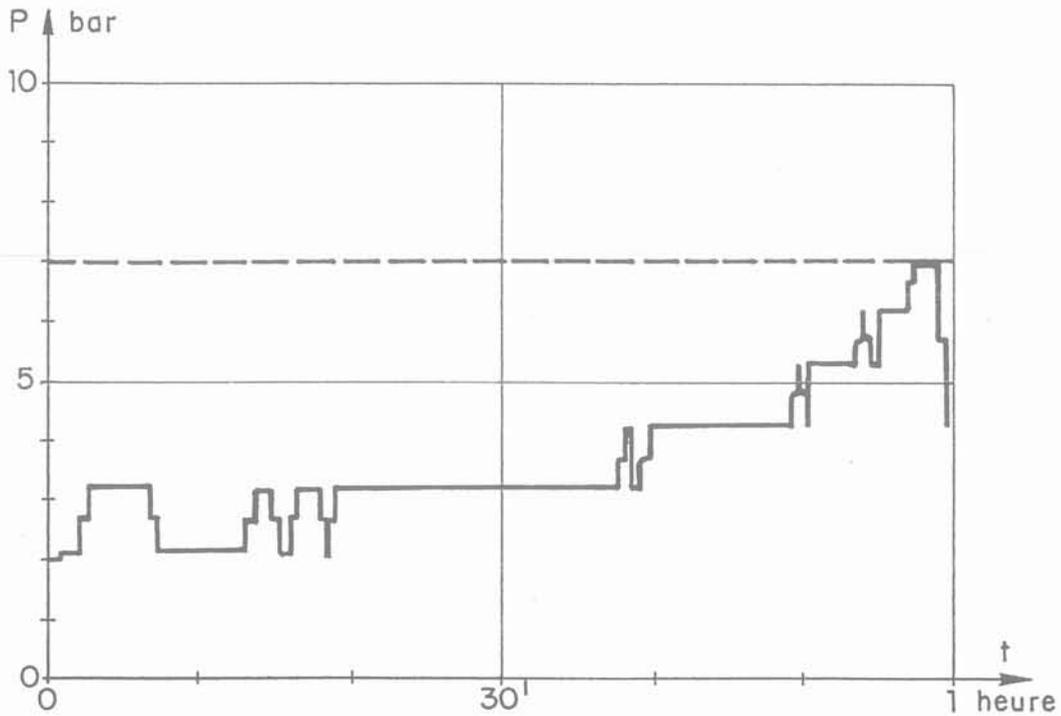
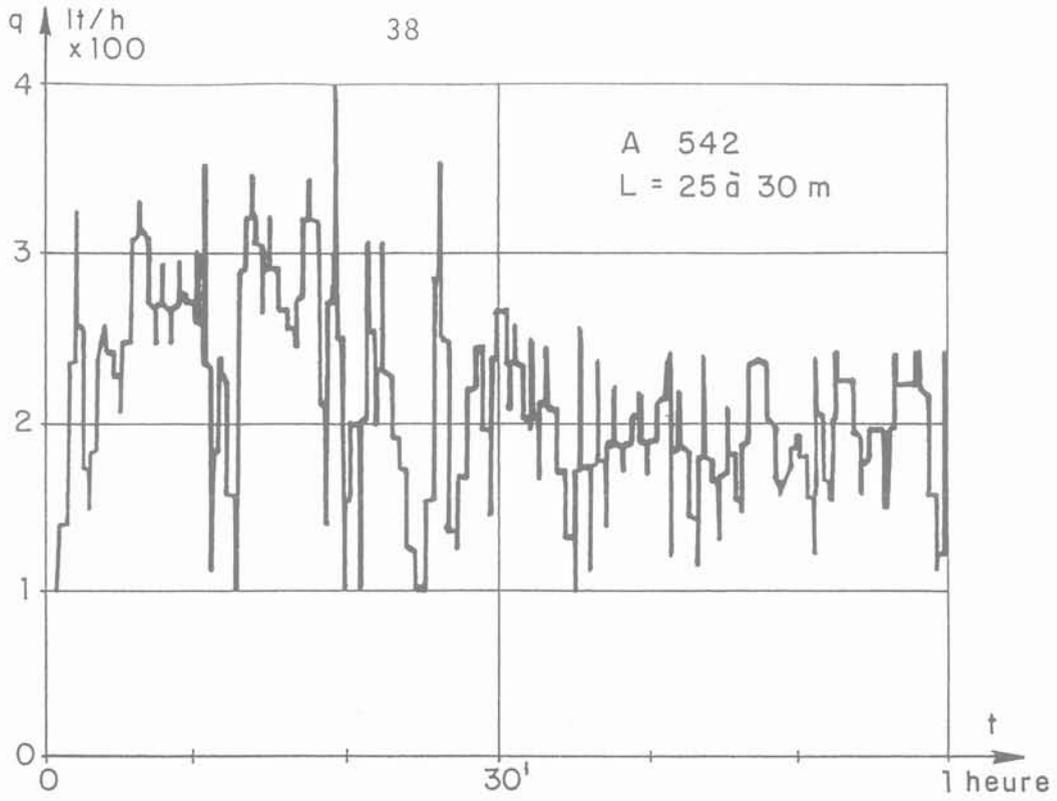


Fig. 18. — Exemple d'injection réalisée au barrage de El Chocón ;
 variation de la pression et du débit d'injection en fonction du temps.
 Fig. 18. — Example of grouting carried out at the El Chocón dam site.
 Variations of grouting pressure and grout flow rate with time.

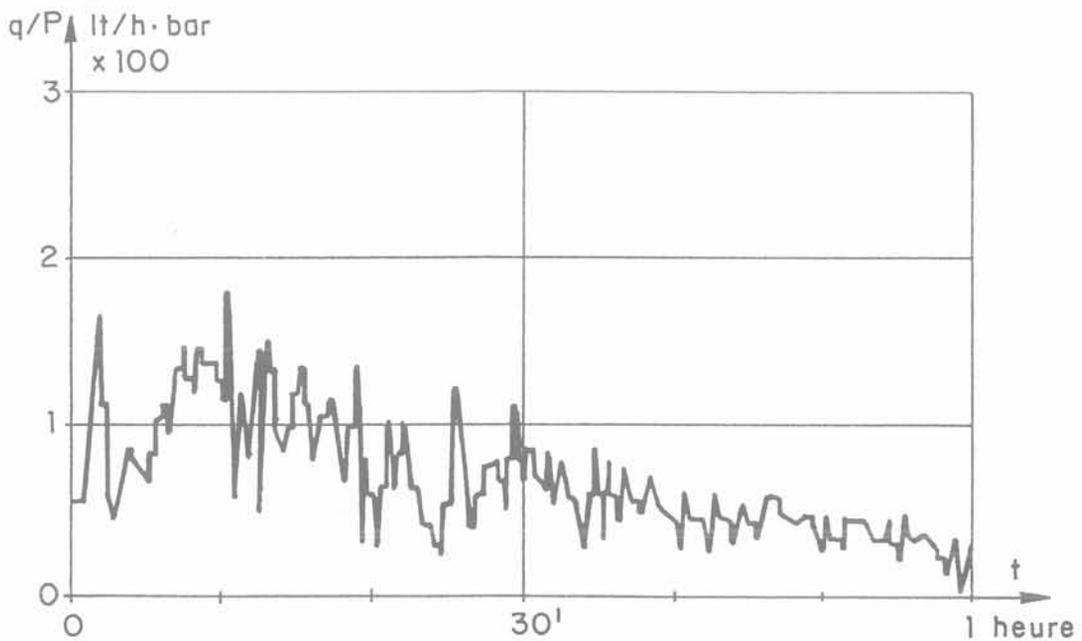
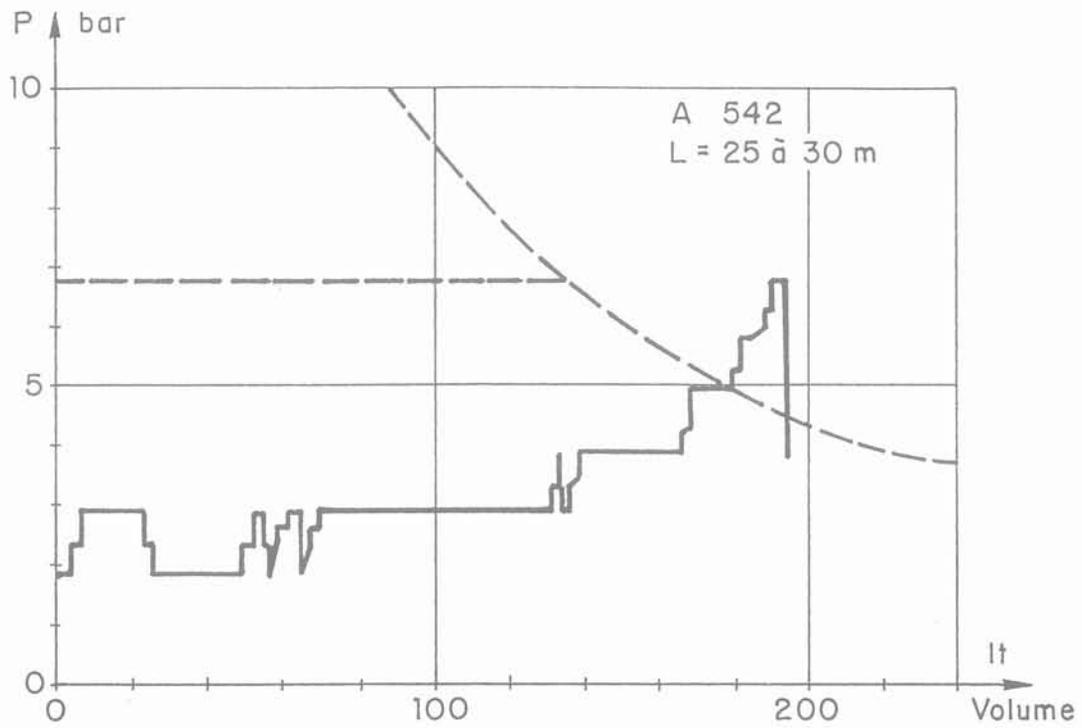


Fig. 19. — Même exemple que la figure 18, montrant la relation volume/pression ainsi que la réduction progressive du rapport débit/pression.

Fig. 19. — Same example as figure 18 showing the relationship between volume and pressure and the progressively decreasing flow rate/pressure ratio.

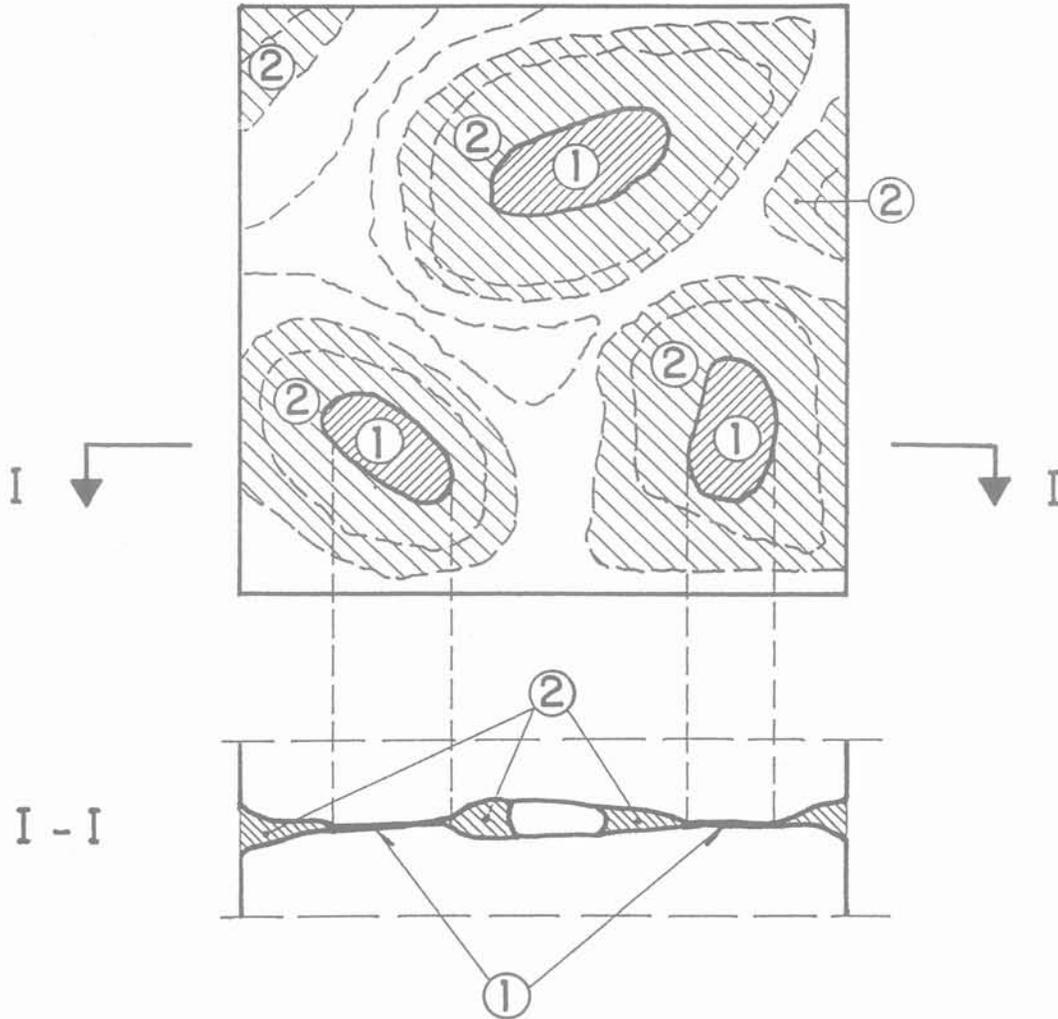


Fig. 20. — Zones non ou mal injectées au coulis de ciment autour des points de contact.
 (1) Zones de contact
 (2) Zones non ou mal injectées.

Fig. 20. — Zones around contact areas ungrouted or poorly grouted with cement grout.
 (1) Contact areas
 (2) Ungrouted or poorly grouted zones.

BIBLIOGRAPHIE

LOMBARDI G. (1985), *The role of cohesion in cement grouting of rock*, Comptes rendus CIGB, Quinzième Congrès des Grands Barrages, Lausanne, Q.58 R.13, GIGB/ICOLD Paris, pp. 985-1004.

LOMBARDI G. (1987), *Injection des massifs rocheux*, Journée de Printemps, 7 mai 1987, Bienne. Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, n° 115, pp. 29-41.

DEERE DON U. and LOMBARDI G. (1985), *Issues in Dam Grouting*, Proceedings of the session sponsored by the Geotechnical Engineering, Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE, Convention in Denver/Colorado, April 30, p. 156-164.

LOMBARDI G. (1989), *The FES-model and foundations for concrete dams*, Prof. Victor de Mello Volume - Editora Blücher, Sao Paulo, Brazil, pp. 270-283.

LOMBARDI G. (1988), *Les tassements exceptionnels au barrage de Zeuzier*, Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, Séance d'automne, Berne, 4.11.1988.

LOMBARDI G. (1989), *La Roca y el Macizo Rocoso - Leyes constitutivas*, Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Buenos Aires, Sesiones Científicas « Ing. Francisco García Olano », La Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil, diciembre 12, 1987, Buenos Aires, pp. 309-356.

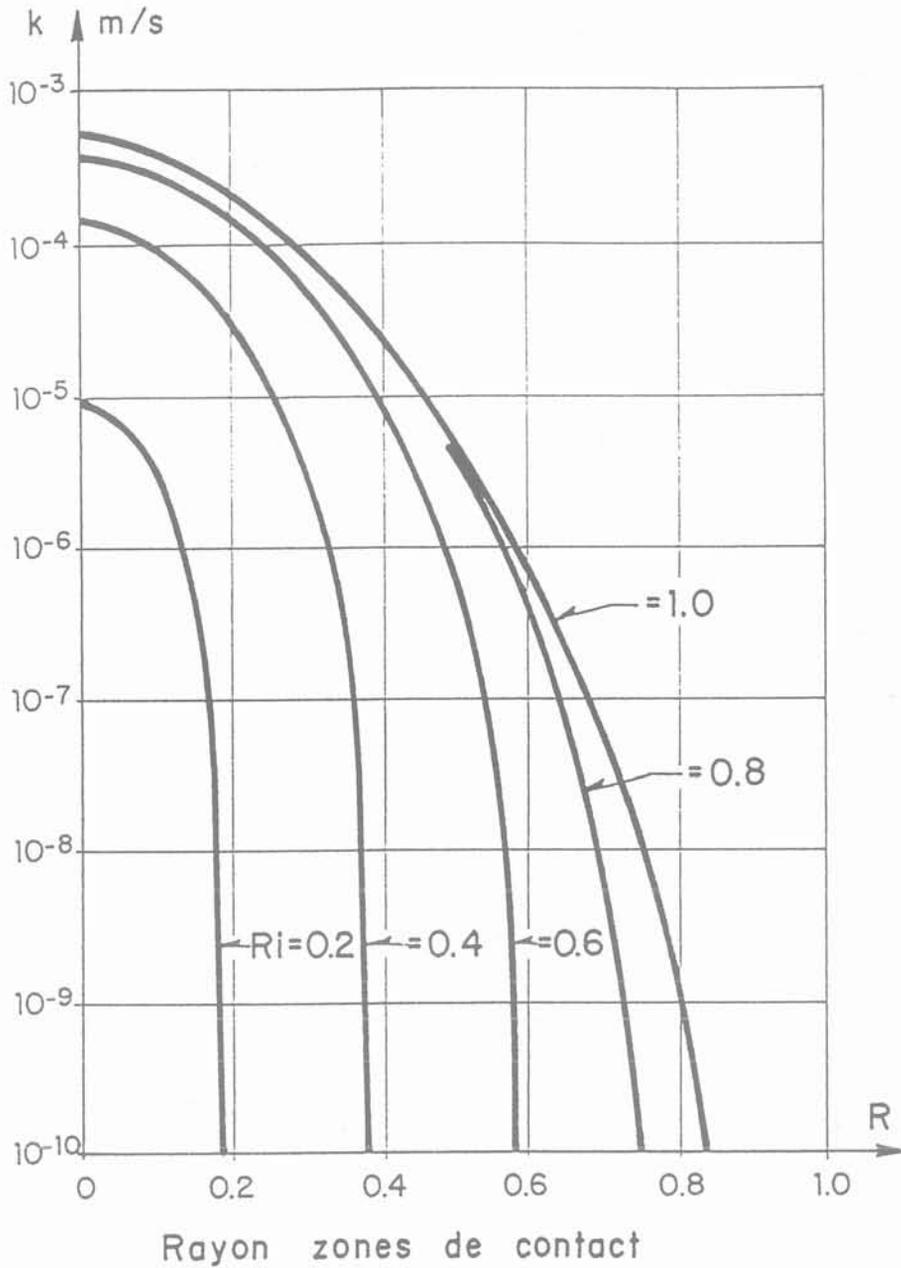


Fig. 21. — Variation de la perméabilité d'une roche injectée en fonction du rayon des zones en contact lors de l'injection R_i et de ce même rayon R lors de la percolation d'eau. (Même exemple que la figure 5 ; on ne considère pas l'effet dû aux grains de ciment).

Fig. 21. — Variations of the permeability of a grouted rock mass as a function of the radius R_i of the contact areas at time of grouting and as a function of the same radius R at time of water permeation. Same example as figure 5. The effect of grain size of cement particles is not considered.

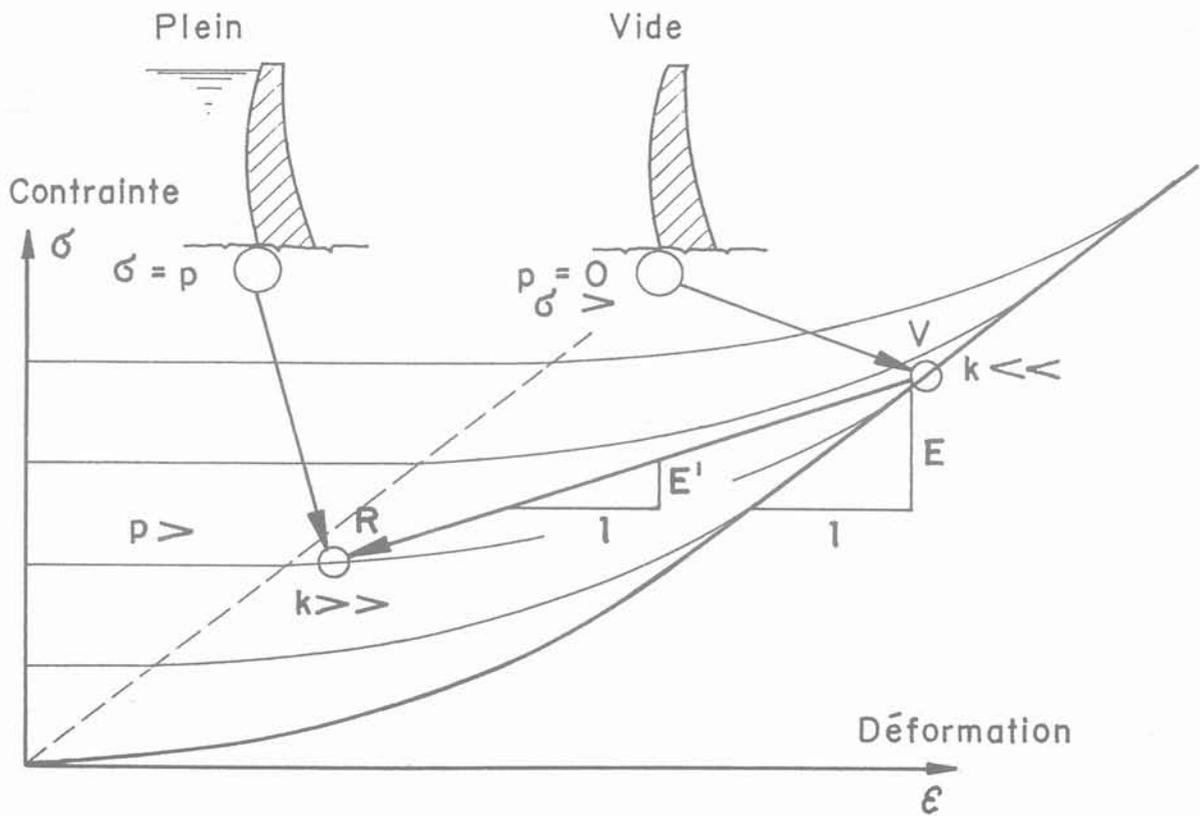


Fig. 22. — Variation de la contrainte totale et de la pression d'eau (pression neutre) — et donc de la pression effective — au pied amont d'un barrage voûte en fonction du remplissage du réservoir. Le module de déformation apparent du massif rocheux est très différent de celui d'une roche sèche (E' par rapport à E). La perméabilité au point R est radicalement plus élevée qu'au point V.

Fig. 22. — Variations of total stress and of water pressure (neutral pressure) — and, as consequence, of effective pressure — at the upstream toe of an arch dam as a function of the water level in the reservoir. The apparent modulus of deformation of the rock mass is very different from that of a dry rock (E' compared to E). Permeability at point R is markedly higher than at point V.

Plein = réservoir full - Vide = réservoir empty

**la deuxième phase du projet communautaire COSA
(intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel)**

the second phase of the Community project COSA
(intercomparison of rock-mechanics computer COdes for SAlt)

B. CÔME

Commission des Communautés Européennes
Direction Générale « Science, Recherche et Développement »*

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 31-40 (avril 1990)

Résumé

La deuxième phase du projet communautaire COSA (intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel), composante du programme communautaire « Gestion et stockage des déchets radioactifs », s'est achevée en janvier 1989. Au total, treize organismes spécialisés (dont le secrétariat technique, WS ATKINS E-S, GB) ont participé à l'exercice, qui a évalué les capacités actuelles de modélisateurs, en vue de la prévision numérique de situations thermo-mécaniques réelles et raisonnablement complexes. Il est ainsi apparu que, bien plus que les outils numériques (codes sur ordinateur) eux-mêmes, les concepts rhéologiques pour le sel devront être l'objet de perfectionnements.

Abstract

The second phase of the COSA project (comparison of rock mechanics computer codes for salt), a component of the Community programme « Management and storage of radioactive waste », was completed in January 1989. Thirteen specialized institutes (incl. the technical secretariat, WS ATKINS E-S, UK) participated in this exercise, which aimed at assessing the present capabilities of modellers as regards numerical blind predictions of actual, reasonably complex thermo-mechanical situations. The fact that the most substantial improvements will have to be directed towards rheological models for salt, and, to a lesser extent, to the numerical tools (computer codes) themselves, is the major conclusion of this project.

* 200, rue de la Loi — 1049 Bruxelles (B).

1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE L'EXERCICE

Lancée en novembre 1986, dans le cadre du troisième programme communautaire de recherche et développement sur « la gestion et le stockage des déchets radioactifs », la deuxième phase du projet COSA a marqué l'aboutissement logique d'une progression commencée sous forme de comparaison purement numérique d'outils de calcul géomécanique (codes sur ordinateur utilisant la méthode des éléments finis) ; comme prévu à l'origine de COSA, cette deuxième phase s'est attachée à établir les capacités actuelles d'équipes spécialisées, en vue de la prévision, par le calcul, de situations thermo-mécaniques réelles, de complexité raisonnable, en étroite relation avec l'évacuation de déchets hautement radioactifs dans le sel (CÔME, 1987).

Cette deuxième phase de COSA (appelée COSA II dans la suite du texte) a maintenu sans grandes modi-

fications la structure opérationnelle ayant fait ses preuves dans la première phase (LOWE et KNOWLES, 1986). Sous la coordination technique impartiale de la firme britannique WS ATKINS E-S (Epsom, Royaume-Uni), COSA II a permis la confrontation régulière des travaux d'équipes de modélisateurs et d'expérimentateurs ; l'ensemble de l'exercice s'est achevé en janvier 1989 avec la publication du rapport de projet (LOWE et KNOWLES, 1989), dont le présent texte résume les points saillants.

Le tableau 1 rassemble les participants et les outils de calcul utilisés. Les traits caractéristiques de COSA ont été maintenus dans cette deuxième phase : préférence donnée au calcul a priori de problèmes réputés inconnus des participants ; choix de problèmes représentatifs et « bien posés » ; utilisation d'expériences existantes, d'une part pour garder une taille raisonnable au projet et, d'autre part, pour apporter une « valeur ajoutée » certaine aux expériences en question. La différence majeure d'avec COSA I est la liberté beaucoup

Tableau 1. — Participants et codes utilisés dans COSA II

Table 1. — Participants and codes used in COSA II

Participants	Pays	Code thermique	Code mécanique
Foraky, associé au Centre d'étude de l'Energie Nucléaire (CEN/SCK)	Belgique	HEAT	FLORA
Laboratoire du Génie Civil de l'Université de Louvain-la-Neuve (LGC)	Belgique	SOLVIA-TEMP	PLACRE
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) - Aachen	RFA	FAST-RZ	MAUS
Kernforschungszentrum, Karlsruhe (KfK)	RFA	ASYTE-KA	ADINA
Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique, Palaiseau (LMS)	France	THERM	GEOMECH (successeur d'ASTREA)
Département d'Etudes Mécaniques et Thermiques, CEA Saclay (CEA)	France	DELFINE	INCA
Centre de Mécanique des Roches, Ecole des Mines, Fontainebleau (EMP)	France	CHEF	VIPLEF CYSIF
Istituto Sperimentale Modelli e Strutture, Bergamo (ISMES)	Italie	GAMBLE*	GAMBLE*
Energieonderzoek Centrum Nederlands, Petten (ECN)	Pays-Bas	ANSYS	ANSYS GOLIA
Empresa Nacional de Residuos Radiactivos/Ecole des Mines de Madrid (ENRESA)	Espagne	ADINA-T	MINIMEF ADINA
Gesellschaft für Strahlen und Umweltforschung, Braunschweig (GSF)	RFA	}	spécialistes du sel
Technische Hogeschool, Delft	Pays-Bas		

* GAMBLE est le pseudonyme d'un code à usages multiples.

plus grande qui fut accordée aux modélisateurs quant à leur choix concernant les systèmes physiques à représenter, les conditions aux limites, la taille et le type d'éléments des maillages, les procédures d'intégration dans le temps, etc. ; pour garantir un minimum de cohérence, les spécifications des problèmes, émises par le coordinateur, comportèrent cependant toujours une partie commune à respecter par les participants.

2. LES PROBLÈMES ÉTUDIÉS : DÉFINITION, PROCÉDURES ET DONNÉES DISPONIBLES

2.1. Cas étudiés

Un survol rapide ayant montré, en 1986, le petit nombre d'expériences existantes « simples » et suffisamment proches de situations thermo-mécaniques d'évacuation dans le sel, le choix du groupe COSA se porta sur des essais réalisés entre 1979 et 1983 dans un forage profond de 300 m, de diamètre nominal 310 mm, réalisé par l'ECN (Pays-Bas) dans la mine de sel de Asse (RFA), en coopération avec la GSF (RFA) dans le cadre du programme communautaire (PRIJ et al., 1986). A première vue, ce choix pouvait paraître contradictoire avec une des exigences de COSA concernant l'absence de « familiarité » préalable des participants avec les cas traités ; le problème fut, en fait, tourné — à la satisfaction générale — par la préparation de spécifications évitant soigneusement d'utiliser comme données d'entrée des résultats dérivés de l'expérience (interprétation de mesure in situ, etc.), et aussi par la possibilité offerte à tous les participants d'exercer leur jugement dans le cadre de variantes, à soumettre après la solution du cas « de base » décrit dans les spécifications.

D'un point de vue technique, les essais du « forage néerlandais » ainsi sélectionnés, montrent en fait une palette idéale de problèmes de complexité croissante :

- une situation de convergence libre d'une section inférieure du forage à température ambiante : essai dit « IFC » (Isothermal Free Convergence) ;
- un cas de chargement d'une sonde chauffante, introduite dans le forage, par le sel environnant, venant « écraser » la sonde suite à l'échauffement : essai dit « HPP » (Heated Pressure Probe) ;
- enfin, la convergence libre d'une section de forage, mais accélérée par une sonde chauffante de diamètre inférieur : essai dit « HFCP » (Heated Free Convergence Probe).

Un schéma d'ensemble de l'arrangement est donné par la figure 1 ; chaque expérience sera détaillée plus loin (§ 3).

On notera au passage que ce cas constitue un exemple « idéalement simple » de problème géomécanique, celui d'un forage isolé, vertical, en massif continu homogène et (à peu près) isotrope, conditions toutes rarement satisfaites simultanément.

2.2. Les données disponibles

Outre les grandeurs géométriques, l'historique du forage et les caractéristiques des sondes chauffantes, les participants reçurent les résultats d'expériences de laboratoire disponibles sur échantillons du sel de Asse, soit sous forme de modèles rhéologiques déjà élaborés, soit sous forme de données expérimentales brutes (courbes de fluage, etc.), mis à disposition du projet par la GSF. En ce qui concerne les grandeurs telles que densité, coefficient de dilatation thermique, conductivité et diffusivité thermique, les valeurs sélectionnées pour COSA I furent reprises sans changement pour COSA II. Les grandeurs élastiques sont, d'après les essais de laboratoire :

$$\begin{aligned} \text{Module d'Young } E &= 24 \text{ GPa} \\ \text{Coefficient de Poisson} &= 0,27 \end{aligned}$$

La majorité des participants opta, dans un premier temps, pour une description du fluage en terme de fluage stationnaire, avec une dépendance de la température selon une loi d'Arrhénius, du type :

$$\dot{\epsilon}_{eq} = A \cdot \sigma_{eq}^n \cdot \exp(-Q/RT)$$

Avec :

$$\begin{aligned} A &= 0,18/\text{jour} \\ n &= 5 \\ Q &= 54\,000 \text{ J/mole} \\ R &= \text{constante des gaz parfaits} = 8,32 \text{ J/mol/}^\circ\text{K} \\ T &= \text{température absolue en } ^\circ\text{K} \end{aligned}$$

Pour introduire une partie de fluage primaire, certaines équipes (ex : KfK) choisirent de réduire le module d'Young (ordinairement d'un facteur 2), ou bien de rajouter une équation de fluage primaire dérivée d'essais de laboratoire (ex. de la RWTH). D'autres variantes comparèrent la description du potentiel viscoplastique en terme de Von Mises ou de Tresca (ex : LMS). Enfin, le modèle de Lemaître déjà appliqué dans la phase 1 de COSA par EMP fut conservé pour COSA II, avec un raffinement supplémentaire concernant la dépendance de la température, sous forme d'un terme en :

$$(aT^2 + bT + c) \cdot \exp(-U/RT)$$

a, b, c, U sont dérivés des essais existants à différentes températures.

On a d'ailleurs pu montrer que cette formulation est une expression nécessaire lorsqu'on considère une énergie d'activation fonction polynômiale de la température, et non plus simplement constante (LOWE et KNOWLES, 1989).

3. PRINCIPAUX RÉSULTATS DE L'EXERCICE

Comme annoncé plus haut, on se limitera ici aux principaux enseignements et à une sélection de résultats, dérivés de chaque essai modélisé. On remarquera que l'ordre de présentation est aussi l'ordre chronologique

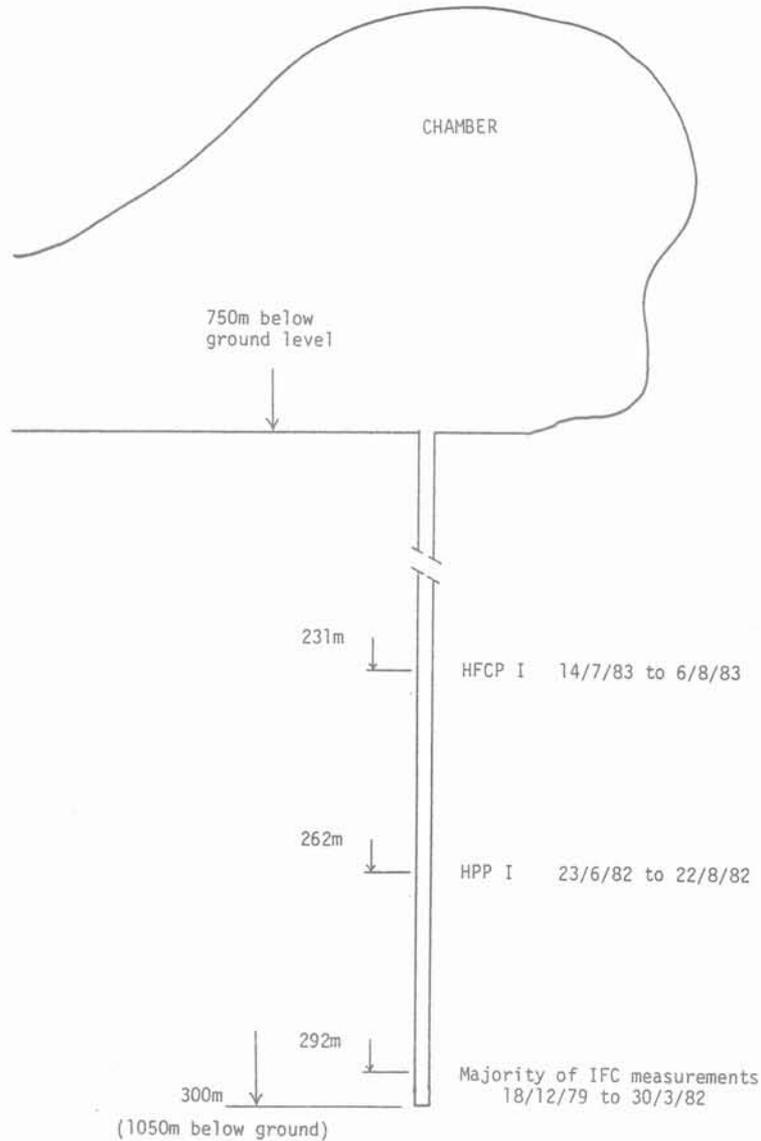


Fig. 1. — Emplacement du « forage néerlandais » et des essais modélisés.
 Fig. 1. — Location of the « Dutch hole » and of the tests to be modelled.

selon lequel l'exercice fut exécuté (et probablement aussi celui de difficulté croissante des problèmes).

Pour chaque problème, il était demandé de calculer des valeurs de contraintes, déplacements (et température le cas échéant) en des points et à des dates spécifiés. On notera que la comparaison des calculs à des mesures ne pouvait être faite qu'en un nombre réduit de points (essentiellement à la paroi du forage).

3.1. Calculs de l'essai IFC

Les mesures de convergence libre du forage, supposé creusé instantanément, démarrèrent à la profondeur – 292 m, trois jours après l'achèvement du forage, et furent prises en moyenne tous les 2-3 jours pendant plus de 800 jours ; on peut donc parler ici

d'expérience de longue durée. Sur la figure 2, la courbe de convergence mesurée figure en tireté (les irrégularités sont dues à un déplacement, puis remise en place, de la sonde de mesure et ne traduisent pas de mouvement saccadé du sel environnant).

Tous les participants représentèrent la zone de mesure en symétrie de révolution (« tranche » plus ou moins épaisse et/ou plus ou moins étendue).

Un problème majeur fut celui du choix de l'état de contrainte initial à prendre en compte. Le « poids des terres » théorique correspondant à la densité et à la profondeur considérée est de 22,3 MPa ; cependant, certains participants inclurent la possibilité d'une décharge partielle du massif suite à l'existence même de la mine de Asse ; la réduction maximale de contrainte estimée fut de 5 MPa (valeur ECN) ; une valeur plus faible de 2 MPa seulement fut adoptée

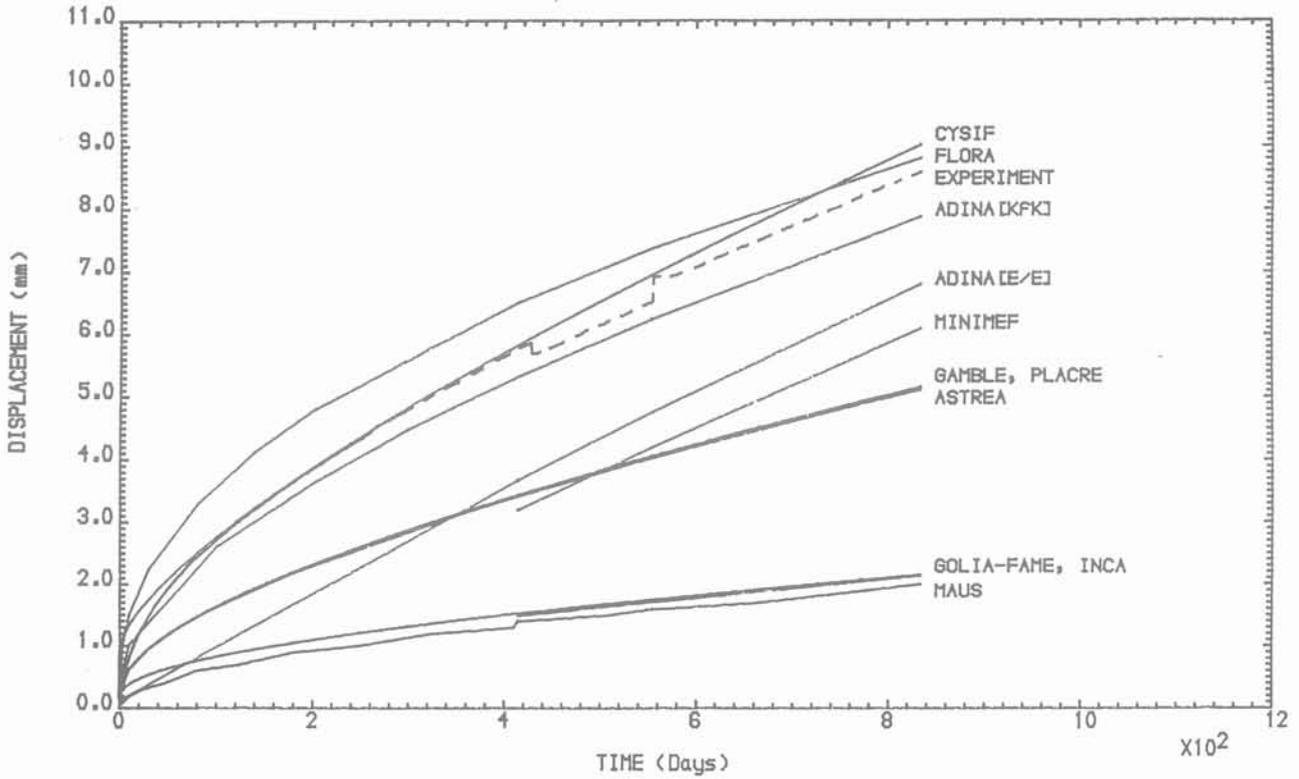


Fig. 2. — Essai « IFC ». Convergence radiale de la paroi du forage : première comparaison de la mesure (trait interrompu) et des calculs (traits pleins).

Fig. 2. — « IFC » experiment. Radial convergence of borehole wall : first comparison between measurements (dashed line) and calculations (solid lines).

par KfK suite à une étude par éléments finis indépendante de COSA mais mise à la disposition des participants.

La figure 2 rassemble les résultats de calculs, au niveau - 292 m, de convergence « a priori », c'est-à-dire selon les idées initiales des modélisateurs. On peut les classer en trois types :

- les valeurs de convergence « faibles » sont celles obtenues pour un état de contrainte initial réduit, et l'hypothèse du fluage secondaire seul ;
- les convergences « moyennes » associent en général l'hypothèse de fluage secondaire seul et un état de contrainte initial sans réduction ;
- les valeurs les plus voisines de l'expérience sont obtenues pour l'état de contrainte sans réduction et un fluage secondaire/module d'Young « modifiés », ou directement — fait notable — par le modèle de Lemaître.

Un grand nombre d'autres variantes permettent de raffiner encore les conclusions précédentes. En outre, une intéressante vérification de la justesse numérique des calculs peut aussi être réalisée sur cet exercice, à propos des codes décrivant le fluage en termes de fluage secondaire uniquement.

On montre en effet (PRIJ et al., 1986) qu'on peut, dans ces conditions, « normaliser » les courbes de convergence en utilisant les facteurs suivants :

$$\text{convergence normalisée} = \frac{\text{convergence mesurée}}{\text{convergence élastique}}$$

$$\text{avec convergence élastique} = \frac{3 P r}{2 E}$$

P = pression (contrainte lithostatique) initiale
 r = rayon du forage
 E = module d'Young
 (matériau supposé incompressible)

$$\text{temps normalisé} = \frac{\text{temps réel}}{\text{temps caractéristique}}$$

$$\text{avec temps caractéristique} = \frac{(P\sqrt{3})^{1-n}}{E \cdot A \cdot \exp(-Q/RT)}$$

A, n, Q : paramètres de la loi de fluage secondaire.

Les résultats de cette normalisation sont reportés sur la figure 3, qui permet de confirmer l'exactitude numérique des calculs (toute erreur se traduit par un écart notable par rapport à la courbe « commune »). Il s'agit donc là d'une vérification supplémentaire des outils de calcul.

3.2. Calculs de l'essai HPP

Pour cette expérience, une sonde métallique chauffante, tube de diamètre 296 mm et de hauteur 6 m (dont 3 m de partie chauffante centrale), fut descendue

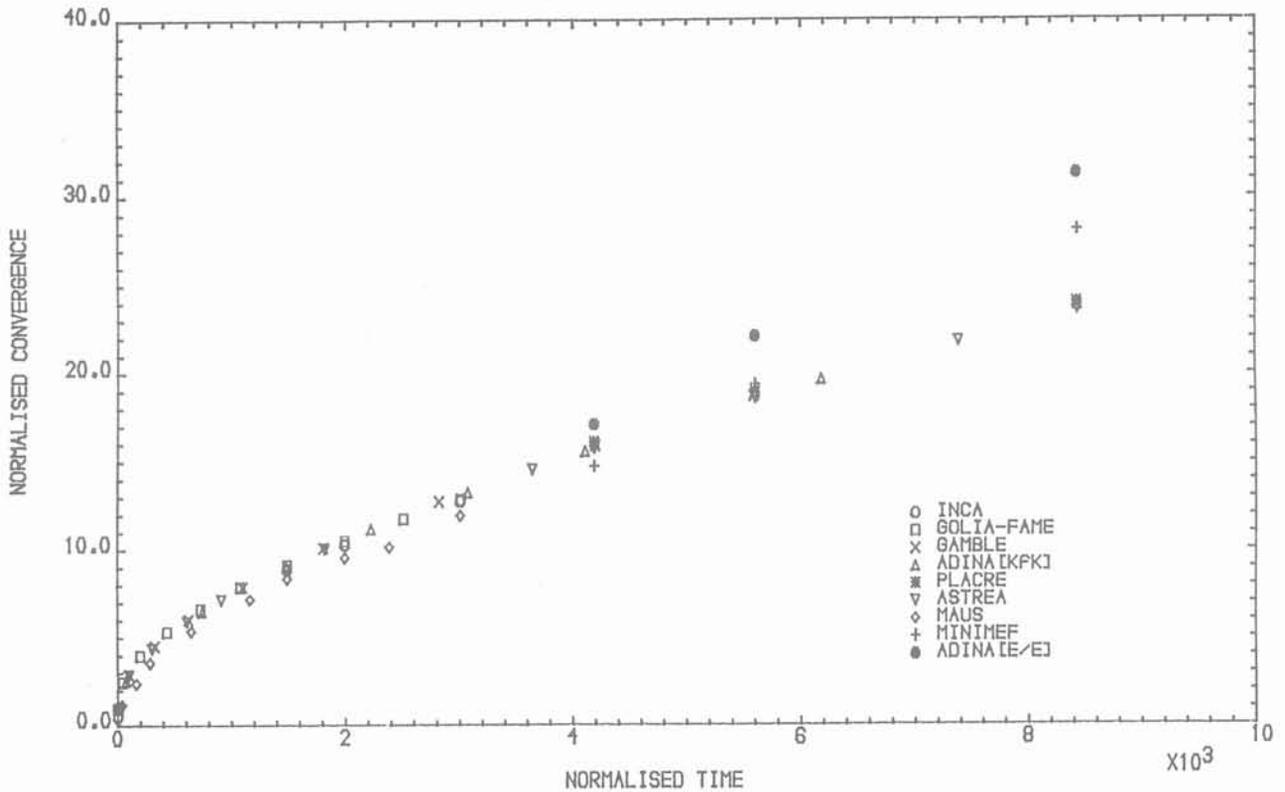


Fig. 3. — Essai « IFC ». Convergence normalisée, calculable dans l'hypothèse du fluage stationnaire seulement.

Fig. 3. — « IFC » experiment. Normalized convergence curve, which can be calculated only with the hypothesis of stationary creep.

dans le forage jusqu'à ce qu'elle se « coince » à la profondeur 262 m ; le contact avec le sel n'était probablement pas uniforme sur toute sa surface, mais plus vraisemblablement obtenu par quelques aspérités de la paroi. Le problème spécifia cependant un contact initial parfait entre sel et métal de la sonde. Entre juin et août 1982, soit sur 60 jours, une puissance électrique à peu près constante de 4 715 W fut injectée dans la sonde ; la pression résultante du sel chauffé fut relevée par la déformation de la sonde (au moyen de 23 capteurs de déformations solidaires de celle-ci), et la température de la sonde et du sel (à l'interface) fut mesurée par une cinquantaine de thermocouples.

Comme l'essai avait eu lieu près de deux ans et demi après la réalisation du sondage, il était souhaitable de prendre comme condition initiale du calcul thermomécanique l'état de contrainte obtenu après cette période de convergence libre.

3.2.1. Calculs thermiques

A titre d'exemple, la figure 4 regroupe les calculs de la température au contact sel-sonde, au milieu de celle-ci ; il est frappant de constater l'accord entre ces différents résultats numériques, mais aussi leur désaccord notable d'avec la mesure en place (calcul : en moyenne 220 °C ; mesure : 184 °C, soit un écart de 20 %). Les discussions n'ont cependant pas permis d'identifier avec certitude la ou les raisons de la différence : soit des propriétés thermiques réelles du sel différentes de celles adoptées pour le calcul, soit des

pertes thermiques (par les câbles reliant la sonde à la surface, par exemple), soit les deux. On notera qu'à 10 m de la sonde, l'échauffement (calculé) dans le sel n'excède pas 1 °C.

3.2.2. Calculs mécaniques

Comme pour l'essai IFC, une vaste gamme d'hypothèses sur le sel fut utilisée par les divers modélisateurs et se reflète dans les résultats calculés (noter que les spécifications de la sonde, incluses dans le modèle, furent communes à toutes les équipes).

De nouveau à titre d'exemple, on donne en figure 5 les premières « prévisions » de l'effort normal (compression) appliqué par le sel dans le plan médian de la sonde. Malgré une reproduction correcte de la tendance (évolution chronologique) du phénomène, il existe là encore une dispersion notable des résultats calculés. Un examen attentif de ces résultats, et des variantes soumises ultérieurement, montre que la pression du sel sur la sonde est gouvernée par la réponse élastique initiale du sel à la répartition de température. Le sel chauffé, localisé, est fortement confiné par son contact initial avec la sonde, et aussi par l'énorme masse de sel froid qui l'environne. C'est ainsi que la pression mise en jeu dépend de l'échauffement, du coefficient de dilatation thermique et du module d'Young du sel. Il n'est donc pas surprenant que la pression calculée excède la pression mesurée, car la température calculée est supérieure à la température effectivement mesurée.

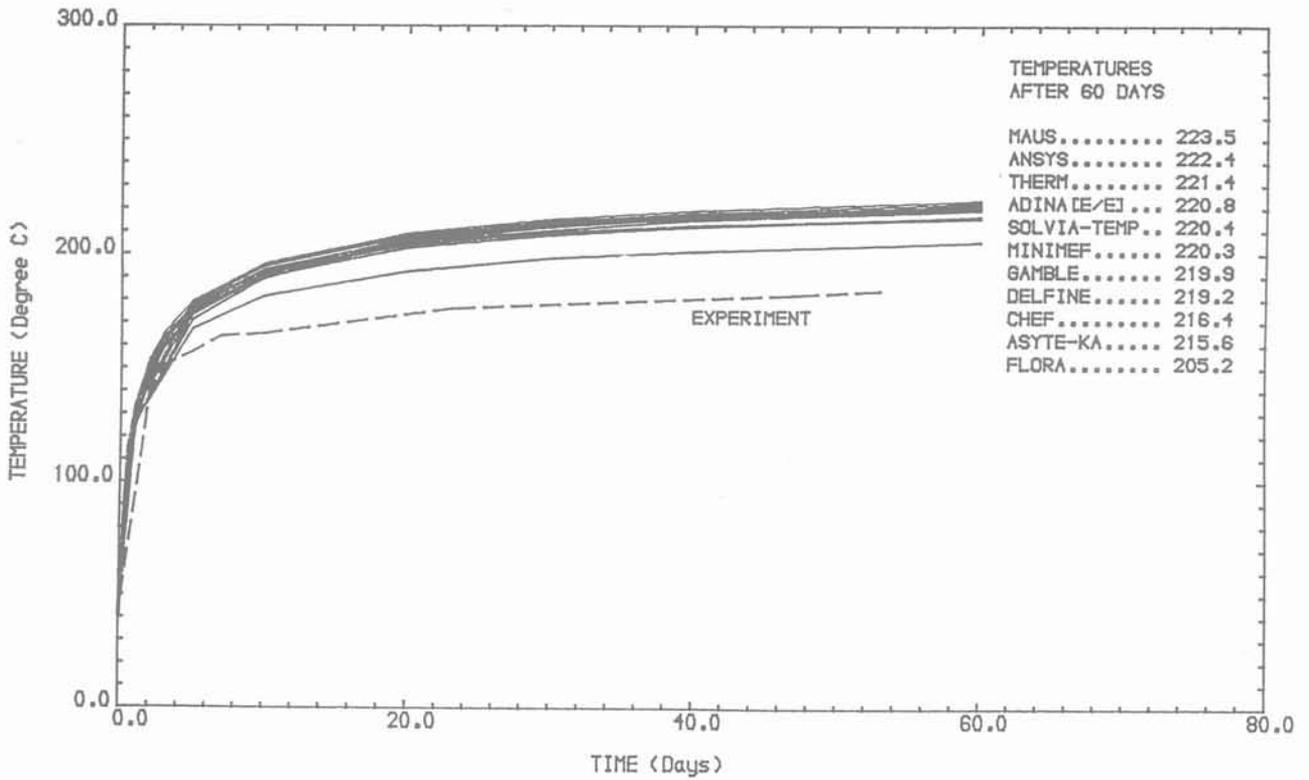


Fig. 4. — Essai « HPP ». Température à la paroi du forage : première comparaison de la mesure (trait interrompu) et des calculs (traits pleins).

Fig. 4. — « HPP » experiment. Temperature at borehole wall : first comparison between measurement (dashed line) and calculations (solid lines).

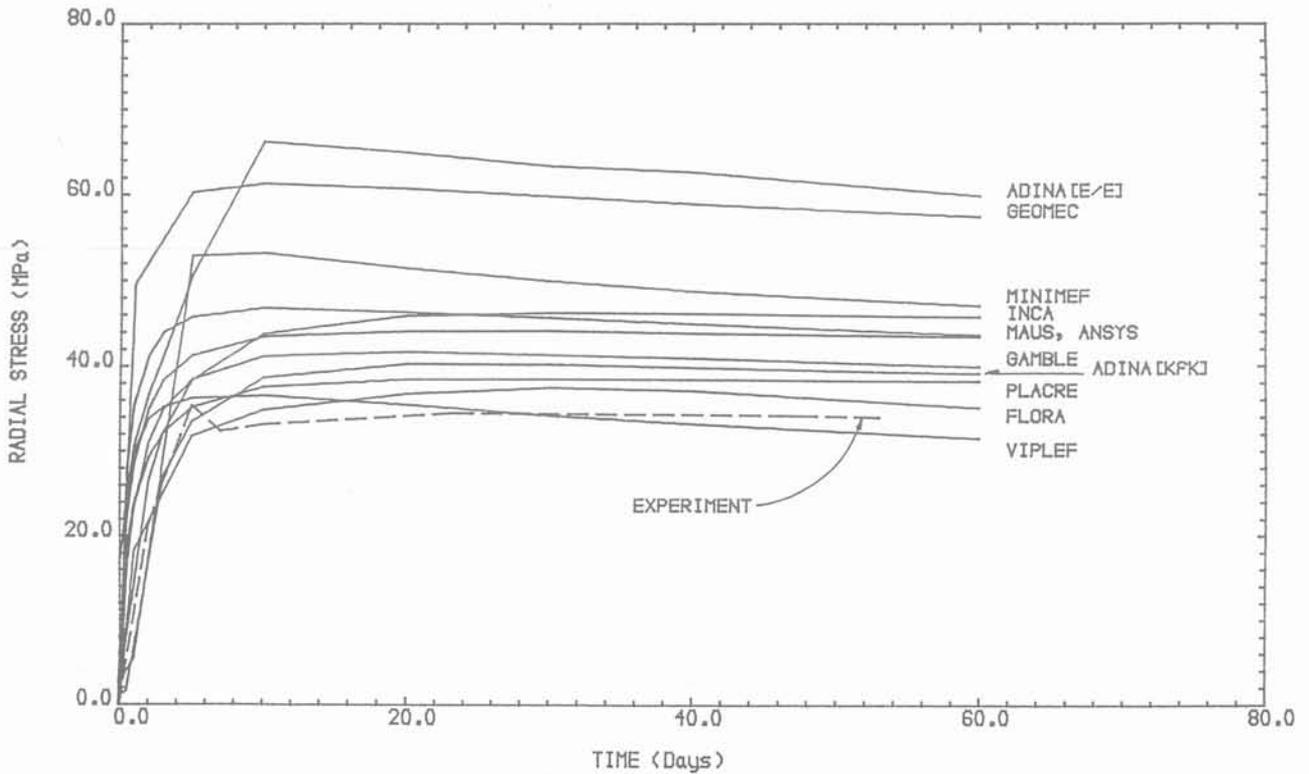


Fig. 5. — Essai « HPP ». Pression radiale exercée sur la sonde : première comparaison de la mesure (trait interrompu) et des calculs (traits pleins).

Fig. 5. — « HPP » experiment. Radial pressure exerted on the probe : first comparison between measurement (dashed line) and calculations (solid lines).

Par contre, la description du fluage, et la valeur de la contrainte lithostatique d'origine, semblent avoir une influence beaucoup moins forte que dans le calcul IFC. Enfin, certains participants (dont KfK) ont testé l'influence d'un vide initial entre le sel et la sonde (typiquement, entre 1 et 2 millimètres). Contrairement à ce qu'on pourrait supposer, l'introduction de ce vide annulaire initial n'influence que peu le résultat.

On notera pour finir l'importance des contraintes engendrées : près de 35 MPa appliqués sur la sonde, pour environ 22 MPa de pression lithostatique initiale à cette cote.

3.3. Calculs de l'essai HFCEP

Dans cet essai, une sonde chauffante (longueur 6 m dont 3 m de partie chauffante, diamètre extérieur 166 mm) fut descendue dans le forage à la cote - 231 m (soit environ 30 m au-dessus de la sonde HPP). La sonde portait des palpeurs fonctionnant selon le principe du « caliper », permettant ainsi de contrôler la valeur de l'annulaire entre paroi et sonde 1 305 jours après la foration du sondage (soit en juillet 1983), une puissance électrique constante de 6 000 W fut injectée dans la sonde ; des pertes diverses réduisirent la valeur efficace à 5 142 W. Au bout de 19 jours de chauffage, l'annulaire de 65 mm environ s'était refermé sur la sonde et le chauffage fut arrêté ; les mesures furent continuées pendant 3 autres jours, puis on retira la sonde avant qu'elle ne soit piégée par le sel. L'analyse thermique fut demandée pour la totalité de l'essai (incluant la phase de refroidissement) ; pour maintenir l'exercice à un niveau de complexité raisonnable, seule la phase de chauffage fit l'objet de l'analyse mécanique. A la cote considérée, la contrainte initiale lithostatique pouvait être estimée à 21 MPa, la convergence libre du forage affectant bien sûr cette valeur.

3.3.1. Calculs thermiques

La difficulté principale fut, dans ce cas, le transfert de chaleur de la sonde au sel par radiation ; des facteurs d'émission de 0,95 et 0,4 furent recommandés respectivement pour le sel et le métal de la sonde. Certains participants firent varier le diamètre du forage, au cours de l'essai, dans le calcul thermique lui-même.

Les températures calculées et mesurées à la paroi du forage, ainsi qu'une estimation de la température de la sonde elle-même, sont données sur la figure 6. Il faut noter que la température mesurée sur le sel est probablement excessive par rapport à la réalité ; en effet, les palpeurs fixés à la sonde ont sûrement conduit de la chaleur de la sonde (très chaude, 350-400 °C) vers le sel (moins chaud, 220 °C) ; la valeur « mesurée », vers 280 °C, est donc à considérer comme un majorant de la réalité. Cette réserve faite, on constate une fois de plus l'accord satisfaisant entre les calculs de la température à la paroi du forage (sur le sel) ; à noter que les calculs de la température de la sonde elle-même sont plus dispersés. Enfin, l'échauffement du sel se limite à une zone restreinte (1 °C à 5 m de l'axe du forage).

3.3.2. Calculs mécaniques

De nouveau à titre d'illustration d'un vaste ensemble de résultats, on donne en figure 7 les premières « prévisions » de la convergence, accélérée par le chauffage, de la paroi du forage vers le milieu de la source chaude. Il est clair que le problème fait cette fois intervenir l'activation du fluage par l'intermédiaire de la température élevée ; l'analyse mécanique combine donc les difficultés de la convergence libre (IFC) et des contraintes thermiquement induites. Les calculs « encadrent » la valeur expérimentale de la convergence, et respectent l'allure générale de son évolution dans le temps (phase de refroidissement non considérée, comme expliqué plus haut). L'examen détaillé des résultats a montré l'importance primordiale du champ de température, des grandeurs thermo-élastiques (module d'Young), de la loi de fluage, sur la valeur de la convergence ; la valeur de la pression lithostatique jouerait un rôle plus faible.

3.4. Résumé des principales observations résultant des calculs

Des dizaines de calculs rapidement survolés ci-dessus (prévisions initiales et variantes), se dégagent les deux conditions indispensables si l'on veut reproduire par le calcul (ou mieux, prédire) le comportement thermomécanique de structures dans le sel :

- connaître l'état de contrainte initial dans le massif, avant excavation (aspect vital pour le comportement à température ambiante) ;
- disposer d'un modèle rhéologique approprié pour le sel en question.

Pour autant que les codes de calcul soient utilisés par des spécialistes compétents (ce qui fut le cas ici), les aspects purement « numériques » tels que taille et espèce des éléments finis, schémas d'intégration, etc., semblent jouer un rôle moins important quant à la qualité finale des résultats.

4. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les paragraphes ci-dessous concernent essentiellement COSA II, mais peuvent se généraliser sans difficultés à l'ensemble du projet COSA.

4.1. Aspects techniques

Il convient de noter ici, pour n'y plus revenir, l'indiscutable « valeur ajoutée » par COSA II au programme expérimental relatif au « forage néerlandais » de la mine de Asse ; les premières interprétations et modélisations réalisées par ECN ont indubitablement bénéficié du supplément de recherches apporté par les autres participants.

Un autre point positif fut la nette diminution, dans COSA II par rapport à COSA I, des « erreurs humaines » lors du processus de calcul : entrée des données, présentation et collecte des résultats, etc. Ceci prouve à l'évidence qu'une amélioration de la qualité, dans ce domaine, est possible et se révèle fructueuse. Dans ces conditions, l'adéquation des outils de calcul, quant à leurs aspects « mathématiques » (c'est-à-dire analyse numérique, algorithmes de solution, etc.) a été clairement établie, ainsi d'ailleurs que l'aptitude et la compétence de leurs utilisateurs.

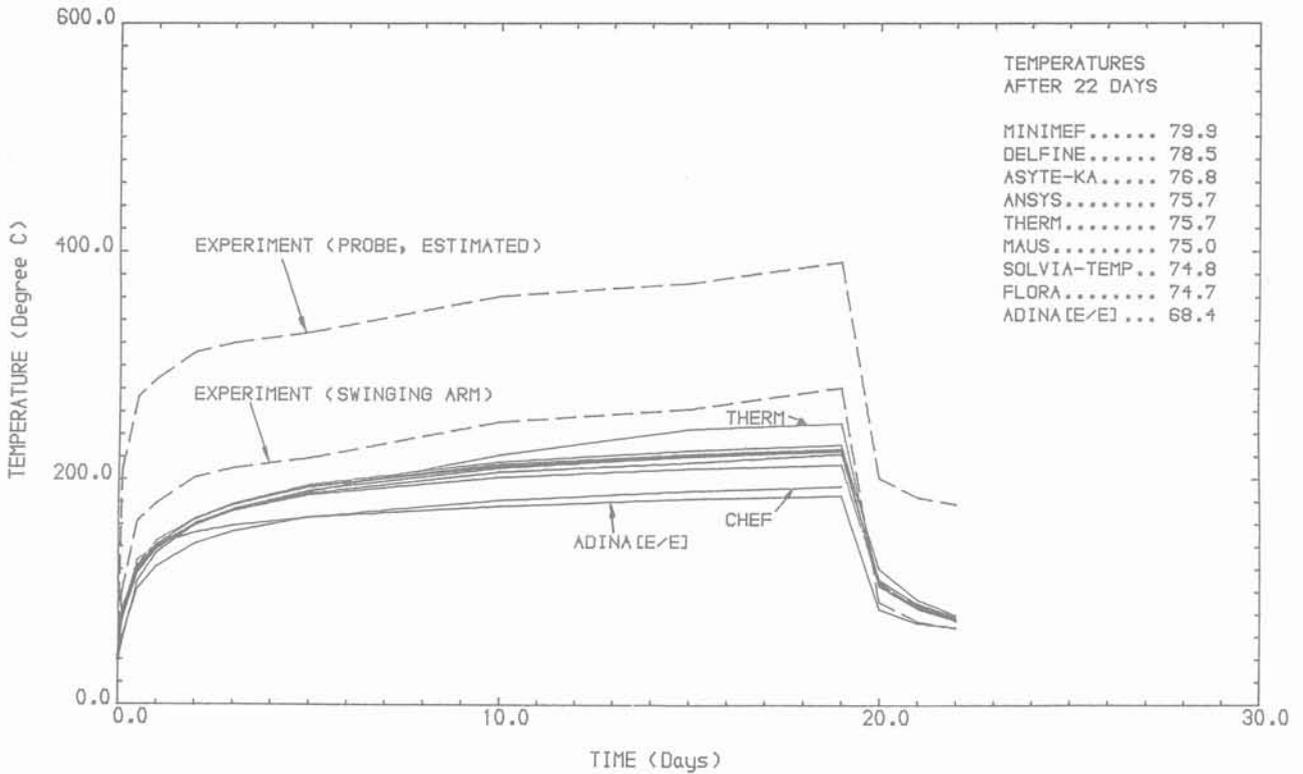


Fig. 6. — Essai « HFCP ». Température à la paroi du forage : première comparaison de la mesure (trait interrompu) et des calculs (traits pleins). La courbe supérieure en tireté est la valeur estimée de la température sur la sonde elle-même.
 Fig. 6. — « HFCP » experiment. Temperature at borehole wall : first comparison between measurement (dashed line) and calculations (solid lines). The upper dashed curve is the estimated value of the temperature on the probe itself.

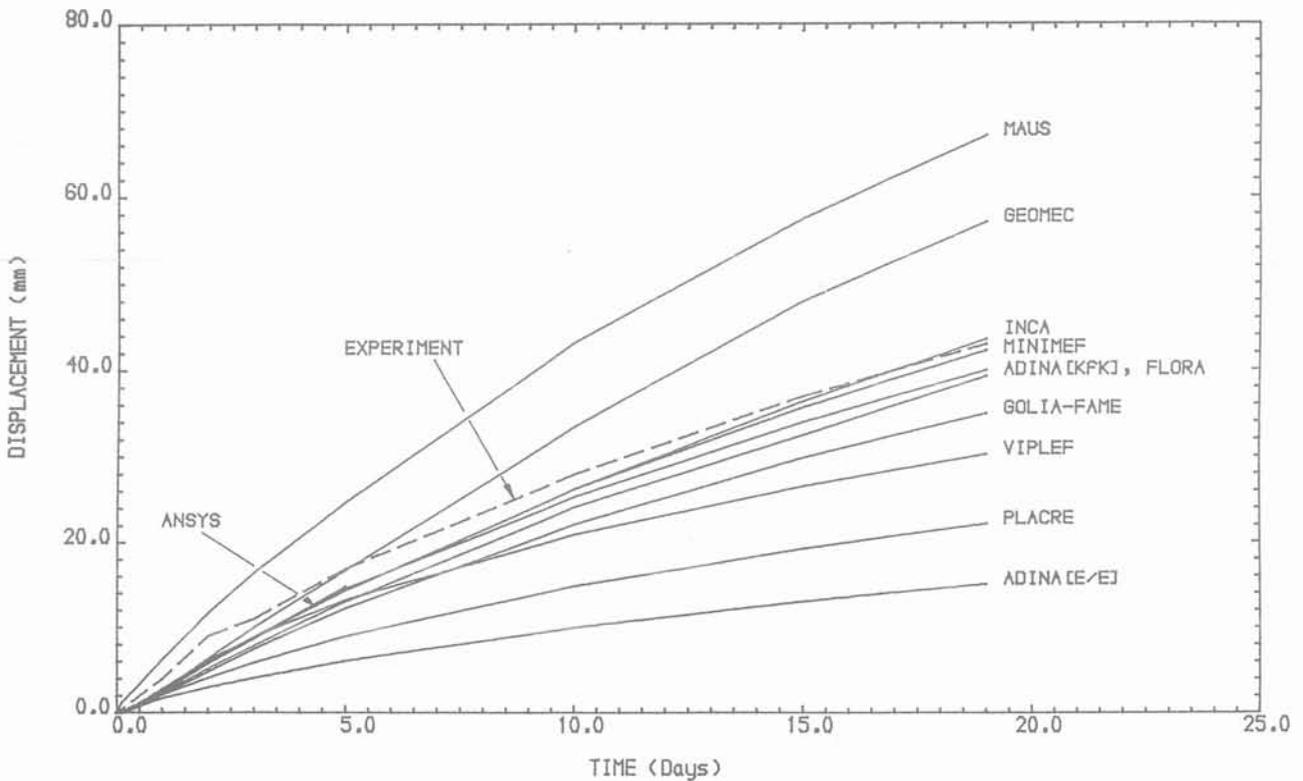


Fig. 7. — Essai « HFCP ». Convergence radiale de la paroi du forage : première comparaison de la mesure (trait interrompu) et des calculs (traits pleins).
 Fig. 7. — « HFCP » experiment. Radial convergence of borehole wall : first comparison between measurement (dashed line) and calculations (solid lines).

L'aspect peut-être le moins satisfaisant, émergeant de COSA II (et de COSA tout entier) serait donc finalement le manque de modèle rhéologique adéquat pour le sel de Asse, manque responsable de la quasi-impossibilité actuelle d'établir de véritables prévisions fiables du comportement thermo-mécanique du sel gemme, par opposition à l'adaptation a posteriori de paramètres via le re-calcul de résultats d'essais connus à l'avance (le « curve-fitting » des Anglo-Saxons). A titre de « consolation », on peut remarquer l'universalité actuelle de cette difficulté, également rencontrée par les spécialistes impliqués dans la construction de l'installation WIPP (Waste Isolation Pilot Plant) au Nouveau-Mexique, USA (MATALUCCI, 1989).

Il s'agit maintenant de replacer ce problème dans le contexte global de l'évaluation de la sûreté d'un dépôt de déchets radioactifs dans le sel, cadre indispensable de projets tels COSA. Il est certain que des itérations sont possibles, entre la conception d'un modèle rhéologique pour un sel (à partir d'essais de laboratoire sur échantillons), sa mise à l'épreuve par confrontation à des essais en place, et son éventuelle modification ; mais ceci ne peut bien évidemment résoudre que les aspects « à court et à moyen terme » du problème. C'est le cas du vaste programme de démonstration « HAW » dans la mine de Asse, réalisé par la GSF, l'ECN, l'ANDRA (F) et l'ENRESA (E) avec la participation de la Commission (ROTHFUCHS et al., 1988) ; pendant les cinq années où des conteneurs de verre chargé en radioéléments réels seront insérés, de façon récupérable, dans des forages spécialement équipés, il sera possible de mesurer le comportement thermo-mécanique du sel avoisinant, en particulier la pression exercée par le sel, et de comparer ces mesures à des calculs effectués en parallèle. Là où des prévisions a priori seront nécessaires, et où seuls des calculs pourront être utilisés sans espoir de validation directe, ce sera pour les aspects intimement liés à la sûreté à long terme d'un dépôt dans le sel, par exemple pour calculer le temps que mettront des galeries remblayées de sel broyé à se refermer sur ce dernier, garantissant ainsi une perméabilité extrêmement faible pour le remblayage (CCE, 1988) ; ou bien encore, à beaucoup plus long terme, pour calculer quel sera le comportement thermo-mécanique global d'un dôme de sel où on aura installé un dépôt de déchets, pendant la montée en température et pendant le refroidissement ultérieur, et l'influence de ce « cycle » sur les terrains avoisinant le dôme. Il est probable d'ailleurs qu'à cette échelle de temps, des mécanismes spécifiques devront être considérés en plus du fluage « traditionnel » (SPIERS, 1988). La nécessité de recherches ultérieures à caractère fondamental sur la rhéologie du sel gemme, combinant judicieusement physique du solide (théorie), essais soigneux au laboratoire sur échantillons et essais en place, apparaît donc comme une conclusion incontournable du projet COSA ; elle figurera en bonne place dans les préoccupations du quatrième programme communautaire en matière de déchets radioactifs (1990-1994).

4.2. Aspects qualitatifs

Il est également souhaitable, à ce stade, de rappeler quels avaient été, à l'échelle communautaire, les

objectifs généraux du projet COSA, initiés dans la première phase et encore amplifiés dans la seconde :

- évaluer la précision numérique et la fiabilité des codes de calculs géomécaniques ;
- évaluer leur facilité d'emploi (« user-friendliness ») ;
- mettre au point une procédure adéquate pour les exercices d'intercomparaison de codes ;
- mettre en lumière les domaines dignes de recherches ultérieures ;
- promouvoir l'échange et la mise en commun d'expériences et de connaissances.

Les objectifs qualitatifs ont été, de l'avis unanime des participants, largement atteints, comme a tenté de le montrer ce bref panorama de COSA II ; en particulier, la création d'une véritable communauté de modélisateurs en géomécanique, plus conscients de leurs capacités réelles, n'est probablement pas le moindre résultat de ce projet.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient, une fois encore, à remercier tous les participants au projet COSA (I et II), dont les efforts et l'enthousiasme ont contribué au succès de l'exercice.

BIBLIOGRAPHIE

- CCE, Ouvrage collectif (1988), *PAGIS (Performance Assessment of Geological Isolation Systems for Radioactive Waste)*. Summary Report. Rapport CCE N° EUR 11775.
- CÔME B. (1987), *Le projet communautaire COSA : un exemple d'intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel*. Revue Française de Géotechnique, n° 40, pp. 23-31.
- LOWE M.J.S., KNOWLES N.C. (1986), *The Community project COSA : comparison of geomechanical computer codes for salt*. Rapport CCE N° EUR 10760, Luxembourg. et addendum, rapport n° EUR 12134, Luxembourg.
- LOWE M.J.S., KNOWLES N.C. (1989), *COSA II : Further benchmark exercises to compare geomechanical computer codes for salt*. Rapport CCE n° EUR 12135, Luxembourg.
- MATALUCCI R. (1989), *The in-situ testing program at the Waste Isolation Pilot Plant*. A paraître dans « Radioactive Waste Management and the Nuclear Fuel Cycle ».
- PRIJ J. et al. (1986), *Measurements in the 300 metre deep dry-drilled borehole and feasibility study on the dry-drilling of a 600 metre deep borehole in the Asse II salt mine*. Rapport CCE n° EUR 10737, Luxembourg.
- ROTHFUCHS T., DUIJVES K., STIPLER R. (1988), *Das HAW-Projekt : Demonstrationseinlagerung hochradioaktiver Abfälle im Salzbergwerk Asse*. Rapport CCE n° EUR 11875, Luxembourg.
- SPIERS C.J. (1988), *Long-term rheological and transport properties of dry and wet salt rocks*. Rapport CCE n° EUR 11848, Luxembourg.

la sécurité des barrages

the safety of dams

P. LONDE*

Président Honoraire de la Commission internationale des grands barrages

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 41-49 (avril 1990)

Résumé

Assurer la sécurité des barrages est un souci permanent des responsables, à toutes les phases du projet, de la construction, de l'exploitation. Mais la notion de sécurité est difficile à préciser objectivement. Au surplus depuis peu les médias se font l'écho d'une large sensibilité de l'opinion publique. Dans ce rapport on aborde les différents aspects de la notion de sécurité: comment elle est ressentie par la société, ce que nous apprennent les faits statistiques, comment l'ingénieur a évolué à partir des méthodes déterministes vers une démarche probabiliste et une analyse paramétrique, enfin comment l'auscultation permet la véritable maîtrise de la sécurité.

Abstract

Ensuring the safety of dams is a major concern of all those involved, at every stage of design, construction and operation. However the safety concept is difficult to define in an objective manner. In addition, the medias recently started to reflect the high sensitivity of the public opinion. In this paper the various aspects of the safety concept are discussed: how it is accepted by the public at large, what can be learned from statistical data, how the engineers proceeded from the deterministic methods toward the probabilistic approach and the parameter study, and how instrumentation allows the real control of safety.

1. INTRODUCTION

Quel que soit le type de barrage et qu'il soit en projet, en construction, en exploitation, un problème permanent est posé : celui de sa sécurité. Ce thème est sous-jacent à toutes nos démarches, plus aujourd'hui que jamais. Il stimule les développements les plus spéculatifs, il passionne les statisticiens, il motive les règlements et les cahiers des charges et, fait nouveau, il est entré dans les médias où il a une forte résonance dans la société tout entière.

Il est bien évident que dans ce contexte il n'existe pas une appréciation unique de ce qu'est en réalité la sécurité d'un barrage. Les concepts sont divers et parfois divergents. Il est donc intéressant d'essayer d'approfondir d'une façon aussi objective que possible la notion de sécurité pour les barrages.

Avant d'aborder les méthodes propres à l'ingénieur, il sera bon d'analyser la manière dont le public ressent les risques liés à la présence des barrages. Nous évaluerons ensuite la situation actuelle, à partir des faits et des statistiques. Puis nous montrerons comment l'évolution des idées a conduit l'ingénieur, à partir du concept initial de coefficient de sécurité, à s'inspirer des méthodes probabilistes pour cerner de plus près la sécurité réelle. Enfin le rôle capital de l'auscultation sera souligné, car il dépasse en portée effective tous les autres progrès techniques contribuant à augmenter la sécurité des barrages.

2. LES POSITIONS DU GRAND PUBLIC

Le besoin de sécurité est fondamental chez l'homme. Ce besoin est parfaitement légitime mais il est en général exprimé d'une façon incohérente et sans base rationnelle, à partir de motivations essentiellement émotionnelles.

Depuis l'aube de l'humanité l'environnement est dangereux pour l'homme. Le progrès technique a peut-être amélioré les choses, mais n'a pas fait disparaître les menaces. L'ours des cavernes a été remplacé par la bombe nucléaire. Le risque étant par définition le produit d'une probabilité faible par un éventuel dommage grave, il est difficile de dire si nous y avons gagné.

Quoi qu'il en soit notre environnement comporte des risques nombreux, qu'il convient, si l'on veut les dominer, d'analyser avec rigueur et objectivité. Ce n'est pas ce que fait l'homme de la rue, que nous sommes tous un peu il faut bien le dire.

Cette analyse conduit à distinguer deux grandes catégories : les risques naturels et les risques liés à l'activité humaine.

Les risques naturels : ce sont les séismes, les éruptions volcaniques, les inondations, les sécheresses prolongées, les vagues de chaleur ou de froid, les ouragans, les raz-de-marées, qui dans certains pays peuvent prendre l'ampleur d'effroyables catastrophes. Une récente statistique donne le nombre de 150 000 morts par an dans le monde, en moyenne. Pendant des millénaires c'est la nature qui a été tenue pour seule responsable. Aujourd'hui on sait que, dans certains cas, la science et la technique peuvent intervenir sinon pour la prévention du moins pour la prévision, ce qui rend possible la mise en œuvre de mesures de sauvegarde. Malheureusement ces avertissements ne sont pas toujours entendus. Nous avons tous en mémoire l'éruption du volcan Nevado de Ruiz en Colombie, en 1985, annoncée à temps pour faire évacuer la population menacée, cette prévision correcte n'ayant pas été écoutée par les autorités responsables, coûtant la vie à 22 000 personnes.

Il faut dire qu'il est rare de pouvoir prédire avec certitude l'ampleur et la date d'un événement. La science s'exprime généralement en termes de probabilités. Or ce langage n'est pas compris des non-scientifiques.

Un bel exemple est celui du bassin du Gard en France. Les hydrologues ont pu déterminer objectivement les risques encourus par les populations riveraines des Gardons, affluents du Gard, aux crues torrentielles. Mais les périodes de paroxysme sont assez espacées pour que le souvenir s'en efface, l'une après l'autre. Ce n'est qu'après les crues catastrophiques de 1958 que les pouvoirs publics ont réagi en décidant la construction d'une série de barrages de protection. Et il a fallu le désastre de Nîmes l'année dernière, c'est-à-dire trente ans après, pour qu'on envisage d'achever le programme de barrages de protection.

Dans ce cas comme dans la grande généralité des cas il est étonnant de constater que c'est au coup par coup, à la suite d'événements catastrophiques, que sont prises les mesures de sauvegarde. Cela s'explique sans doute en partie par une certaine passivité de l'opinion devant les forces naturelles, associée à l'incapacité d'appréciation objective des risques.

Les catastrophes dues aux ouvrages construits par l'homme sont vécues d'une toute autre façon. Aux yeux de l'opinion ce n'est plus la nature mais nécessairement un homme qui est responsable. Si un pont ou un immeuble s'effondre, si un barrage cède, il y a fatalement un fautif ou plusieurs, soit au niveau de la conception, soit à celui de la construction, soit enfin en cours d'exploitation. Et les victimes plaident, ou l'on plaide pour elles, car il faut que justice soit faite.

Malheureusement la société n'a qu'une notion très floue de la sécurité et de ses limites. Elle est collectivement convaincue que sans faute professionnelle il n'y aurait pas de catastrophes. Cette attitude mentale est clairement traduite par la manière dont l'annonce de l'événement est faite dans la grande presse.

La vérité objective est toute autre. Toute construction, toute activité humaine plus généralement, même si elle est conforme aux règles de l'art, contient une part de risque irréductible.

Ici intervient une distinction capitale entre le risque librement accepté par l'individu et le risque imposé par la société.

Dans la première catégorie entrent les sports dangereux ou l'usage de l'automobile. L'individu prend, de son plein gré, des risques considérables, aveuglé qu'il est par le plaisir immédiat qu'il tire de son activité. Si le varappeur qui escalade la face nord du Dru dévisse, il y aura eu faute mais sa faute. Si un chauffeur perd le contrôle de sa voiture il en sera de même. La chose se complique pour le deuxième véhicule qui sera heurté, mais ce risque est pris tous les jours pour nous tous. C'est ainsi que la route fait en France 10 000 morts par an et 250 000 blessés sans qu'on parle de scandale.

En revanche ceux qui vivent à l'aval d'un projet de grand barrage protestent contre le risque qui leur est imposé. C'est qu'ils n'ont pas le choix et qu'ils ne tireront pas un avantage particulier de l'ouvrage. On les comprend mais il faut les rassurer en les convainquant que le risque aujourd'hui est si petit qu'il peut être considéré comme nul. La chose n'est pas facile. La CIGB s'y emploie par la création récente d'un comité des relations publiques qui diffusera entre autres des rapports documentés sur la sécurité des barrages.

En effet les statistiques sont claires: aujourd'hui, grâce au progrès technique, les barrages sont responsables de moins de 100 morts par an pour le monde entier. Bien que la transposition soit discutable on peut estimer que pour la France seule le chiffre statistique est de un mort par an, soit 10 000 fois plus faible que celui des accidents de la route.

Il est intéressant de noter que la perception du risque varie beaucoup d'un pays à l'autre. Dans notre pays il y a une tendance marquée à majorer ce risque pour des raisons émotionnelles évidentes mais exagérées. Ainsi dans la région de Fréjus on ne peut plus construire de barrage voûte depuis la rupture de Malpasset en 1959. Au contraire aux Etats-Unis les cultivateurs de pommes de terre de l'Idaho demandèrent à cor et à cri la reconstruction du barrage de Teton qui s'est rompu d'une façon catastrophique en 1976. Ils en avaient besoin pour mieux vivre et étaient prêts à reprendre le risque.

3. LES STATISTIQUES D'ACCIDENTS DE BARRAGES

La Commission internationale des grands barrages (CIGB) s'intéresse depuis de nombreuses années à l'étude des ruptures de barrages. Les «Leçons tirées des accidents de barrages» sont régulièrement mises à jour. L'inventaire des «Détériorations des barrages et réservoirs» contient dans sa dernière édition de 1986 une liste de 107 ruptures. De ces vastes enquê-

tes à l'échelle mondiale on tire des statistiques riches d'enseignements pour l'ingénieur, comme l'a fait André GOUBET dans «Les risques associés aux barrages» (La Houille Blanche, 1979).

On s'accorde à reconnaître que la plupart des ruptures résultent du concours complexe de causes multiples. Mais très souvent plusieurs mécanismes, sinon tous, ne sont pas mis en lumière avec certitude. Plus difficile encore est de déterminer la cause première, celle qui a amorcé la chaîne fatale conduisant à la catastrophe. Il est rare que des témoins oculaires crédibles puissent décrire la séquence des événements, et après l'accident la plupart des éléments faibles impliqués dans les mécanismes de rupture ont disparu. C'est pourquoi il faut être extrêmement prudent lorsqu'on cherche à tirer la leçon d'un accident. Néanmoins les statistiques, quand l'échantillon est assez grand, renseignent utilement sur les grandes tendances et les principaux pièges à éviter. Ainsi, à partir des documents de la CIGB, on peut affirmer les faits suivants.

Les barrages en remblai (terre et enrochement) étant au monde trois fois plus nombreux que les barrages en béton ils fournissent l'échantillon de ruptures le plus significatif. De l'analyse des causes on déduit que les ruptures par cisaillement, les seules qu'on sache analyser par le calcul, ne représentent que 15 % des cas. Il est donc clair que 85 % des accidents de barrages en terre résultent de faiblesses qui ne pouvaient pas être couvertes par le traditionnel coefficient de sécurité. A elles seules les actions érosives de l'eau, par insuffisance de capacité des évacuateurs ou défaut d'organes filtrants, sont à l'origine de près de 75 % des accidents.

L'échantillon des barrages en béton étant beaucoup plus réduit il est plus difficile de conclure, sauf à dire que c'est la fondation qui est le plus souvent à l'origine de l'accident. On constate aussi que depuis 1960, les barrages en béton se révèlent deux fois plus sûrs que les barrages en terre.

Une remarque s'impose ici à propos des barrages voûtes. Sur les quelques 36 000 grands barrages répertoriés dans le Registre Mondial de la CIGB, une seule voûte s'est rompue: Malpasset, en 1959. La voûte est statistiquement le barrage le plus sûr. S'il est vrai qu'on ne compte au total que 1 500 barrages voûtes, c'est-à-dire un pourcentage de 4 % seulement, ce pourcentage croît avec la hauteur. Les barrages de hauteur supérieure à 100 m comptent 30 % de voûtes, ceux de plus de 150 m, 45 % de voûtes et ceux de plus de 200 m, 55 % de voûtes. Précisons qu'aucun barrage de plus de 100 m n'a jamais cédé, tous types confondus.

Un autre enseignement des statistiques est l'amélioration de la sécurité au cours des dernières décennies. Ainsi les barrages en terre construits depuis 1960 sont 5 fois plus sûrs que ceux construits entre 1900 et 1939. La figure 1 montre cela et aussi comment les fréquences de rupture diminuent avec l'âge du barrage. On voit qu'un barrage construit au début du siècle est aujourd'hui aussi sûr statistiquement qu'un barrage récent.

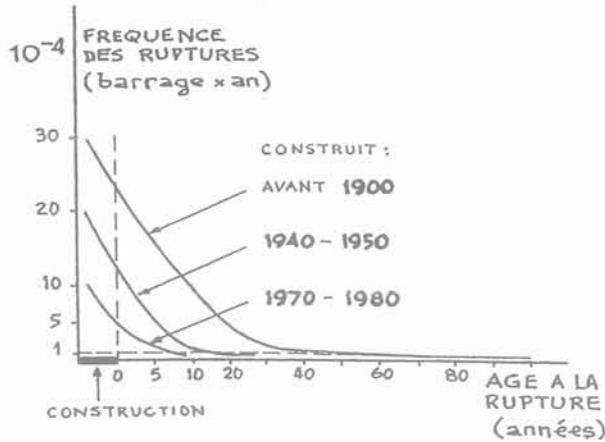


Fig. 1. — Statistique des accidents de barrages en fonction de la date de construction et de l'âge de l'ouvrage.

Fig. 1. — Statistics of dam failures vs construction date and age of dam.

Actuellement le taux d'accident à l'échelle mondiale est en moyenne d'environ 5.10^{-5} par barrage et par an. Il est intéressant de noter que pour les barrages construits dans la période de 1950 à 1985 les accidents ont été deux fois plus nombreux aux Etats-Unis qu'en Europe. Une explication avancée par André GOUBET serait le très fort pourcentage de barrages en terre des Etats-Unis.

Pour conclure, il convient de souligner que si les statistiques d'accidents sont précieuses pour détecter les tendances générales et guider l'ingénieur dans ses choix et ses études elles ne suffisent pas à elles seules à déterminer, dans chaque cas particulier, le niveau de sécurité d'un projet. Trop de paramètres sont présents et il faut chaque fois considérer l'ouvrage comme un exemplaire unique.

4. LE COEFFICIENT DE SÉCURITÉ

Nous avons vu au chapitre précédent combien les barrages en remblai étaient sensibles à d'autres types de désordres que ceux qui résultent d'une instabilité mécanique, c'est-à-dire qui sont « calculables ». Mais ceci ne peut dispenser d'aborder l'analyse mécanique par des modèles mathématiques traduisant correctement les conditions d'équilibre des forces en présence. Pour les barrages en béton la démarche est capitale puisque le défaut de résistance mécanique, surtout dans la fondation, est statistiquement la cause première de désordre. Nous allons maintenant discuter de la validité de ces modèles.

Puisque la stabilité d'un barrage est intimement dépendante de la résistance de sa fondation naturelle, et qu'au surplus pour un barrage en terre son matériau constitutif est aussi naturel, le problème se pose en termes géotechniques. On ne pourra donc échapper à ce qui caractérise tout problème géotechnique :

— incertitude et dispersion dans l'espace des propriétés des sols et des roches ;

- imperfection des mesures : nombre nécessairement limité et erreurs instrumentales ;
- incertitude et dispersion dans le temps des actions ;
- imperfection du modèle mathématique ;
- grand nombre de paramètres ;
- tridimensionnalité du problème.

Cet ensemble irréductible impose dans chaque cas la résolution d'un problème complexe dont les données sont incertaines et qui ne peut être traité que par des approximations elles-mêmes incertaines.

La démarche traditionnelle, et qui est encore imposée par la quasi-totalité des codes de calcul, est déterministe. Pour tenir compte des incertitudes, des dispersions et des approximations que les valeurs numériques déterminées des paramètres ne traduisent pas, on introduit le coefficient de sécurité. La marge « mesurée » par le coefficient de sécurité, entre l'état limite qu'il suffirait d'assurer s'il n'y avait aucune incertitude et l'état réel, est censée couvrir forfaitement les erreurs faites sur l'évaluation des données et par les imperfections du modèle.

La valeur numérique acceptable du coefficient de sécurité résulte de constatations empiriques. Il est admis par exemple que, d'après le comportement observé sur de nombreux ouvrages, un barrage en terre est stable avec un coefficient de sécurité, calculé par les modèles courants à l'équilibre limite, égal à 1,5. Cette valeur a même été réglementée dans certains textes qui font autorité dans le monde et qui laissent croire qu'elle assure une sécurité totale. Il n'en est rien.

D'abord pour un ensemble de données déterminé la valeur du coefficient variera avec le modèle mathématique. Or il existe une trentaine de méthodes de calcul différentes, faisant des hypothèses variées sur la distribution des contraintes internes à l'équilibre et admettant des définitions distinctes pour le coefficient de sécurité. On ne peut donc se référer à un coefficient de sécurité qu'en précisant la méthode par laquelle il a été obtenu.

Mais il y a plus grave. En effet, selon le degré d'incertitude des données (valeur de la dispersion, nombre des essais, qualité des mesures, etc.) à un même coefficient de sécurité calculé correspondent des probabilités de ruine, donc des sécurités réelles, très différentes.

La figure 2 montre dans un cas simple mais illustratif comment, pour un même coefficient de sécurité de 1,5, la probabilité de ruine peut varier dans le rapport de 1 à 30 000, si par exemple pour une dispersion d'essais donnée on a 5 essais au lieu de 20, ou si pour 10 essais leur dispersion passe de 0,10 à 0,30. Que pourra-t-on conclure dans le cas général et particulièrement en mécanique des roches où l'équilibre dépend d'un grand nombre de paramètres ? Il est alors totalement injustifié de baser l'évaluation de la stabilité sur un nombre unique qui ne reflète pas la réalité mécanique.

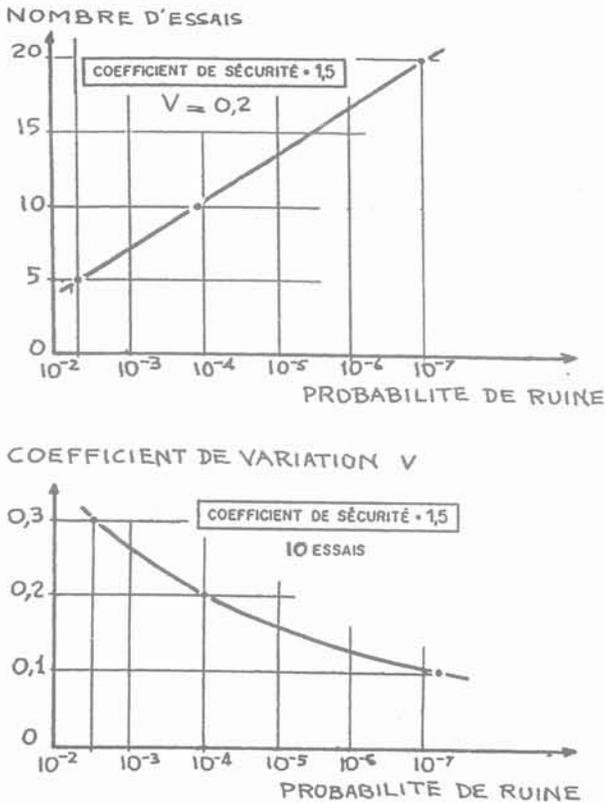


Fig. 2. — Probabilité de ruine pour un même coefficient de sécurité en fonction du nombre d'essais et de leur coefficient de variation.

Fig. 2. — Failure probability for a given safety factor, vs the tests number and their variation coefficient.

Fort heureusement les ingénieurs sont de plus en plus nombreux à prendre conscience des graves lacunes du concept de coefficient de sécurité et à reconnaître qu'il faut d'une manière ou d'une autre se rapprocher des concepts de probabilité, seuls capables de prendre en compte le caractère inéluctablement incertain des données du problème.

5. CALCUL DES PROBABILITÉS

Les insuffisances de la démarche déterministe, largement reconnues aujourd'hui, ont conduit de nombreux chercheurs à s'engager dans la voie des méthodes probabilistes. Leur objectif était d'évaluer quantitativement le degré de sécurité en fonction de sa véritable signification, qui est la probabilité de ruine. Au départ la notion était vague mais prometteuse car elle prenait nécessairement en compte les incertitudes de toutes sortes qui affectent les données. Au surplus, dès qu'on raisonne en probabilités, on est conduit à tenir compte objectivement des conséquences d'une éventuelle rupture. On acceptera des probabilités de ruine plus grandes si les dommages potentiels sont moindres. On peut également apprécier la variation du coût des ouvrages en fonction de leur sécurité.

Mais une difficulté majeure survient avant même d'aborder le calcul: quelles sont dans chaque cas les

probabilités acceptables? On ne sait pas répondre à cette question d'une manière entièrement satisfaisante.

Il est un domaine toutefois où les ingénieurs raisonnent en termes de probabilité depuis longtemps. C'est celui des risques induits par les crues. L'observation hydrologique permet en effet d'évaluer les débits de pointe et les volumes des crues en fonction de leur période de récurrence, et l'on dimensionne les ouvrages d'évacuation pour passer la crue de la probabilité qu'on juge raisonnable en fonction des dommages potentiels que son dépassement provoqueraient. Ainsi il est d'usage pour un barrage en béton de dimensionner les évacuateurs pour la crue de 5 000 ans ou de 10 000 ans, alors que pour un barrage en terre, beaucoup plus vulnérable, on adopte des périodes de retour nettement plus grandes, telle celle correspondant à la notion de « crue maximale possible » (PMF en anglais) dont la période de retour, par définition, est pratiquement infinie. A l'inverse, pour les ouvrages provisoires on se contentera selon les risques de 10 ans, de 50 ans ou de 100 ans. Il faut dire que la crue de 5 000 ans adoptée pour un ouvrage devant durer 100 ans correspond à une probabilité annuelle de $2 \cdot 10^{-4} \times 10^2 = 2 \cdot 10^{-2}$, égale à celle de la crue de 50 ans pour un batardeau provisoire exposé pendant un an seulement.

On a vu, par les statistiques d'accidents, que la probabilité objective de rupture est actuellement de $5 \cdot 10^{-5}$ par barrage et par an. Cette valeur très faible est à première vue du même ordre de grandeur que celle de la crue de 10 000 ans. Mais un barrage destiné à être en service pendant 100 ans a une probabilité de se rompre avant 100 ans de $5 \cdot 10^{-3}$ soit 1/200. C'est une probabilité élevée, que nous devons nous efforcer de réduire par un progrès soutenu dans tous les domaines de la technique, y compris celui des calculs. Comme ces calculs ne couvrent qu'une partie des causes d'accident, il est évident que si l'on veut améliorer la situation actuelle, telle que révélée par les statistiques, il faut viser des probabilités de ruine ne dépassant pas 10^{-4} et pouvant descendre jusqu'à 10^{-6} .

Dans cette rapide discussion se manifeste le contraste entre des probabilités d'accident qui paraissent trop élevées et qu'il faut réduire par tous les moyens en notre possession, et des probabilités si petites qu'on n'en sent pas la véritable signification. On touche là un sérieux problème des méthodes probabilistes.

Toutefois quelles que soient les difficultés de détermination des probabilités à faire entrer dans les calculs on peut être assuré qu'on cernera mieux la réalité que par un coefficient de sécurité. Par exemple, si l'on voulait diviser par dix le nombre des ruptures de remblais par glissement, nul ne pourrait dire de combien il faudrait augmenter les coefficients de sécurité traditionnels, alors que par l'analyse aléatoire on doit pouvoir trouver les moyens de le faire.

Une autre difficulté majeure est l'évaluation numérique des incertitudes. Celles-ci se traduisent par des lois de distribution des valeurs que peuvent prendre les paramètres aléatoires, lois qu'on a en général le plus grand mal à déterminer, tout particulièrement aux extrémités des courbes, c'est-à-dire pour les cas de charge ou les valeurs de résistance de faibles proba-

bilités. Il ne faut pas oublier que la ruine résulte en général de la conjonction d'une action forte et d'une résistance faible, donc de circonstances extrêmes souvent mal définies.

6. L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Au terme de cette brève analyse critique des deux concepts: coefficient de sécurité, probabilité de ruine, on peut conclure que ni l'un ni l'autre ne convient pour le calcul de la stabilité des barrages. Le premier parce qu'il ne traduit nullement l'effet des incertitudes affectant les données, le second parce que, trop spéculatif, il ne peut servir pratiquement à la solution des problèmes de l'ingénieur. Il y a toutefois une solution: l'analyse paramétrique des équilibres limites, conduisant à la détermination des paramètres lourds et à la prise en compte correcte de l'influence de leurs incertitudes sur les conditions d'équilibre. Dans cette démarche le concept de coefficient de sécurité n'est appliqué qu'aux effets partiels et les raisonnements probabilistes ne sont utilisés que qualitativement.

Pour faciliter l'emploi des raisonnements du calcul des probabilités il est commode de considérer, au lieu du coefficient de sécurité F qui est un rapport, la marge de sécurité M , définie comme la différence entre les résistances R et les actions S . Par définition la rupture se produit si $M = R - S$ est négatif. La probabilité P de cette rupture ne dépend que du coefficient de variation V_M de la distribution de M . On utilise souvent l'inverse du coefficient de variation, appelé coefficient de sûreté. La distribution de M peut être calculée à partir des distributions des paramètres p_i (aussi nombreux soient-ils) intervenant dans R et S . Si ces paramètres sont indépendants et si les plages d'incertitude ne sont pas trop grandes on peut écrire la valeur de l'écart-type de M sous la forme:

$$\sigma_M = \left[\left(\frac{\delta M}{\delta p_1} \right)^2 \cdot \sigma_{p_1}^2 + \left(\frac{\delta M}{\delta p_2} \right)^2 \cdot \sigma_{p_2}^2 + \dots + \left(\frac{\delta M}{\delta p_n} \right)^2 \cdot \sigma_{p_n}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

p_1, p_2, \dots, p_n étant les paramètres de l'équilibre.

On peut par ailleurs calculer la valeur moyenne m_M de la marge de sécurité M , à partir des valeurs moyennes des paramètres p_i . La connaissance de σ_M et de m_M fournit le coefficient de variation $V_M = \sigma_M/m_M$ qui, à son tour, suffit pour chiffrer la probabilité de rupture P . La figure 3 traduit graphiquement la relation $P(V_M)$ dans le cas d'une distribution normale de M . On peut établir les courbes correspondant à d'autres lois de distribution, mais la loi normale est correcte dans le cas général où les paramètres sont nombreux et où leurs dispersions ne sont pas excessives. On constate que la partie haute de l'échelle du coefficient de variation définit clairement les probabilités de ruine, celles-ci étant grandes, mais qu'en revanche la partie basse de cette même échelle donne une détermination très indéfinie. On peut en

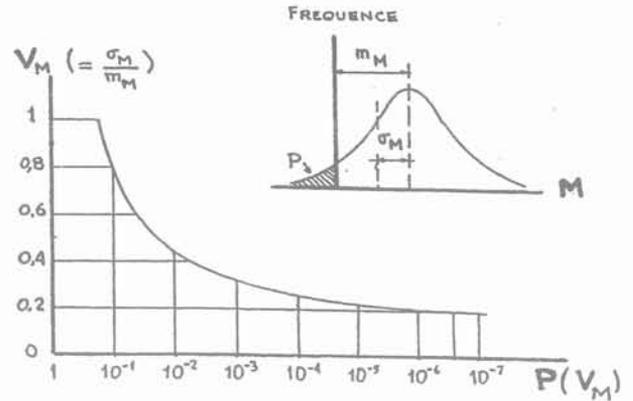


Fig. 3. — Probabilité de ruine en fonction du coefficient de variation de la marge de sécurité.
 Fig. 3. — Failure probability vs the variation coefficient of the safety margin.

déduire qu'il sera impossible d'apprécier correctement les très petites probabilités. Ce résultat est conforme au sentiment, comme nous en avons discuté précédemment: les très petites probabilités sont chargées de peu de sens.

Mais le grand intérêt de cette formulation n'est pas dans l'obtention d'une valeur numérique à attribuer à la probabilité de rupture, valeur sans signification pratique. Il est dans sa structure. En effet l'équation (1), à partir de laquelle se calculerait la probabilité de ruine si on le désirait, est riche d'enseignements par sa forme même. On y voit que σ_M dépend principalement des paramètres qui donnent les grandes valeurs des expressions de $\delta M/\delta p$ et de σ_p . C'est-à-dire que les paramètres les plus susceptibles d'influencer la sécurité sont les plus lourds ($\delta M/\delta p$ grand) et les plus dispersés (σ_p grand). On retrouve là une règle de conduite que tout bon projeteur doit s'imposer: détecter, par une analyse même sommaire, ceux des paramètres qui pèsent le plus sur l'équilibre et traiter tout spécialement ceux qui sont mal connus, soit que leur mesure manque de précision, soit qu'elle présente une grande dispersion, soit qu'on ne puisse pas la faire d'avance.

Dans cette approche du problème on est loin du coefficient de sécurité traditionnel. Il s'écrirait $F = R/S$, les fonctions R et S prenant chacune une valeur déterminée, par exemple à partir des moyennes des paramètres p_i qui ne traduit pas la réalité mécanique et ses incertitudes. Pourtant la notion de coefficient de sécurité n'a pas totalement disparu; elle se retrouve sous forme partielle, dans les dérivés $\delta M/\delta p_i$, qui expriment chacune la variation de la marge de sécurité en fonction de la variation d'un seul paramètre p_i . Si donc nous ne cherchons pas à déterminer la probabilité numériquement, comme le permettraient théoriquement l'équation (1) et la figure 3, mais si nous n'utilisons ce calcul que pour raisonner juste, nous tirons simplement parti de la forme de l'équation (1). C'est-à-dire que le projet sera conçu de façon à ce que les paramètres lourds soient tous identifiés et maîtrisés, et parmi eux tout spécialement les paramètres dispersés ou mal connus.

L'identification des paramètres lourds peut se faire de bien des manières et pas nécessairement avec la précision du calcul complet des dérivés $\delta M/\delta p_i$. Pratiquement on se sert de la variation du coefficient de sécurité traditionnel en fonction de la variation du paramètre p_i seul. La méthode la plus sûre consiste à étudier ces variations par l'allure de graphes tracés pour les conditions de l'équilibre limite, comme on va le voir maintenant.

L'analyse paramétrique de la stabilité des massifs rocheux servant d'appui aux barrages illustre parfaitement cette méthode. Déjà ancienne et largement employée, cette méthode a été mise au point dans le domaine de la mécanique des roches, c'est-à-dire pour résoudre des problèmes caractérisés par la grande complexité des données et leurs incertitudes.

Il n'est pas nécessaire de décrire ici les détails du calcul maintes fois publiés par ailleurs. Voyons seulement comment les résultats donnés par les graphes de la figure 4 permettent l'analyse correcte de la sécurité.

Il s'agit d'un massif rocheux dont les mécanismes de rupture sont a priori des glissements potentiels sur trois plans de discontinuité géologiques. Seuls les paramètres incertains entrent dans les graphes. Ce sont les trois coefficients de frottement ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 et les trois intensités de sous-pression U_1, U_2, U_3 . Les paramètres bien connus comme les forces de masse ou la poussée du barrage ne sont pas explicités. L'équilibre limite est représenté par le quatrième sommet r du rectangle construit sur les trois sous-pressions.

Un examen rapide de la figure 4 montre que les paramètres lourds sont U_1 et ϕ_2 . On le voit en faisant varier séparément chacun des six paramètres (noter que ϕ_3 n'intervient pas dans l'équilibre). L'enseignement pour le projeteur est déjà précieux :

il faudra agir sur la pression U_1 (drainage, injection) et mesurer avec soin le frottement ϕ_2 . On pourra faire l'économie des mesures de ϕ_1 et ϕ_3 . Il ne sera pas indispensable de drainer U_3 , etc. Aucune de ces indications n'aurait été obtenue à partir du calcul d'un coefficient de sécurité global, dont d'ailleurs on ne saisit pas la signification mécanique.

Ce sont évidemment les paramètres lourds qui doivent être pris avec de grands coefficients de sécurité partiels, les autres étant sans importance pour la sécurité et tolérant donc de larges erreurs d'appréciation.

Il est évident que ce type de calcul est généralisable à tout problème où entrent de nombreux paramètres. Il conduit non pas à une valeur numérique chiffrant la sécurité (tel un coefficient de sécurité ou une probabilité de ruine) mais, et c'est beaucoup plus important pour l'ingénieur, à une évaluation correcte des facteurs significatifs de l'équilibre. C'est un outil indispensable dans les cas complexes, alors que dans les problèmes simples ou répétitifs on peut utiliser les méthodes traditionnelles. Mais dans ces cas simples il est à peine besoin de calculer.

Contrairement à ce que l'on pense généralement la complexité d'un problème peut faciliter l'introduction des lois probabilistes. En effet lorsqu'un équilibre ne dépend que d'un seul paramètre c'est la partie extrême de sa courbe de distribution qu'il faut évaluer puisque la ruine de la structure ne peut être due qu'à une valeur exceptionnelle de ce paramètre unique. Le problème de la détermination de la loi de probabilité est rendu difficile de ce fait, surtout si l'on s'intéresse à des valeurs aussi petites que 10^{-4} ou 10^{-6} . Dans ce cas le calcul des probabilités, qui se flatte de réduire et d'interpréter correctement les effets des incertitudes, en introduit d'autres peut-être aussi graves.

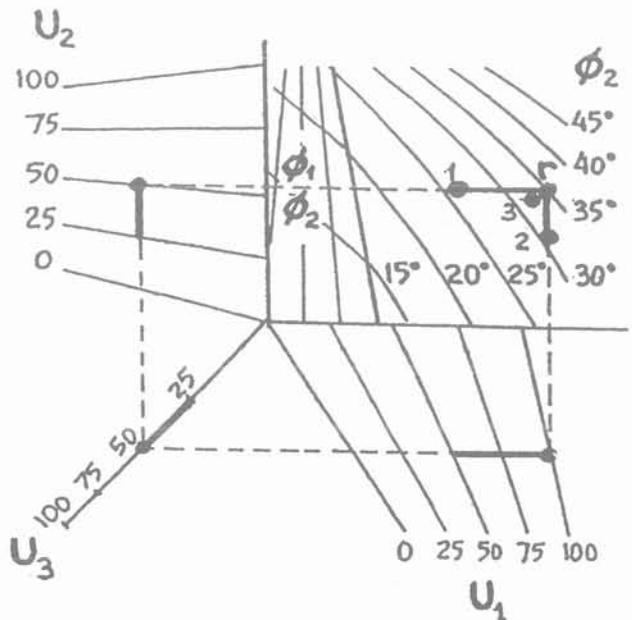
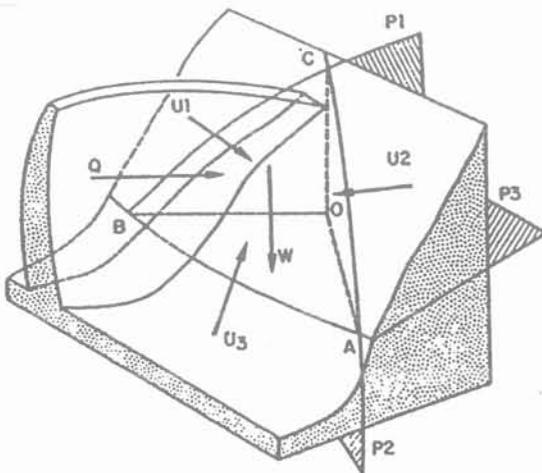


Fig. 4. — Exemple d'étude paramétrique pour un problème de mécanique des roches.
 Fig. 4. — Example of parameter study for a rock mechanics problem.

Mais si, comme c'est le cas général, plusieurs paramètres significatifs interviennent dans l'équilibre l'état limite est le résultat du jeu simultané d'actions et de résistances qui, prises séparément, ne sont pas exceptionnelles. C'est leur concomitance qui l'est. On peut alors se satisfaire de lois de distribution des paramètres définies correctement dans le voisinage des valeurs moyennes sans se soucier de déterminer rigoureusement les branches extrêmes. C'est ainsi que dans le graphe proposé plus haut pour l'étude d'un appui rocheux on peut aisément introduire les distributions triangulaires ou trapézoïdales de la figure 5, à partir d'une simple appréciation expérimentale des valeurs que peuvent prendre les frottements et les sous-pressions. Ici intervient l'expérience de l'ingénieur, souvent plus sûre que cent essais de résistance au cisaillement ou que cent pages de calcul de pression d'écoulement. Grâce à cette simplification il est facile de faire apparaître sur le graphe les courbes d'isoprobabilité des états d'équilibre.

L'intérêt majeur de l'analyse paramétrique est de conduire tout naturellement à l'attribution de coefficients de sécurité partiels aux paramètres qui pèsent le plus lourd dans l'équilibre et ceci en raison directe du niveau d'incertitude dont ils sont affectés. Il est évident que les paramètres parfaitement déterminés ne justifient aucune introduction de coefficient partiel.

Toutefois dans cette analyse des incertitudes du problème il reste un domaine qui échappe à une évaluation quantitative objective. Il s'agit de l'effet des approximations du modèle mécanique et à la limite de l'erreur humaine. C'est pourquoi on fera encore appel au concept de coefficient de sécurité global, mais avec une valeur beaucoup plus petite que lorsqu'il est sensé couvrir fortaitement la totalité des incertitudes du problème.

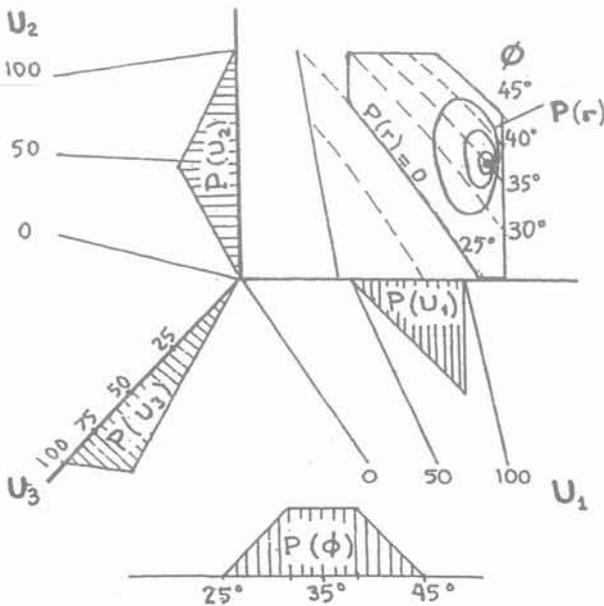


Fig. 5. — Etude paramétrique avec introduction de lois de distribution probabilistes.

Fig. 5. — Parameter study with the introduction of probabilistic density functions.

7. L'AUSCULTATION

On vient de voir comment les nouvelles méthodes de calcul permettaient de raffiner l'évaluation de la sécurité des barrages et de leurs fondations. Mais on a vu aussi que quoi qu'on fasse il restera toujours une part irréductible de risque de rupture, qui diminue avec les progrès techniques mais qui ne sera jamais nulle.

C'est à partir de cette constatation que s'est développée dans les récentes années une nouvelle stratégie. Le suivi du comportement mécanique des ouvrages par des instruments de mesure appropriés est considéré comme étant capital, pour indiquer à l'exploitant avant qu'il ne soit trop tard les travaux de confortement nécessaires et, dans les cas extrêmes, les mesures d'urgence assurant la protection des populations d'aval. A contrario il est frappant de constater qu'il existe une forte corrélation entre les plus graves accidents de barrage et l'absence d'instruments de mesure.

La surveillance par instruments de mesure, qu'on appelle l'auscultation, a fait des progrès considérables au cours des récentes années. Ces progrès tiennent à l'apparition de nouveaux appareils plus précis et plus fiables et surtout à la transmission des mesures à grande distance et à leur traitement informatisé. L'exploitant y a gagné en qualité de l'information et en rapidité de réaction. Pour ne citer qu'un exemple, qui est un modèle dont s'inspirent de nombreux maîtres-d'ouvrages étrangers, EDF transmet les mesures faites sur ses barrages au centre de Grenoble où elles sont traitées et immédiatement disponibles sous forme exploitable par les responsables de la sécurité.

Pour que l'auscultation soit efficace il faut qu'elle soit conçue en même temps que l'ouvrage et par les mêmes équipes. Elle est une partie intégrée du projet. Il est également souhaitable que le projeteur participe à son interprétation, car connaissant les hypothèses mécaniques qui ont conduit au dimensionnement des ouvrages il est le mieux placé pour détecter une anomalie de comportement et en évaluer la portée.

Il est capital, pour assurer la sécurité, que les instruments mesurent des grandeurs qui soient significatives dans les mécanismes associés aux scénarios de rupture. On voit trop souvent, par exemple, installer un très grand nombre de cellules de pression interstitielle dans le noyau central des barrages en terre alors que même une surpression totale ne mettrait pas en cause la stabilité. C'est la recharge aval et particulièrement ses filtres qu'il convient d'ausculter.

De la même façon les appuis rocheux des grands barrages doivent être largement équipés de piézomètres. Ajoutons qu'aux mesures piézométriques doivent toujours être associées des mesures de débit. Leur ensemble constitue l'auscultation hydraulique qui est un des meilleurs moyens d'assurer le suivi de sécurité des barrages.

L'interprétation des mesures et leurs significations au plan de la sécurité ne peuvent être correctement établies qu'en se référant à un modèle physique ou mathématique. Les modèles appliqués aux problèmes de stabilité mécanique font en général intervenir des contraintes. Or il est notoire qu'on ne sait pas bien mesurer les contraintes. Il y a là une sérieuse difficulté, qui a même servi d'argument pour discréditer l'auscultation dans son ensemble. La seule réponse est de faire appel à des modèles qui utilisent les paramètres les mieux mesurables. Au lieu des contraintes, toujours dispersées, il faut mesurer des déplacements ou des déformations sur de longues bases (pendules, extensomètres en forages), et se servir de modèles les prenant en compte de façon à pouvoir interpréter directement les résultats de l'auscultation.

Le cas des ouvrages anciens pose un problème particulier et difficile. Or il existe dans le monde (sans la Chine) 25 % de barrages âgés de plus de 40 ans et 40 % âgés de plus de 25 ans. Pour beaucoup d'entre eux il faut mettre en place une auscultation ajoutée et dans un contexte délicat puisque les données du projet ont en général disparu. Un comité technique a été créé au sein de la CIGB pour l'étude de l'auscultation des barrages anciens.

On peut affirmer que l'auscultation bien conçue, associée à une surveillance par inspection visuelle systématique, augmente considérablement la sécurité réelle des barrages et le fait pour un coût négligeable en

regard de l'enjeu. Elle constitue le progrès technique le plus important de ces dernières années et va certainement se traduire par une amélioration spectaculaire des résultats statistiques d'accidents, qui demeurent l'indicateur le plus significatif de notre maîtrise de la sécurité.

8. CONCLUSION

Pour terminer il convient de souligner le rôle capital que joue en France le Comité technique permanent des barrages, chargé du contrôle des projets, de la mise en œuvre de l'auscultation, des modalités de surveillance et des plans d'alerte. Loin de constituer une grave menace pour les riverains d'aval, comme c'était encore le cas au début du siècle, les barrages sont aujourd'hui des ouvrages très sûrs, en passe de devenir parmi les plus sûres des constructions humaines. A l'origine de cette amélioration spectaculaire de nombreux progrès techniques sont à citer tels que l'effort soutenu vers une meilleure compréhension du comportement des matériaux, une meilleure maîtrise des méthodes de calcul et une meilleure intelligence des concepts mis en œuvre pour l'appréciation de la sécurité. Mais on a vu le rôle primordial que joue la surveillance assistée par l'auscultation, celle-ci tirant parti des progrès récents réalisés dans les appareils, la transmission des mesures et leur traitement.

**stabilité du front de taille d'un tunnel
dans un milieu frottant
approche cinématique en calcul à la rupture**

tunnel face stability in a sandy soil
yield calculation approach

P. CHAMBON, J.-F. CORTÉ

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 51-59 (avril 1990)

Résumé

On se propose d'estimer la pression nécessaire au soutien du front de taille d'un tunnel en terrain meuble par les méthodes du calcul à la rupture, et plus précisément de développer l'approche cinématique dans le cas d'un milieu frottant. Deux mécanismes bidimensionnels sont envisagés. On s'intéresse d'abord au cas d'une cavité suffisamment profonde pour que puisse être négligé l'effet de surface. On explicite l'influence des différents paramètres géométriques et géotechniques. On aborde ensuite le cas d'une cavité peu profonde pour laquelle on étudie l'influence de la proximité de la surface et l'influence d'une surcharge sur cette dernière. Enfin, la vraisemblance des résultats obtenus est confortée par des résultats expérimentaux sur modèle réduit.

Abstract

The face stability of a shallow tunnel in sand is investigated in this paper. Using the yield calculation approach and particularly the upper bound theorem of plasticity, a method is proposed to obtain a limit value for the internal pressure ensuring face stability. Two kinds of two-dimensional mechanisms are considered. In a first part attention is given to a tunnel which is deep enough so the ground surface effect can be neglected. The influence of geometrical and geotechnical parameters is studied. The case of shallow tunnels is then considered, for which the effect of surface loads is also analyzed. Finally, calculation results obtained by the herein proposed method are compared with experimental results from centrifuge tests.

* BP 19, 44340 Bouguenais.

1. INTRODUCTION

Parmi les travaux de recherche consacrés à la stabilité du front de taille d'un tunnel, nombreux sont ceux qui se réfèrent au calcul à la rupture, soit pour étayer des résultats expérimentaux (R.J. MAIR 1979), soit pour aider au dimensionnement des ouvrages en approfondissant l'aspect analytique (E. LECA, M. PANET, 1988). Si la démarche est assez ancienne pour la stabilité d'une section de galerie, elle s'est développée récemment autour des problèmes de front de taille, et de l'utilisation devenue courante des boucliers à pression de boue bentonitique ou à pression pneumatique.

En l'absence de valeurs expérimentales ou théoriques précises, le creusement se fait avec une pression de face importante, entraînant des sollicitations non moins importantes dans les pièces sur lesquelles les vérins prennent appui. Il est donc nécessaire d'optimiser cette pression : fournir une pression interne minimale garantissant la stabilité du front.

Le calcul à la rupture a pour objet de cerner un domaine de charges potentiellement supportables pour une structure dont le chargement dépend d'un nombre fini de paramètres. Il n'entre pas dans ses applications de chercher à connaître l'état des contraintes et déformations du sol à un niveau de sollicitations donné. Puisqu'il ne vise qu'à encadrer un domaine, il utilise un critère de rupture et non une loi de comportement. Ceci est d'une grande commodité vu la difficulté d'élaborer une telle loi suffisamment réaliste.

Contrairement à ce qu'établit l'analyse limite, nous ne pourrions parler que de charges potentiellement supportables. En effet la stabilité d'une configuration ne peut être établie par le calcul à la rupture que moyennant des hypothèses sévères sur le matériau (le principe de normalité de Hill) que nous ne ferons pas.

Dans l'espace des chargements le domaine de ces charges est convexe et contient le chargement nul. Tout chargement situé en dehors du domaine entraînera la ruine du système. Mais un chargement dans le domaine ne pourra être qualifié que de potentiellement supportable.

Pour l'encadrement des bords du domaine, les deux démarches « approche par l'intérieur » et « approche par l'extérieur » sont complémentaires. La première, dite approche statique, se fait dans le sens de la sécurité. Elle consiste à exhiber un champ de contraintes statiquement admissible et à exprimer qu'il satisfait au critère de rupture. Un certain nombre d'études ont été faites sur ce sujet tant pour les milieux purement cohérents (DAVIS et al., 1980) que pour les milieux frottants (MULHAUSS H.B., 1985). La finesse de l'approche est liée à l'intuition du chercheur et à sa capacité à réaliser le meilleur compromis entre un champ réaliste et des calculs analytiques réalisables. Les travaux précédemment cités ont fait l'objet de validation expérimentale et ont montré qu'ils approchaient convenablement la réalité.

La seconde approche est dite cinématique. Parmi d'autres, les auteurs précédents l'ont appliquée aux

cavités dans des sols purement cohérents. En effet, le critère de rupture se trouve dans ce cas simplifié (Critère de Tresca), puisque seule intervient la cohésion non drainée C_u et que la majoration de la puissance dissipée est explicite quelque soit le champ de vitesse envisagé. En ce qui concerne les milieux frottants, nous avons pu constater l'absence de travaux. Nous nous proposons donc de développer une telle approche et de voir dans quelle mesure elle est exploitable.

2. EXPOSÉ DE LA MÉTHODE ET CHOIX DE LA CONFIGURATION

2.1. Approche cinématique pour un milieu frottant cohérent

J. SALENÇON (1983) expose en détail le développement de la théorie du calcul à la rupture. Nous reprenons ici les principes fondamentaux qui sous-tendent l'approche cinématique.

Les équations d'équilibre d'un domaine D que nous assimilons à un milieu continu s'écrivent :

$$\begin{cases} \text{div } \underline{\underline{\sigma}} + \gamma \underline{\underline{g}} = 0 \text{ dans } D \\ + \text{conditions aux limites} \end{cases} \quad (1)$$

Elles sont équivalentes au principe des puissances virtuelles :

$$\iint_D \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} \, dV + \int_{\partial D} \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} \cdot [\underline{\underline{v}}] \, ds = \underline{\underline{Q}} \cdot \underline{\underline{\dot{q}}} \quad (2)$$

pour tout champ de vitesse cinématiquement admissible.

Où : $\underline{\underline{\sigma}}$ est le tenseur des contraintes de Cauchy ;

$\underline{\underline{n}}$ la normale extérieure à D ;

∂D le bord orienté de D ;

$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ le tenseur des vitesses de déformation en hypothèse de petites perturbations ;

$\underline{\underline{Q}} \cdot \underline{\underline{\dot{q}}}$ la puissance des efforts extérieurs dans le champ $\underline{\underline{v}}$;

$[\underline{\underline{v}}]$ la discontinuité de vitesses sur ∂D .

Soit $\underline{\underline{v}}$ un champ de vitesse de solide rigide. Alors $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = 0$ et la discontinuité de vitesse est égale à la vitesse elle-même lorsqu'on suppose que le reste du massif est fixe. On peut majorer le deuxième terme du premier membre dans le principe des puissances virtuelles en utilisant le critère de résistance convexe de Coulomb défini par :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sup_{\substack{i=1,2,3 \\ j=1,2,3}} \{ \sigma_i (1 + \sin \varphi) - \sigma_j (1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi \} \quad (3)$$

Où c est la cohésion, φ l'angle de frottement du matériau et σ_i une contrainte principale. Il vient alors la majoration :

$$\int_{\partial D} \underline{\sigma} \cdot \underline{n} \cdot \underline{v} \, ds \tag{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \leq \int_{\partial D} c \cotg \varphi \underline{v} \cdot \underline{n} \, ds \text{ si } \underline{v} \cdot \underline{n} \geq \|\underline{v}\| \sin \varphi \\ \text{non borné sinon} \end{array} \right.$$

Pour que la majoration ait un sens, il faut que l'angle que forme la discontinuité \underline{v} du champ de vitesses avec ∂D soit entre φ et $\pi - \varphi$, φ étant l'angle de frottement interne du matériau. Ainsi on a :

$$P(\underline{v}) = \int_{\partial D} c \cotg \varphi \underline{v} \cdot \underline{n} \, ds \tag{5}$$

Si les charges \underline{Q} sont telles que $\underline{Q} \cdot \underline{q} > P(\underline{v})$ alors les équations d'équilibre ne sont pas satisfaites et l'instabilité de la configuration est certaine. Si on considère le convexe des charges potentiellement supportables dans l'espace des chargements, cette démarche consiste à l'approcher par l'extérieur.

Choix de la configuration

— Un massif semi-infini homogène de densité volumique γ , d'angle de frottement interne φ et de cohésion c .

— Une cavité rectangulaire (Fig. 1) semi-infinie à droite, de bords supérieur et inférieur supposés infiniment rigides, distants de D . Le bord supérieur se trouve à une profondeur C .

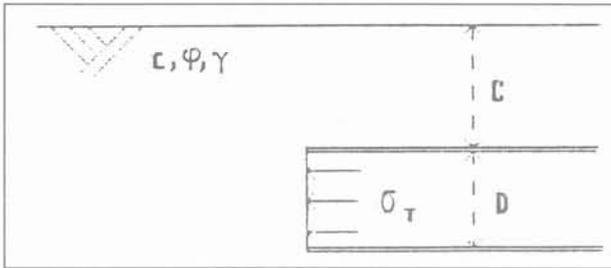


Fig. 1. — Schéma de la cavité.
Fig. 1. — Scheme of the cavity.

A l'intérieur de cette cavité s'exerce la pression σ_T . Du point de vue du calcul à la rupture, c'est donc un système à deux chargements γ et σ_T . Remarquons que l'approche par l'extérieur conduit dans notre cas à la recherche d'un minorant de la pression limite de soutien, à caractéristiques géométriques et géotechniques données. Remarquons également que l'encadrement du convexe des charges potentiellement supportables nécessiterait d'envisager des mécanismes conduisant à une extrusion du front. Hormis son aspect théorique, l'étude de ce dernier mécanisme présente peu d'intérêt pour le problème considéré.

Nous concentrerons nos travaux sur l'influence des paramètres géotechniques γ , c et φ et géométriques (diamètre du tunnel et éventuellement hauteur des terrains de couverture) sur la pression de soutien. Pour chaque jeu de paramètres on cherchera donc, par un mécanisme donné, le meilleur minorant de la pression limite. Pour simplifier la terminologie, nous parlerons d'estimation de la pression limite. Il sera enfin intéressant de rapprocher les résultats de faits expéri-

mentaux. Des modèles réduits en centrifugeuse (CHAMBON P., CORTÉ J.-F., 1989) nous en fourniront le moyen.

Nous avons envisagé deux mécanismes de rupture par blocs rigides. Le premier mécanisme s'appuie sur une spirale logarithmique et une droite. Les résultats encourageants qu'il nous a fourni ont conduit à un mécanisme plus élaboré à deux spirales et deux paramètres géométriques, permettant d'envisager une prise en compte de l'effet de surface et de charge sur celle-ci. Nous explicitons donc ces deux mécanismes, puis nous étudions l'influence de la surface, l'influence d'une charge et enfin nous comparons les résultats avec des observations expérimentales.

3. MÉCANISME À UNE SPIRALE

3.1. Choix de la géométrie

On envisage le mouvement circulaire du bloc rigide ABC (Fig. 2), le reste du massif demeurant immobile. AB est une droite de pente $\text{tg}\varphi$ passant par le sommet de voûte A. BC est un arc de la spirale logarithmique $r = \exp(\vartheta \text{tg}\varphi)$, de centre O. O se trouve par hypothèse à la verticale de A, c'est le centre de rotation et l'origine du repère (O, \underline{x} , \underline{y}). Sa position sera telle que la spirale passe par le coin du radier C. L'origine angulaire sera la verticale ascendante \underline{Oy} . ϑ désignera l'angle formé par \underline{Oy} et le rayon vecteur de module r . Si D est le diamètre de la cavité, on a donc :

$$OA = \exp(\pi \text{tg}\varphi) - D \tag{6}$$

La position de B est entièrement déterminée lorsqu'on exprime qu'il appartient simultanément à la spirale et à la droite :

$$r = \exp(\vartheta \text{tg}\varphi) = \frac{OA \cos \varphi}{-\cos(\vartheta - \varphi)} \tag{7}$$

L'équation se résout numériquement pour donner ϑ_B puis r_B . Le champ de vitesse adopte une forme simple :

$$\underline{v} = \omega r \underline{e}_\vartheta \text{ où } \underline{e}_\vartheta = -\cos \vartheta \underline{x} - \sin \vartheta \underline{y} \tag{8}$$

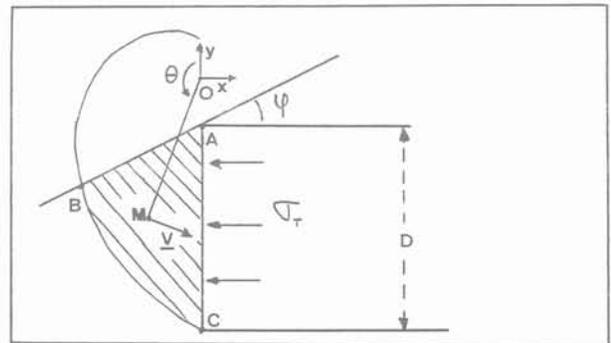


Fig. 2. — Configuration géométrique du mécanisme à une spirale.
Fig. 2. — Geometrical aspect of the one spiral mechanism.

Le long de l'arc BC la discontinuité des vitesses, qui vaut ici \underline{v} puisque le reste du massif est immobile, forme un angle constant φ avec la courbe. Le long de AB cet angle varie mais reste compris entre φ et $\pi - \varphi$.

Le mécanisme ainsi choisi ne fait pas intervenir la hauteur des terrains de couverture. De plus, pour un matériau fixé et un diamètre de tunnel donné, il ne dépend d'aucun autre paramètre.

3.2. Expression des termes de puissance

3.2.1. Pression interne

$$P_{ext}(\underline{\sigma}_T) = \int_A^C -\sigma_T \omega y dy \quad (9)$$

où $\sigma_T = \|\underline{\sigma}_T \cdot \underline{x}\|$

$$P_{ext}(\underline{\sigma}_T) = \frac{-\omega \sigma_T}{2} [(OA + D)^2 - OA^2] \quad (10)$$

3.2.2. Poids

Nous déterminons la position de G, centre de gravité de la portion ABC, puis sa surface S, donc son poids et nous en déduisons la puissance, produit scalaire de la vitesse de G par le vecteur poids.

Expression du poids de ABC:

$$\gamma \left\{ \frac{1}{4 \operatorname{tg} \varphi} \left[\exp(2\pi \operatorname{tg} \varphi) - \exp(2\vartheta_B \operatorname{tg} \varphi) \right] - \frac{1}{2} OA r_B \sin \vartheta_B \right\} \quad (11)$$

$$\underline{v}(G) = r_G \omega (-\cos \vartheta_G \underline{x} - \sin \vartheta_G \underline{y}) \quad (12)$$

Puissance du poids :

$$P_{ext}(\text{Poids}) = \underline{\text{Poids}}(ABC) \cdot \underline{v}(G) \quad (13)$$

3.2.3. Calcul de $p(\underline{v})$

$$p(\underline{v}) = \int_{\partial ABC} c \cotg \varphi \underline{v} \cdot \underline{n} ds \quad (14)$$

Le long de BC cela se traduit par:

$$P_{BC}(\underline{v}) = \frac{\omega c}{2 \operatorname{tg} \varphi} [\exp(2\pi \operatorname{tg} \varphi) - \exp(2\vartheta_B \operatorname{tg} \varphi)] \quad (15)$$

Et le long de AB:

$$P_{AB}(\underline{v}) = \omega c \cotg \varphi \int_{\vartheta_B}^{\pi} \frac{OA \cos \varphi}{\cos(\vartheta - \varphi)} \sin(\vartheta - \varphi) \frac{OA \cos \varphi}{\cos(\vartheta - \varphi)} \frac{1}{\cos(\vartheta - \varphi)} d\vartheta \quad (16)$$

La seconde intégrale se calcule numériquement (méthode des trapèzes), et on obtient $p(\underline{v})$ en faisant la somme des deux termes.

3.3. Mise en œuvre

Un programme en Fortran a été écrit. Pour φ, c, D donnés il fournit une valeur pour σ_T , minorant de la pression limite de soutien.

On obtient dans les deux cas un minorant qui réagit dans le sens attendu aux variations de densité et d'angle de frottement (Fig. 3 et 4). La cohésion réduit la pression de soutien nécessaire. L'angle de frottement agit dans le même sens: son augmentation conduit à une meilleure stabilité du front de taille. On peut remarquer que plus φ est important et plus le bloc en rupture est localisé au voisinage du front (Fig. 5).

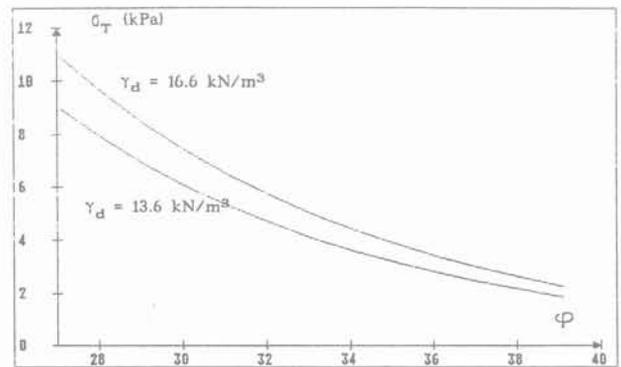


Fig. 3. — Estimation de la pression limite en fonction de l'angle de frottement, pour une cohésion nulle. Effet de la densité pour un diamètre de 5 m.
Fig. 3. — Limit pressure evaluation versus friction angle for a non cohesive material: density influence for a 5 m diameter tunnel.

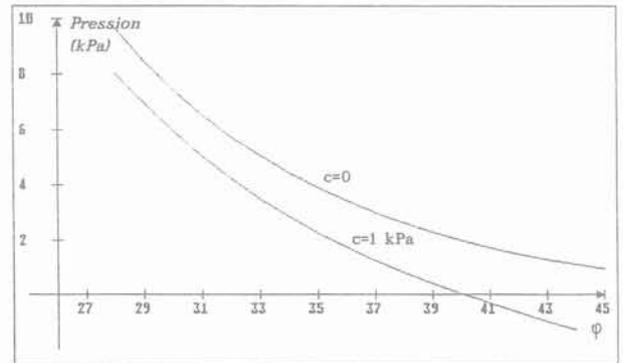


Fig. 4. — Pression limite en fonction de l'angle de frottement. Effet de la cohésion à densité fixée (16 kN/m³) et pour un diamètre de 5 m.
Fig. 4. — Limit pressure versus friction angle: influence of cohesion for a given density and for a 5 m diameter tunnel.

4. MÉCANISME À DEUX SPIRALES

4.1. Choix de la configuration

On considère cette fois un mécanisme de rupture limité par deux arcs de spirales logarithmiques (Fig. 6).

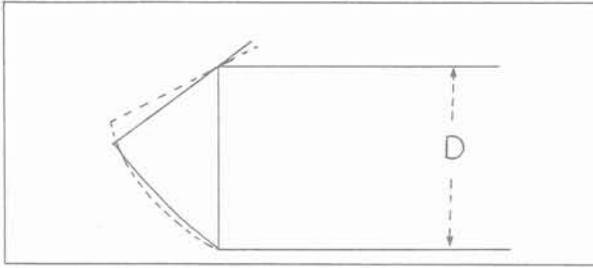


Fig. 5. — Two mechanisms corresponding to different friction angles: $\varphi = 30^\circ$ (dotted line), $\varphi = 40^\circ$ (continuous line).

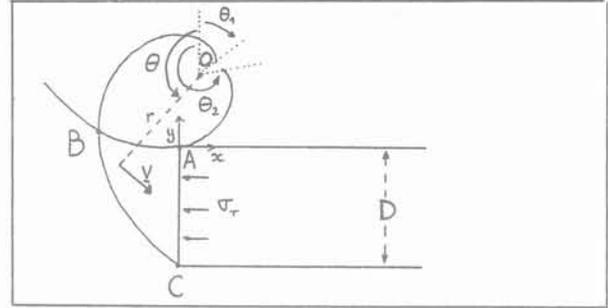


Fig. 6. — Geometrical aspect of the two spirals mechanism.

Le diamètre du tunnel et les caractéristiques géotechniques (γ, c, φ) du sol étant fixés, pour chaque position du centre de rotation, O, on peut définir un mécanisme de rupture pour lequel on obtient un minorant de la pression limite de soutien du front. La meilleure estimation est recherchée en faisant varier la position du centre de rotation O.

Dans cette première partie, on suppose que le tunnel est suffisamment profond pour que le mécanisme de ruine ne débouche pas en surface. Le cas contraire est étudié plus loin en 4.4. Si A est le sommet de la voûte, on se donne comme paramètres x_o et y_o tels que dans le repère (O, x, y), A ait pour coordonnées $(-x_o, -y_o)$. O sera le centre de deux spirales logarithmiques venant se raccorder au tunnel. x_o, y_o et l'origine angulaire (verticale ascendante à partir de O et sens trigonométrique) étant fixés, la première spirale aura un décalage angulaire ϑ_1 et se déroulera dans le sens trigonométrique de façon à couper le radier en C pour l'angle ϑ_C , la seconde aura un écart angulaire ϑ_2 et se déroulera dans le sens inverse de manière à couper la voûte en A pour l'angle ϑ_A . Ces deux spirales se rejoignent en B pour l'angle ϑ_B . Les deux arcs AB et BC délimitent avec le front CA la portion de terrain supposée être mise en mouvement.

On envisage un mouvement de rotation de bloc autour de O. Si les spirales ainsi définies se développent suivant un angle φ , la direction du champ de vitesse fera par construction un angle φ avec les deux arcs en chaque point du bord. Le mécanisme réunit donc les conditions pour appliquer la majoration définie par (4). Il faut noter cependant que la position de O est soumise à des conditions géométriques de vraisemblance du mécanisme.

4.2. Equations des spirales permettant une mise en forme sans dimension

Spirale n° 1 :

$$r_1(\vartheta) = \exp [(\vartheta - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varphi]$$

où ϑ_1 est le décalage angulaire.

$$r_1(\vartheta) = \exp [(\vartheta - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi] \exp [(\vartheta_C - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varphi]$$

$$r_1(\vartheta) = \sqrt{(y_o + D)^2 + x_o^2} \exp [(\vartheta - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi] \tag{17}$$

où D est le diamètre du tunnel.

On peut alors poser :

$$\alpha = x_o/D, \beta = y_o/D \text{ et } a = \sqrt{(1 + \beta)^2 + \alpha^2} \tag{18}$$

L'équation polaire de la spirale s'écrit :

$$r_1(\vartheta) = D a \exp [(\vartheta - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi] \tag{19}$$

Spirale n° 2 :

$$r_2(\vartheta) = \exp [(\vartheta_2 - \vartheta) \operatorname{tg} \varphi] \tag{20}$$

devient, en posant :

$$b = \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} : \tag{21}$$

$$r_2(\vartheta) = D b \exp [(\vartheta_A - \vartheta) \operatorname{tg} \varphi] \tag{22}$$

L'angle ϑ_B se calcule aisément puisqu'il correspond au point d'intersection des deux spirales.

4.3. Expression des termes de puissance

4.3.1. Poids

$$P \text{ (Poids)} = \iint_{ABC} - \gamma \underline{y} \cdot \underline{v} \, dV \tag{23}$$

$$= - \iint_{ABC} \gamma v_y \, dV$$

Cette expression se ramène par le théorème de la divergence à trois intégrales de bord :

— Pour P_{AB} (Poids) :

$$- \frac{D^3 b^3 \operatorname{tg} \varphi \gamma \omega}{1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi} \tag{24}$$

$$\left[\exp (3 (\vartheta_A - \vartheta) \operatorname{tg} \varphi) (\sin \vartheta - 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \vartheta) \right]_{\vartheta_A}^{\vartheta_B}$$

— Pour P_{BC} (Poids) :

$$\frac{D^3 a^3 \operatorname{tg} \varphi \gamma \omega}{1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi} \tag{25}$$

$$\left[\exp (3 (\vartheta - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi) (\sin \vartheta + 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \vartheta) \right]_{\vartheta_B}^{\vartheta_C}$$

— Pour P_{CA} (Poids) :

$$\gamma \omega \int_C^A y^2 dy = \frac{\gamma \omega D^3}{3} \left[(1 + \beta)^3 - \beta^3 \right] \quad (26)$$

La puissance du poids s'obtient finalement en faisant la somme algébrique des trois termes.

4.3.2. Pression interne

$$P(\sigma_T) = \int_C^A -\sigma_T \underline{x} \cdot \underline{v} dy = -\sigma_T \omega D^2 (1/2 + \beta) \quad (27)$$

4.3.3. Calcul de $p(\underline{v})$

D'après le critère de Coulomb, et puisque nous avons envisagé un mouvement de bloc rigide, le majorant prend la forme simple :

$$P(\underline{v}) = \int_{AB+BC} c \cotg \varphi \underline{v} \cdot \underline{n} ds \quad (28)$$

soit encore :

$$P(\underline{v}) = \frac{-c \omega \cotg \varphi D^2}{2} (a^2 - b^2) \quad (29)$$

4.3.4. Majoration finale

Elle s'obtient ici explicitement sous forme adimensionnelle, puisque tous les calculs sont exacts. Posons :

$$I_1 = \left[\exp [3 (\vartheta - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi] (\sin \vartheta + 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \vartheta) \right]_{\vartheta_B}^{\vartheta_C} \quad (30)$$

$$I_2 = \left[\exp [3 (\vartheta_A - \vartheta) \operatorname{tg} \varphi] (\sin \vartheta - 3 \operatorname{tg} \varphi \cos \vartheta) \right]_{\vartheta_A}^{\vartheta_B} \quad (31)$$

$$c' = \frac{c}{\gamma D} \quad (32)$$

Avec les notations précédentes, $\sigma_T/\gamma D$ correspondant à la rupture se trouve donc majoré par :

$$\frac{1}{1/2 + \beta} \left[\frac{c'}{2 \operatorname{tg} \varphi} (a^2 - b^2) + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1 + 9 \operatorname{tg}^2 \varphi} (a^3 I_1 - b^3 I_2) + \frac{(1 + \beta)^3 - \beta^3}{3} \right] \quad (33)$$

On cherchera donc la plus grande valeur de ce terme en faisant varier α et β (voir figure 7). Les deux paramètres du calcul sont alors φ et c' . Pour le principe de la recherche, la démarche suivante a été choisie. Dans l'espace $(x_0/D, y_0/D)$, on se donne un départ un pavé dans lequel est susceptible de se trouver le maximum cherché. Ce pavé est quadrillé suivant un maillage lâche. Le nœud correspondant à la valeur maximale de $\sigma_T/\gamma D$ est retenu. Un nouveau pavé

est alors défini autour de ce nœud et l'opération renouvelée jusqu'à la précision voulue sur l'une des valeurs. Si cette méthode a l'avantage de la rapidité par rapport à une recherche directe sur maillage fin (500 opérations contre 10 000 pour une précision de 10^{-4} en x_0/D) elle est insuffisante pour localiser exactement le centre de mécanisme optimal lorsque les surfaces $\sigma_T/\gamma D = f(x_0/D, y_0/D)$ sont très plates (Fig. 7). Si ces difficultés numériques entraînent des oscillations aléatoires en x_0/D et y_0/D , elles affectent très peu la valeur de l'optimum de pression recherché. Nous nous en sommes donc contentés.

A chaque jeu de données correspond une configuration géométrique du bloc en rupture. Comme pour le premier mécanisme étudié, on constate que ce bloc se trouve d'autant plus confiné au voisinage du front que la densité du matériau est forte (Fig. 8). La pression limite de soutien est bien une fonction décroissante de la cohésion et de l'angle de frottement (Fig. 9).

Comparons maintenant les deux mécanismes. On peut constater (Fig. 10) que le mécanisme à deux spirales donne un minorant de la pression limite plus élevé

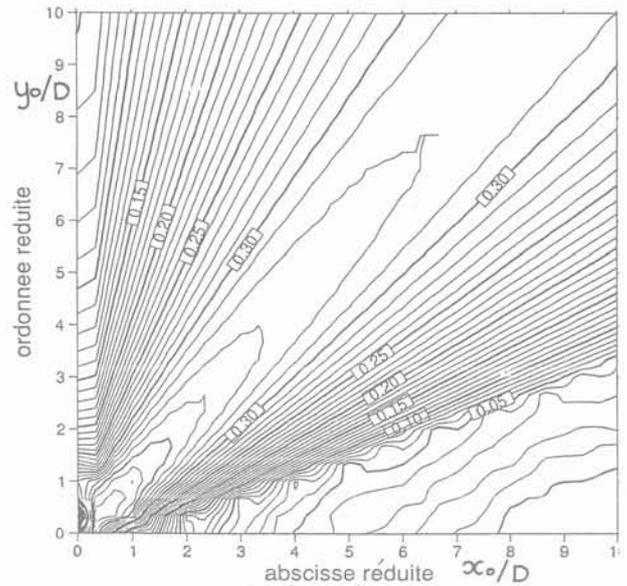


Fig. 7. — Isovaleurs de la pression limite lorsque les coordonnées du centre de spirales varient. Cas d'une cohésion nulle et d'un angle de frottement de 20°. Fig. 7. — Limit pressure values as a function of the location of the spirals origin ($c = 0, \varphi = 20^\circ$).

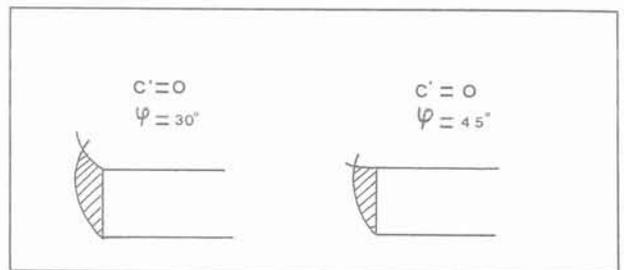


Fig. 8. — Mécanismes optimaux pour différents angles de frottement. Fig. 8. — Optimal mechanisms for various friction angles.

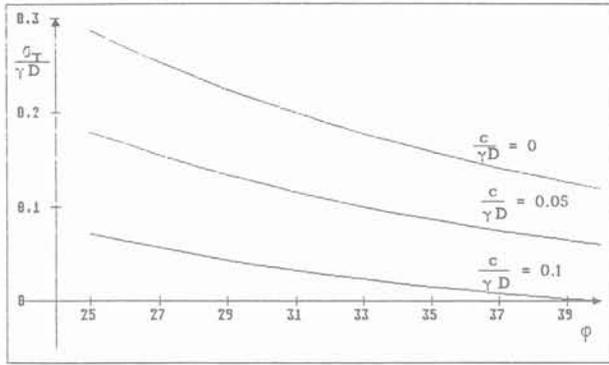


Fig. 9. — Influence de la cohésion et de l'angle de frottement sur la pression limite de soutien.

Fig. 9. — Cohesion and friction angle influences on the limit pressure.

que le mécanisme à une spirale. Il offre donc plus d'intérêt. On peut remarquer également que les deux mécanismes réagissent tous les deux de façon analogue à une variation de la densité, de la cohésion ou de l'angle de frottement.

Il est souvent fait reproche aux calculs à la rupture s'appuyant sur des spirales logarithmiques de dépendre de façon trop importante de l'angle de frottement, qui est une caractéristique souvent difficile à mesurer précisément. En effet φ intervient par l'exponentielle de sa tangente. On peut constater (Fig. 10) que pour les exemples illustrés cette sensibilité est faible. En outre plus on se rapproche des caractéristiques d'un milieu purement frottant et plus faible est la pente des courbes $\sigma_T/\gamma D = f(\varphi)$, donc plus faible est l'influence de l'angle de frottement sur la pression limite de soutien.

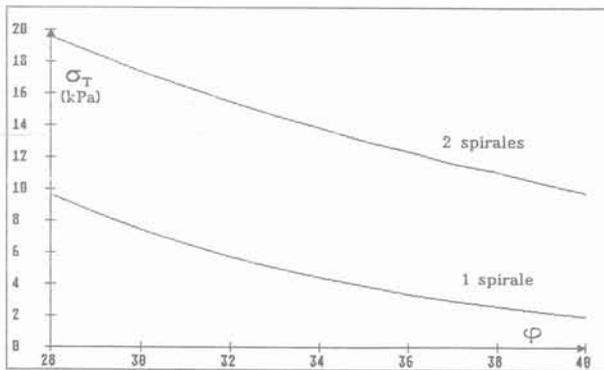


Fig. 10. — Comparaison des valeurs données par les deux mécanismes pour $c = 0$, $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ et $D = 5 \text{ m}$.

Fig. 10. — Comparison between two mechanisms for $c = 0$, $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ and $D = 5 \text{ m}$.

4.4. Cas où le mécanisme débouche en surface

Dans l'étude précédente, il a été supposé que la couverture du tunnel C était suffisante pour que le mécanisme de rupture ne débouche pas en surface. Cette condition sur C , en fonction des caractéristiques de cohésion et d'angle de frottement du sol, est repré-

sentée par la figure 12. Nous appellerons couverture critique la valeur de C au-dessus de laquelle l'influence de la surface ne se fait plus sentir.

Considérons maintenant le cas où le tunnel est suffisamment peu profond pour que le mécanisme débouche en surface. Soit B le point de rencontre des deux spirales. C'est le point le plus élevé du bloc mis en mouvement. Le fait que le mécanisme débouche en surface s'exprime par (Fig. 11):

$$y_B > C - y_0 \tag{34}$$

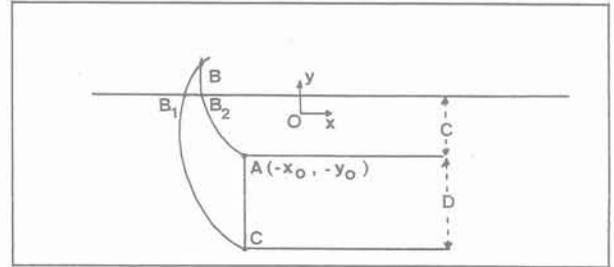


Fig. 11. — Configuration géométrique dans le cas où l'influence de la surface est prise en compte.

Fig. 11. — Geometrical configuration when ground surface effect is considered.

Où C est la hauteur des terrains de couverture et y_B l'ordonnée de B dans $(O, \underline{x}, \underline{y})$.

Soient B_1 et B_2 , intersections respectives des deux spirales avec la surface. Les modifications apportées au calcul sont alors les suivantes.

Dans le calcul de $p(\underline{v})$, les termes sont à calculer sur les bords AB_2 et B_1C .

Dans le calcul de la puissance du poids, il vient s'ajouter un terme de bord: la contribution de B_1B_2 . Ce terme a pour expression:

$$P' = \int_{B_2}^{B_1} \gamma y \underline{v} \underline{n} \, ds \tag{35}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \underline{n} = \underline{y} = \cos \vartheta \underline{e}_r - \sin \vartheta \underline{e}_\vartheta \\ \underline{v} = r\omega \underline{e}_\vartheta \\ y = r \cos \vartheta \\ r = \frac{C - y_0}{\cos \vartheta} \end{cases}$$

$$P' = \frac{\omega \gamma D^3 (C/D - \beta)^3}{2} \left[\frac{1}{\cos^2 \vartheta} \right]_{\vartheta_{B_2}}^{\vartheta_{B_1}} \tag{36}$$

Les calculs montrent que l'effet de la profondeur ne se fait sentir que pour des hauteurs de terrain de couverture très faible (Fig. 12). De plus, la profondeur critique diminue lorsque φ augmente. Elle reste inférieure à l'unité pour les jeux de paramètres géotechniques usuels. Constatons par exemple que pour un sable sans cohésion d'angle de frottement 35° , elle est de l'ordre du cinquième du diamètre de la cavité. Quant à la cohésion, remarquons qu'elle influe peu sur la profondeur critique.

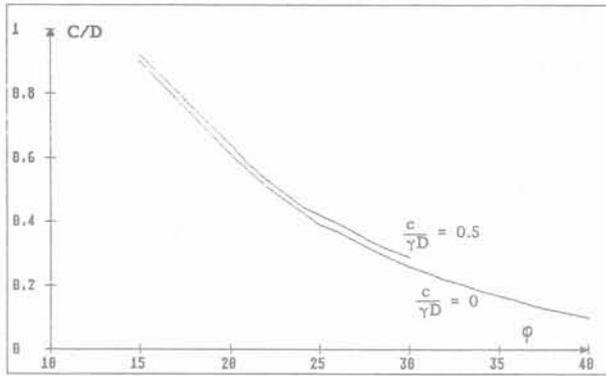


Fig. 12. — Variations de la profondeur critique pour différents angles de frottement et différentes valeurs de la cohésion réduite.
 Fig. 12. — Critical depth variations for various values of friction angle and reduced cohesion $c/(\gamma D)$.

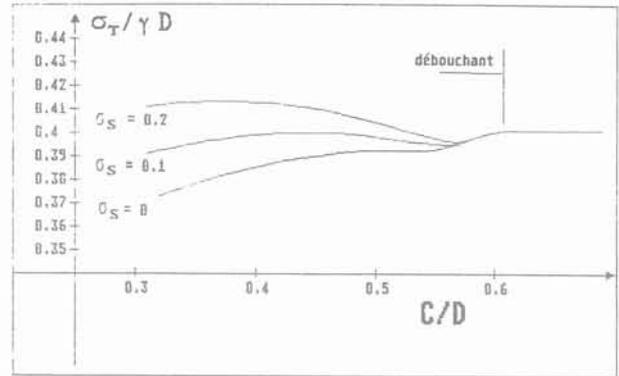


Fig. 13. — Pression limite de soutien avec et sans surcharge ($c = 0, \varphi = 20^\circ$).
 Fig. 13. — Limit pressure with and without surface load.

4.5. Chargement en surface

Un chargement en surface du sol ne peut avoir d'influence sur la pression limite de soutien que pour des configurations peu profondes où le mécanisme débouche en surface. La prise en compte de la pression en surface, dans le cas d'un mécanisme débouchant, conduit à ajouter, à l'expression du majorant obtenue en 4.3.4, un terme d'intégration de cette pression sur le segment de surface B_1B_2 .

$$P(\sigma^s) = \int_{B_2}^{B_1} -\sigma^s \underline{y} \cdot \underline{v} \, ds \tag{37}$$

soit :

$$P(\sigma^s) = \frac{\omega \sigma^s D^2}{2} \left[a \exp [(\vartheta_{B1} - \vartheta_C) \operatorname{tg} \varphi] \sin \vartheta_{B1} \right]^2 - [b \exp [(\vartheta_A - \vartheta_{B2}) \operatorname{tg} \varphi] \sin \vartheta_{B2}]^2 \tag{38}$$

Il est possible de faire varier la profondeur relative du tunnel, la pression superficielle, l'angle de frottement et la cohésion réduite. Compte tenu du nombre de paramètres important, toutes les interactions possibles n'ont pas été examinées. On peut toutefois relever quelques caractères remarquables de l'effet de surface :

- tous les autres paramètres étant fixés, la profondeur critique est indépendante de la charge superficielle (Fig. 13) ;
- en deçà de la profondeur critique, la géométrie du mécanisme est sensible à l'augmentation de la surcharge (Fig. 14) ;
- lorsque le mécanisme de rupture débouche et que le chargement en surface est faible, on observe une réduction de la pression limite de soutien. En revanche si le chargement en surface croît suffisamment, il deviendra naturellement nécessaire d'accroître la pression dans le tunnel pour assurer la stabilité du front.

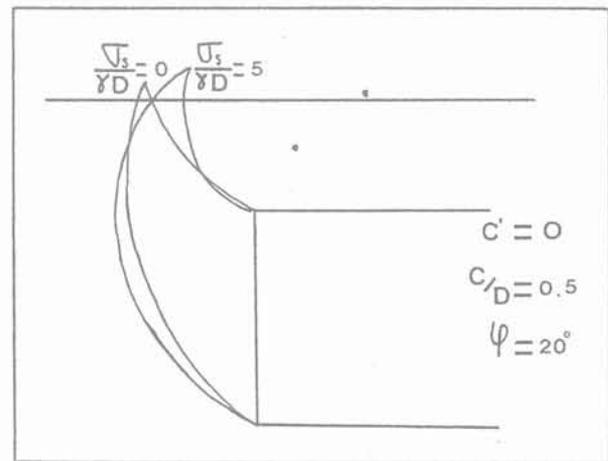


Fig. 14. — Mécanismes avec et sans surcharge ($c = 0, \varphi = 20^\circ$).
 Fig. 14. — Aspect of the mechanism with and without surface load.

5. COMPARAISON AVEC L'EXPÉRIENCE

Des expériences ont été effectuées sur modèle réduit en centrifugeuse. Le tunnel revêtu est représenté par un tube métallique circulaire rigide ; une membrane souple obture l'extrémité du tube, côté front de taille. Le sol utilisé est du sable de Fontainebleau blanc sec. Les expériences sont effectuées à 50 g, elles simulent un ouvrage prototype de 5 m de diamètre. Pendant la phase de montée en accélération, l'équilibre du front est maintenu par une pression imposée dans le tunnel. La pression est ensuite lentement diminuée tandis que l'on suit le déplacement horizontal de la membrane. Le montage expérimental et les résultats d'un premier ensemble d'essais sont présentés dans une autre publication (CHAMBON P., CORTÉ J.-F., 1989). La référence à l'expérience ne peut cependant être qu'approximative. En effet, les essais se rapportent à un modèle réduit tridimensionnel alors que les calculs à la rupture ont été effectués sur une configuration plane bidimensionnelle. A ce titre les comparaisons ne pourront que confirmer un ordre de grandeur de la pression limite de rupture. Les résul-

tats sont portés dans le tableau de la figure 15. Du point de vue de la cinématique de la rupture, la figure 16 montre l'allure du bloc en rupture obtenu par une coupe faite dans le plan de symétrie du tunnel. On peut noter une certaine similitude avec les mécanismes à deux spirales.

γ_d	C/D	c	φ	Pression limite expérimentale	Estimation 2 spirales
15,3	2	2,3	35,2	4,4	8,65
16,1	2	1,1	38,3	4	9,24

Fig. 15. — Résultats expérimentaux et résultats numériques. Les pressions sont données en kPa et γ_d en kN/m^3 .
Fig. 15. — Experimental and calculation results. Pressures are plotted in kPa and density γ_d in kN/m^3 .

6. CONCLUSIONS

L'approche cinématique en calcul à la rupture permet d'estimer l'ordre de grandeur de la pression limite de soutien au front de taille d'un tunnel dans un sol doté à la fois de frottement et de cohésion.

Bien que l'analogie soit faite sur un problème bidimensionnel, la confrontation des résultats fournis par le calcul avec des résultats d'expérience sur modèle tridimensionnel, montre que l'analyse théorique donne à l'ingénieur des indications raisonnables sur la forme du mécanisme et la valeur de la pression de soutien.

La méthode de calcul permet de mettre en évidence l'influence des caractéristiques mécaniques du sol (angle de frottement et cohésion) sur la stabilité du front. Il est mis en évidence une profondeur critique au-delà de laquelle il peut se produire une première rupture au front du tunnel, sans que le mécanisme ne débouche en surface. Les calculs proposés fournissent enfin le moyen de prendre en compte l'effet de la proximité de la surface et des charges qui s'y trouveraient lorsque le tunnel est à très faible profondeur.

BIBLIOGRAPHIE

- SALENÇON J. (1983), *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'ENPC, Paris.
- LECA E., PANET M. (1988), *Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel*. Revue française de géotechnique n° 43, p. 5-19.
- MAIR R.J. (1979), *Centrifugal modelling of tunnel construction in clay*. PhD. Cambridge University.
- DAVIS E.P., GUNN M.J., MAIR R.J., SENEVI-RATNE H.N. (1980), *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive materials*. Géotechnique 30, n° 4, p. 397-416.
- CHAMBON P., CORTÉ J.-F. (1989), *Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse*. Actes du colloque «Tunnels et micro-tunnels en terrains meubles», 7-10 février 1989, Paris.

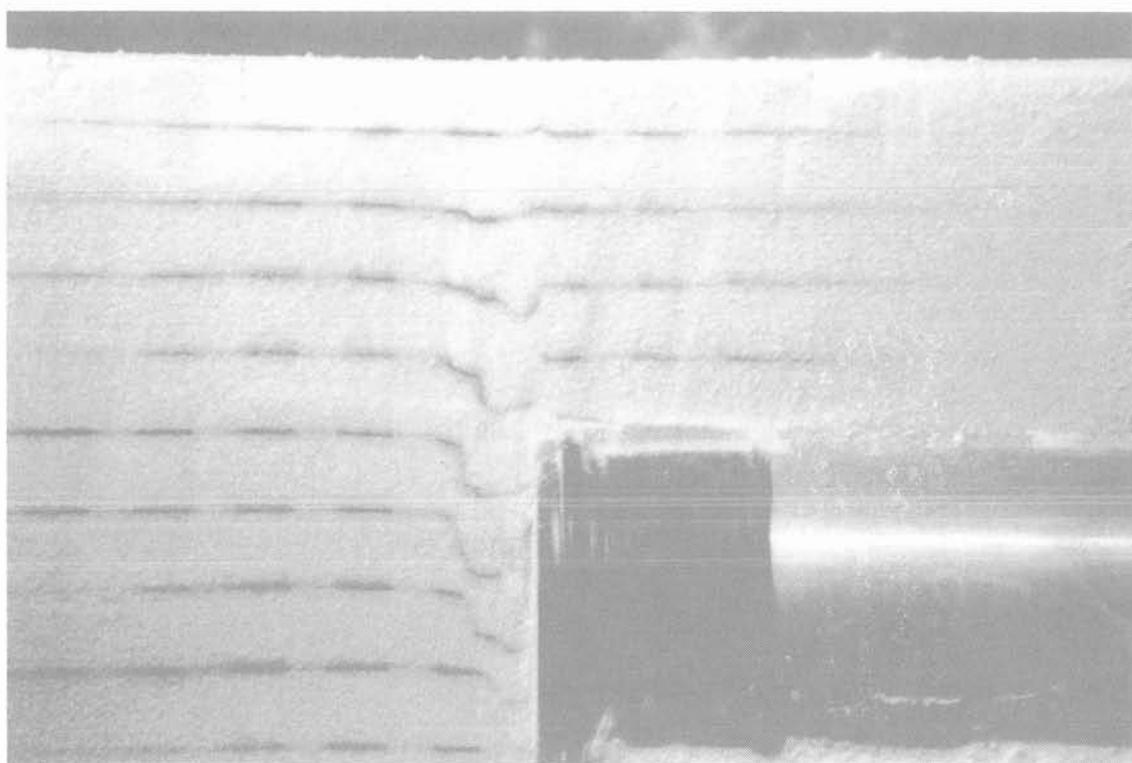


Fig. 16. — Une vue en coupe du modèle expérimental.
Fig. 16. — Longitudinal cross section of the experimental model.

recherche d'un critère d'efficacité en cours de pilonnage intensif

research of an efficiency criterion during heavy tamping

J.G. SIEFFERT

Professeur, Directeur du Laboratoire de Génie Civil, ENSM*

L. TISON

Chercheur, Laboratoire de Génie Civil, ENSM*

G. THIEL

Docteur-Ingénieur, Faculté de Génie Civil, RUB (RFA)**

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 61-67 (avril 1990)

Résumé

Parmi les différentes méthodes mécaniques d'amélioration en place des sols figure le pilonnage intensif. Cette technique, initialisée par L. MENARD sous le nom de consolidation dynamique, est largement utilisée de par le monde sur toutes sortes de sols, y compris sur des décharges d'origines diverses. La présente étude, réalisée en laboratoire, se propose de définir un critère permettant d'affirmer que la poursuite du pilonnage dans une même empreinte n'apporte plus d'amélioration sensible des caractéristiques mécaniques du sol. Diverses approches ont été tentées: la mesure de la variation de volume du sol, la détermination de la variation des raideurs statique et dynamique du sol, et enfin la détermination de la charge de rupture après chaque choc. A notre sens, le paramètre le plus représentatif est la durée du choc.

Abstract

Heavy tamping is one of field soil improvement mechanical methods. This technique, performed by L. MENARD under the name of dynamic consolidation, is extensively used all over the world on very different kinds of soils, including various deposits. The purpose of these laboratory investigations is to define a criterion allowing to affirm that the tamping continuation on the same point does not cause any sensible improvement of the mechanical characteristics of the soil. Various tests were performed: variation of soil volume, variation of static and dynamic stiffness of the soil, and at last, determination of the failure load after each shock. To our mind, the most representative parameter is the shock duration.

* 1, rue de la Noé, 44072 Nantes Cedex 03.

** Ruhr Universität Bochum, Universitätsstrasse 150, 4630 Bochum 1, RFA.

Principales notations

t	temps
Δt	durée de l'impact
N	nombre d'impacts
a	accélération
σ_d	contrainte moyenne dynamique sous le pilon
k_d	raideur dynamique du sol
k_s	raideur statique du sol
e	déplacement du pilon pendant l'impact
D	enfouissement initial du pilon avant chargement statique
γ_{ho}	poids volumique humide du sol avant pilonnage
γ_h	poids volumique humide du sol après pilonnage
P_{rup}	charge de rupture
Q	capacité portante
α	facteur d'échelle

INTRODUCTION

Parmi les différentes méthodes mécaniques d'amélioration en place des sols figure le pilonnage intensif. Cette technique, initialisée par L. MENARD (1) sous le nom de consolidation dynamique, est largement utilisée de par le monde sur toutes sortes de sols, y compris sur des décharges d'origines diverses (2). On trouve dans la littérature de nombreuses publications portant sur l'efficacité globale du procédé. En revanche, peu d'auteurs se sont préoccupés de l'amélioration progressive du sol, impact après impact dans une même empreinte. La présente étude se propose de définir un critère permettant d'affirmer que la poursuite du pilonnage dans une même empreinte n'apporte plus d'amélioration sensible des caractéristiques mécaniques du sol. De surcroît, ce critère doit être accessible en temps réel et d'utilisation aisée sur chantier. Le problème revient donc à caractériser le

choc, et à relier une ou plusieurs de ses caractéristiques à celles du sol sous le pilon. La façon la plus simple à notre sens pour caractériser le choc consiste à mesurer la décélération du pilon pendant le choc. C'est donc avec cet objectif précis que nous avons réalisé une série d'essais en laboratoire qui sont présentés ici avec les conclusions qui en découlent.

1. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

On pourra trouver sur la figure 1 le schéma du dispositif expérimental.

L'appareillage se décompose en deux parties distinctes :

1.1. Le dispositif de pilonnage de laboratoire

Le dispositif de pilonnage comprend :

- une cuve d'essai cylindrique contenant le sol, de 416 mm de diamètre et de 250 mm de hauteur (environ 34 litres) ;
- un pilon cylindrique en acier, guidé verticalement, de 42 mm de diamètre et de 150 mm de hauteur (masse : 1,65 kg). La hauteur de chute H du pilon est réglable ;
- un accéléromètre de type piézo-électrique solidaire du pilon et mesurant ses décélérations verticales.

Le sol utilisé est un sable de Loire tamisé à 2,5 mm, mal gradué, ayant un coefficient d'uniformité (d_{60}/d_{10}) de 2,4 et un coefficient de courbure ($d_{30}^2/(d_{10} \times d_{60})$) de 0,95. Le sable a été retenu pour sa facilité de mise en œuvre. Une teneur en eau de 3 à 7 % confère au sable une légère cohésion, suffisante

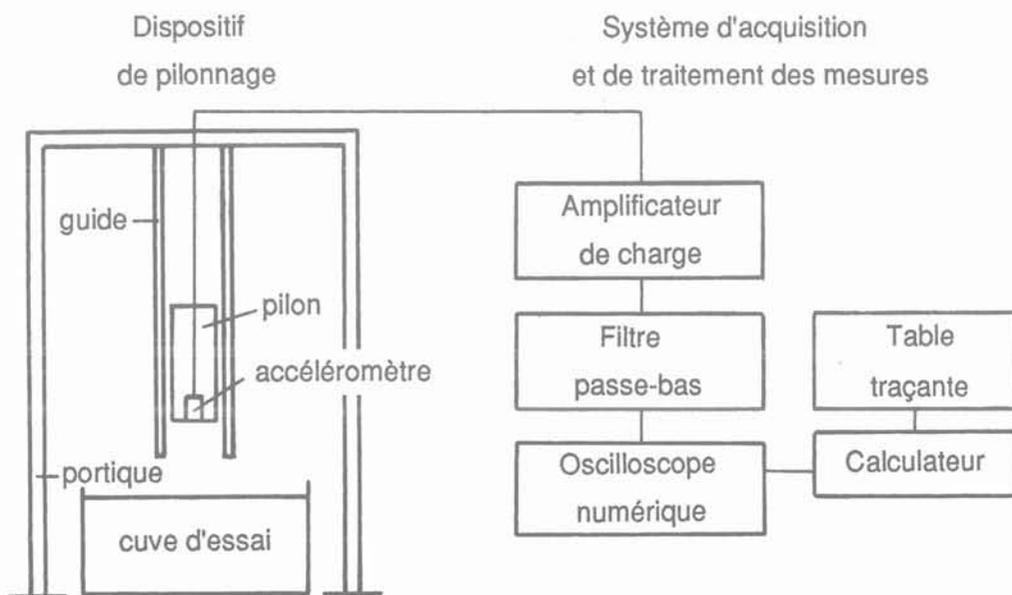


Fig. 1. — Schéma du dispositif expérimental.
Fig. 1. — Experimental unit diagram.

pour maintenir verticales les parois de l'empreinte après retrait du pilon.

1.2. Le système d'acquisition et de traitement des mesures

Le système d'acquisition et de traitement des mesures comprend :

- un amplificateur de charge ;
- un oscilloscope numérique ;
- un micro-ordinateur, une unité de disquettes et une table traçante.

Les premiers essais ont mis en évidence l'existence de signaux de hautes fréquences se superposant au signal de base. Ces signaux proviennent essentiellement de l'onde se propageant dans le pilon (durée d'un aller-retour : 60 μ s). L'utilisation d'un filtre passe-bas de fréquence de coupure de 3 kHz permet de s'affranchir de ces oscillations sans modifier la composante moyenne de la décélération (durée du choc de l'ordre de 0,5 s).

Remarque. Il était souhaité que le sol soit représentatif d'un milieu semi-infini. Des mesures effectuées sur les bords et sur le fond de la cuve ont montré que le niveau d'accélération y était négligeable devant celui se développant dans le pilon.

2. CARACTÉRISATION DU CHOC

Le choc peut être caractérisé directement à partir de l'accélérogramme (voir fig. 2) qui représente également l'évolution de la contrainte moyenne dynamique σ_d sous le pilon (principe fondamentale de la mécanique).

D'après GOEDECKE (3), cet accélérogramme d'une durée totale Δt , peut être décomposé en deux parties :

- la phase 1 caractérisée par Δt_1 et un pic important d'amplitude a_1 . Cette phase représente une augmentation très rapide de la contrainte moyenne dyna-

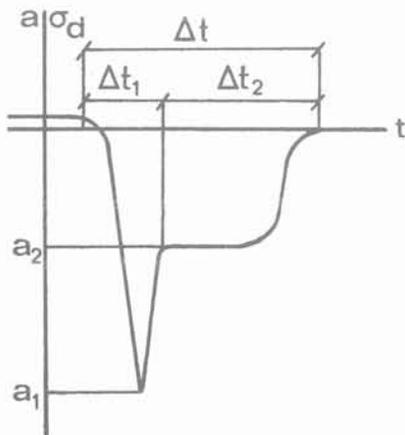


Fig. 2. — Accélérogramme-type.
Fig. 2. — Typical accelerogram.

mique sous le pilon se traduisant par la rupture du squelette solide et la mise en mouvement des grains de sable ;

- la phase 2 caractérisée par Δt_2 et un palier plus ou moins net d'amplitude a_2 . Cette phase représente la réorganisation du squelette solide sous forme plus dense, c'est-à-dire le compactage proprement dit.

De l'ensemble des accélérogrammes que nous avons pu enregistrer, il ressort que les paramètres les plus aisément identifiables avec précision sont Δt et a_1 .

L'accélérogramme dépend directement de la densité du sol. On trouvera sur la figure 3 quatre accélérogrammes correspondant à quatre densités de sol mesurées avant impact, et montrant que la durée du choc diminue alors que l'amplitude de la décélération a_1 augmente avec le poids volumique du sol. Ce résultat est tout à fait logique, le choc devenant de plus en plus « dur » au fur et à mesure que la densité du sol augmente.

Il apparaît également sur cette figure 3 que seuls Δt et a_1 sont clairement identifiables, comme nous l'avions dit précédemment.

La figure 4 visualise l'évolution des caractéristiques principales du signal accélération avec le nombre N d'impacts. On constate que le maximum a_1 de l'accélération augmente globalement avec N, alors que la durée Δt diminue dans les mêmes conditions. Ceci

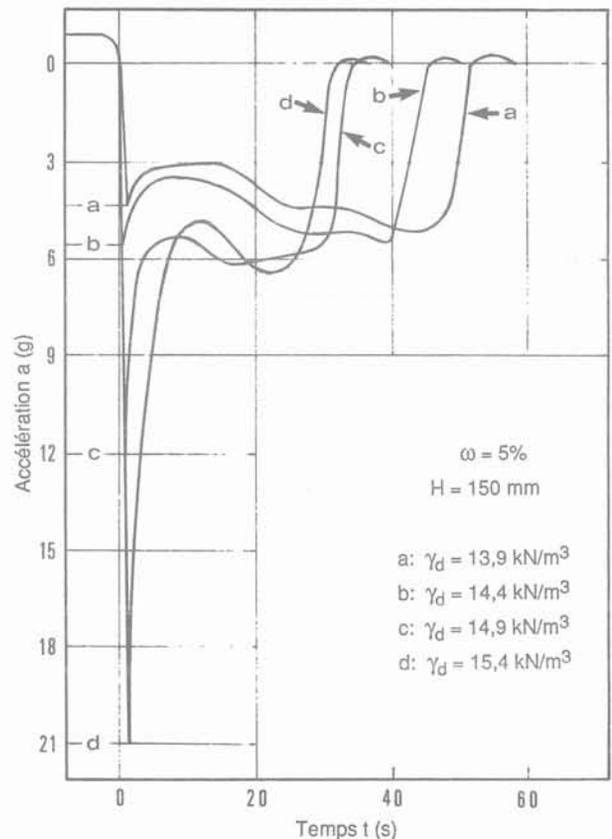


Fig. 3. — Accélérogrammes en fonction du poids volumique du sol.
Fig. 3. — Accelerograms versus soil density.

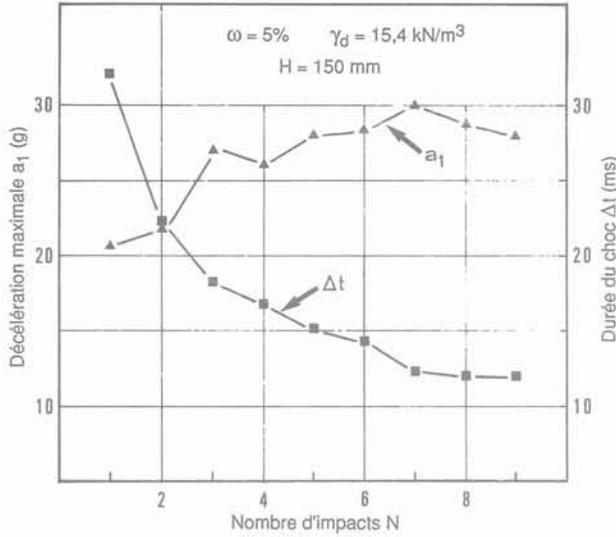


Fig. 4. — Accélération et durée du choc en fonction du nombre d'impacts.
 Fig. 4. — Acceleration and shock duration versus impact numbers.

traduit clairement une augmentation de la densité du sol sous le pilon. La durée du choc présente la double caractéristique d'une évolution régulière et asymptotique. De plus, c'est également le paramètre le plus facile à déterminer avec précision. On peut donc être tenté de considérer ce paramètre comme le plus représentatif dans son évolution avec le nombre d'impacts.

3. CARACTÉRISATION DU SOL

Le pilonnage intensif ayant pour objet d'augmenter la densité sèche du sol, l'idéal eût été de pouvoir faire une mesure directe de cette densité sous le pilon. Cette mesure n'étant pas possible, nous nous sommes attachés à rechercher une méthode indirecte de caractérisation des propriétés du sol.

3.1. Mesure de variation du volume du sol

La première méthode envisagée est basée sur la mesure de la variation du volume du sol par un nivellement précis de la surface du sol suivant deux directions diamétrales et perpendiculaires. Cette tentative s'est avérée totalement inopérante. En effet, si le pilonnage compacte le sol sous le pilon, il décompacte tout aussi certainement le sol en surface par suite des ébranlements provoqués par le choc. Une telle méthode globale ne peut donc pas donner d'information sur les caractéristiques du sol sous le pilon.

3.2. Détermination de la raideur dynamique du sol

Une double intégration du signal accélération dans le

temps permet de définir le déplacement e du pilon au cours de l'impact en fonction du temps. L'écriture de l'équation fondamentale de la dynamique appliquée au pilon supposé rigide (hypothèse justifiée avec l'utilisation du signal filtré) permet de calculer à chaque instant la valeur de la réaction verticale, et donc de la pression moyenne appliquée par le sol à la base du pilon. En s'affranchissant du temps, il est donc possible de tracer l'évolution de la contrainte moyenne dynamique σ_d sous le pilon, et le déplacement e de celui-ci.

On trouvera sur la figure 5 un exemple d'évolution de σ_d avec e .

Sur une telle courbe, on note une augmentation rapide de σ_d dans la première partie de la courbe. On appelle k_d la raideur dynamique du sol, définie par $\Delta\sigma_d/\Delta e$ (voir fig. 5) dans la première partie de la courbe.

L'évolution de σ_d en fonction de e n'étant pas réellement linéaire, la détermination de la raideur dynamique s'avère peu précise, l'incertitude pouvant atteindre 30 %.

On trouvera sur la figure 6 l'évolution de la raideur dynamique en fonction du nombre N d'impacts.

On remarque essentiellement que la raideur dynamique ainsi définie n'évolue pas de façon significative permettant de conclure à une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol sous le pilon.

3.3. Détermination de la raideur statique du sol

Une tentative similaire à la précédente a été faite en statique. Un dispositif de chargement statique vertical a été ajouté au dispositif expérimental initial. De façon à ne pas perturber le sol au voisinage du pilon, l'effort statique a été appliqué directement sur le pilon après

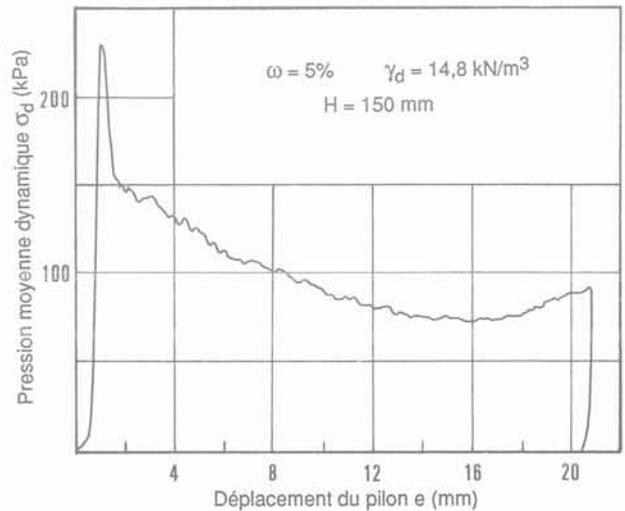


Fig. 5. — Pression moyenne dynamique en fonction du déplacement.
 Fig. 5. — Mean dynamic pressure versus displacement.

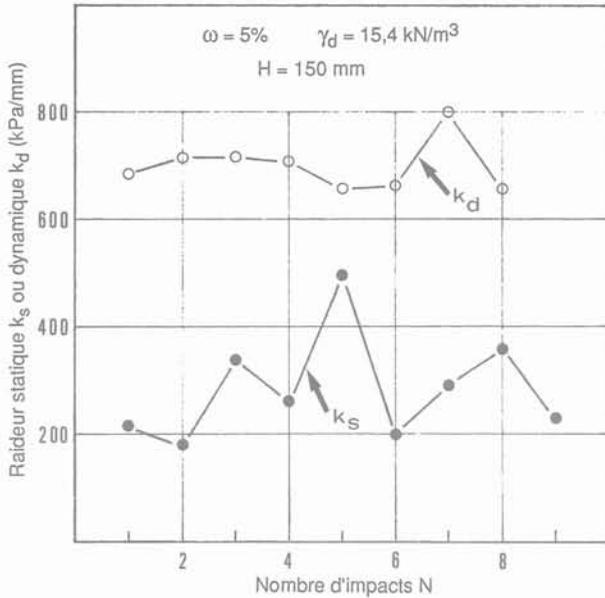


Fig. 6. — Raideur statique et dynamique en fonction du nombre d'impacts.

Fig. 6. — Static and dynamic stiffness versus impact numbers.

impact. Le relevé de la courbe contrainte appliquée-déplacement du pilon permet de déterminer une raideur statique k_s définie comme la pente à l'origine de la courbe de chargement.

La figure 6 montre qu'il est difficile de conclure quant à l'évolution de k_s avec le nombre d'impacts.

En fait, les mesures ne concernant que des déplacements inférieurs au millimètre ne sont sans doute pas représentatives dans la mesure où la taille des grains du sable utilisé est importante: 40 % des grains ont un diamètre équivalent supérieur à 1 mm.

3.4. Détermination de la charge de rupture statique

Devant le constat précédent, il a été décidé de refaire une nouvelle série d'essais, toujours à l'aide de chargements statiques, mais menés jusqu'à la rupture. Ces essais remaniant profondément le sol, il n'était pas envisageable de poursuivre le pilonnage dans la même empreinte après le chargement statique. Huit corps d'épreuves ont donc été réalisés en utilisant la même teneur en eau (7 %) et le même poids volumique sec ($14,8 \text{ kN/m}^3$) avant pilonnage. Les chargements statiques ont été effectués respectivement avant pilonnage et après les 1^{er}, 2, 3, 4, 8, 9, 10^e impacts.

La figure 7 représente l'évolution de la charge de rupture P_{rup} ainsi que la position initiale — ou enfouissement initial — D du pilon, en fonction du nombre N d'impacts.

On remarquera que si l'allure générale de la courbe charge de rupture-nombre d'impacts est régulière et conforme à ce que l'on pouvait attendre, on n'atteint pas de valeur asymptotique comme pour la durée du choc. Le fait que l'enfouissement initial du piston croisse régulièrement n'est certainement pas étranger à ce résultat.

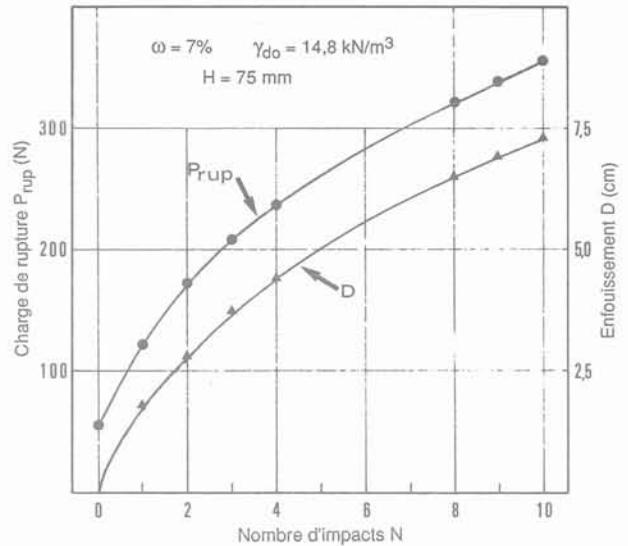


Fig. 7. — Charge de rupture et enfouissement en fonction du nombre d'impacts.

Fig. 7. — Failure load and embedment versus impact numbers.

4. INTERPRÉTATION DES CHARGES DE RUPTURE

Arrivés à ce stade de l'étude, il nous a semblé intéressant de tenter une interprétation des charges de rupture à partir d'une formulation classique, telle celle de TERZAGHI, pour une fondation superficielle circulaire:

$$Q = S [0,4 B \gamma_h N_\gamma + \gamma_{ho} D N_q] \quad (1)$$

où S désigne la surface de la fondation, B son diamètre, γ le poids volumique du sol, D l'enfouissement, N_γ et N_q les facteurs de capacité portante.

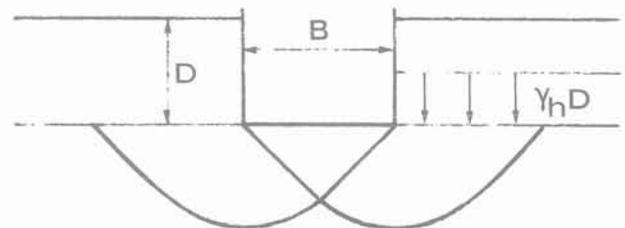


Fig. 8. — Schéma d'une fondation superficielle.
Fig. 8. — Shallow foundation diagram.

Compte tenu d'un certain décompactage en surface dû aux ébranlements, nous admettrons que le poids volumique du sol situé au-dessus de la base de la fondation est identique au poids volumique γ_{ho} avant tout impact. On sait par ailleurs que les facteurs de capacité portante N_γ et N_q dépendent fortement de l'angle de frottement interne Φ du sol qui est fonction lui-même du poids volumique du sol.

On trouvera sur la figure 9 l'évolution de Φ avec le poids volumique sec γ_d pour le sable utilisé.

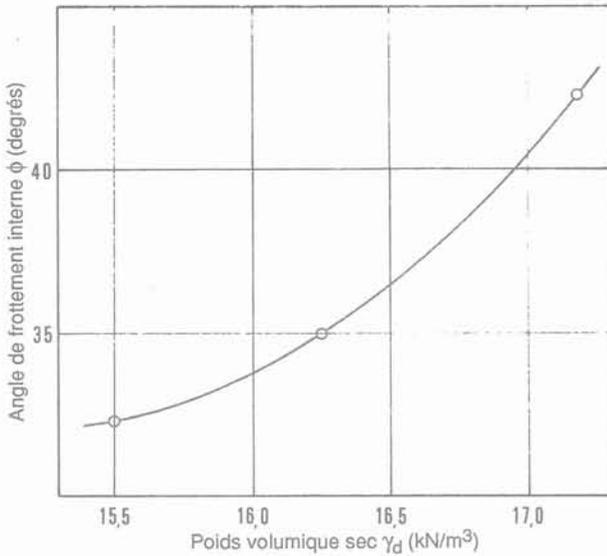


Fig. 9. — Angle de frottement interne en fonction du poids volumique.
 Fig. 9. — Internal friction angle versus soil density.

La connaissance de ω et de γ_h permet de calculer γ_d , donc de définir Φ et par conséquent de déterminer N_γ et N_q par les tables classiques. On peut donc aussi définir N_γ et N_q directement comme des fonctions de γ_h . L'application de la formule (1) conduit à ne considérer la capacité portante que comme une fonction de D et de γ_h (voir fig. 10).

Compte tenu des faibles dimensions du pilon, il existe un facteur d'échelle. Avant le premier impact, l'enfouissement D est nul, et le sol est homogène ($\gamma_h = \gamma_{ho}$). On peut donc calculer sans difficulté la capacité portante Q par la formule (1). Le facteur

d'échelle α est défini comme le rapport de la charge de rupture P_{rup} à la capacité portante Q calculée.

$$\alpha = p_{rup}/Q = 5,2 \quad (2)$$

On admettra que α reste constant quel que soit l'enfouissement et le nombre d'impacts. Il est donc possible de calculer la capacité portante théorique correspondant à toutes les charges de rupture. Il suffit ensuite de revenir à l'abaque de la figure 10 pour définir la valeur de γ_h sous le pilon avant chaque chargement statique.

Si on représente cette valeur de γ_h en fonction du nombre d'impacts (fig. 11), on s'aperçoit que la courbe est régulièrement croissante, et tend à devenir asymptotique à partir du 8^e impact, exactement de la même façon que la courbe représentant la durée Δt de l'impact qui elle, par contre, est décroissante.

CONCLUSION

L'interprétation que nous avons faite des essais de chargement à la rupture met en évidence la corrélation existant entre la durée de l'impact et les caractéristiques mécaniques du sol sous le pilon. Il apparaît ainsi que l'évolution de la durée du choc est un critère satisfaisant pour définir l'intérêt ou non de poursuivre le pilonnage dans la même empreinte. Bien sûr, ce résultat obtenu en laboratoire et sur un type de sol, demande à être validé sur sites; si tel était le cas, on aurait à sa disposition un critère particulièrement facile d'accès, ne nécessitant aucun calcul et donc directement utilisable.

REMERCIEMENTS

Nous remercions la Société Solétanche qui a contribué au financement du matériel d'acquisition et de

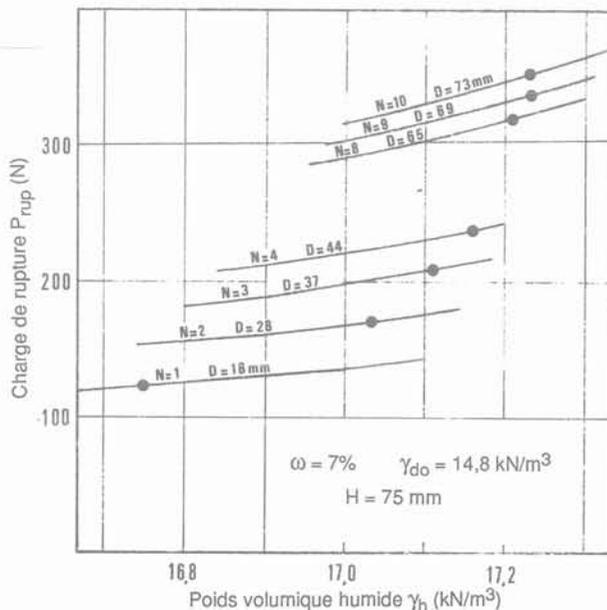


Fig. 10. — Charge de rupture en fonction de l'enfouissement et du poids volumique.
 Fig. 10. — Failure load versus embedment and soil density.

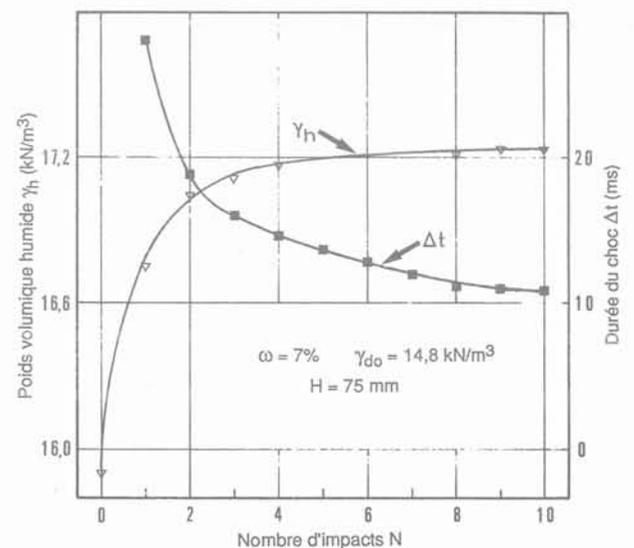


Fig. 11. — Poids volumique et durée du choc en fonction du nombre d'impacts.
 Fig. 11. — Soil density and shock duration versus impact numbers.

traitement des mesures. Cette étude a par ailleurs été soutenue par un financement PROCOPE.

BIBLIOGRAPHIE

1. MENARD L. (1974), *La consolidation dynamique des sols de fondation*. Annales ITBTP, Suppl. n° 320, p. 194-222.
2. SMOLTCZYK U. (1983), *Deep compaction*. General Report. Speciality, Session 3. VIII ECSMFE, Helsinki, vol. 3, p. 1105-1116.
3. GOEDECKE H.J. (1980), *Der gezielte einsatz der dynamischen konsolidation zur baugrundverdichtung*. Die Bautechnik, April, Heft 4, p. 109-116.

NOTE TECHNIQUE

vitesse de déformation et essais quasi statiques

M. SAHLI

Docteur ès Sciences Techniques,
Ecole Hassania des Travaux Publics

Rev. Franç. Géotech. n° 51, pp. 69-73 (avril 1990)

Les essais quasi statiques à vitesse de déformation constante sont des essais de laboratoire courants. En mécanique des roches notamment, le comportement du matériau testé dépend de la vitesse de déformation imposée par la presse [SAHLI, 1988]. Pour certains auteurs cette dépendance peut être en relation avec le comportement visqueux des géomatériaux. Cependant, l'étude précise des mécanismes de déformation au sein du géomatériau, entre autres, amène à penser que cette hypothèse n'est pas plausible.

1. MÉCANISMES DE DÉFORMATION DES ROCHES COMPACTES

La déformation des roches fait appel à un processus de mécanismes complexes, difficiles à mettre en évidence. La connaissance de tels mécanismes est pourtant essentielle à une bonne compréhension du comportement des roches et à une formulation théorique de celui-ci.

A l'instar des métaux, les microstructures matricielles, dislocations, micropores, microfissures et leurs orientations préférentielles déterminent la résistance et la rupture des roches [SAHLI, 1988].

Il y a ainsi un rapport étroit entre l'échelle microscopique et les propriétés mécaniques des roches compactes [ALM, 1982 ; BERGUES et al., 1984 ; SUAREZ DEL RIO, 1985 ; WENK, 1982]. Quand un échantillon est sollicité jusqu'à sa ruine, les mécanismes de déformation en mode local sont attribués à la coalescence de la microfissuration induite en cours de déformation, pour former des zones de glissement potentielles au sein de la matrice rocheuse sous charge [DAFALIAS, 1985 ; DESRUES, 1987 ; MEHRABADI et COWIN, 1980 ; MROZ, 1985 ; PISTER, 1985 ; TEUFEL, 1985].

Dans le cas des essais différés, les mécanismes sont moins bien connus. Il est possible qu'en fluage transitoire il y ait compétition entre les déformations par dislocations et par microfissuration [CRUDEN, 1971 ; HOFER et KNOLL, 1971]. Alors que le fluage permanent ne peut être dû qu'à des mouvements de dislocations, le fluage tertiaire a lieu par amplification de

la microfissuration et formation de zones de glissement au sein de la matrice.

2. ROCHE TESTÉE

Il s'agit d'une molasse gréseuse constituant le Plateau suisse entre le Jura et les Préalpes. Cette roche fait l'objet de travaux expérimentaux importants à cause de sa fréquence et de sa présence dans les travaux souterrains exécutés dans la région.

D'aspect homogène, non fissuré et de consistance friable, le bloc à l'origine des échantillons de laboratoire a été extrait dans la carrière de Villarlod et de Massonens dans le canton de Fribourg.

Au laboratoire, des échantillons de diamètre 55 mm et d'élanement 2 ont été taillés et préparés dans des conditions semblables. On ne retrouve évidemment pas l'état de la roche in situ, mais le contrôle et le stockage des échantillons a permis de limiter la plage de température et de teneur en eau dans des marges étroites.

Tableau 1. — Identification de la roche étudiée.

Poids volumique sec	22 kN/m ³
Poids spécifique	26,5 kN/m ³
Teneur en eau de saturation	6 % environ
Porosité équivalente	17 %
Perméabilité à l'eau	1,2.10 ⁻⁹ m/s
Composition minéralogique	
• quartz	67 %
• carbonates	28 %
• argiles	5 %

Tableau 2. — Influence de l'humidité relative de stockage sur la teneur en eau de la roche testée.

Humidité relative (%)	9	33	55	81	93	100
Teneur en eau (%)	0,2	0,5	0,6	0,8	0,9	5,8

* Km 7, route d'El Jadida, Casablanca.

En conclusion, la roche étudiée est sensible aux conditions hydriques de stockage. Cependant, en cours d'essais, la teneur en eau a pu être gardée dans une fourchette étroite : 0,6 à 1 %, correspondant à une variation de l'humidité relative entre 55 et 95 %. Ceci explique la faible dispersion obtenue dans les essais effectués au laboratoire sur cette roche.

3. RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGE EFFECTUÉS [SAHLI, 1988]

Les déformations sont mesurées entre plateaux par comparateur magnétique. La presse utilisée est de type rigide d'une capacité de 500 kN. Le vérin est asservi en déformation. L'acquisition, l'interprétation des données et les représentations graphiques sont effectuées sur ordinateur. On a choisi de ne pas rapporter l'ensemble des courbes obtenues au cours de ce travail. Dans un but didactique, on donne en figure 1

un exemple de courbe σ - ϵ obtenue, ainsi que le module tangent calculé par ajustement linéaire entre 20 et 80 % de la valeur R_c de l'échantillon.

Les résultats des essais effectués sont présentés dans le tableau 3 ci-après.

Les calculs statistiques sont résumés dans le tableau 4 ci-après.

L'ajustement linéaire des divers points expérimentaux est donné en figure 2.

L'ajustement linéaire des points expérimentaux fait ressortir une corrélation semi-logarithmique, dont la loi est approximativement :

$$R_c = 0,36 \log_{10}(\dot{\epsilon}) + 13,7$$

- $\dot{\epsilon}$ en s^{-1} ,
- R_c en MPa.

Les modules E_c ne semblent pas varier avec $\dot{\epsilon}$.

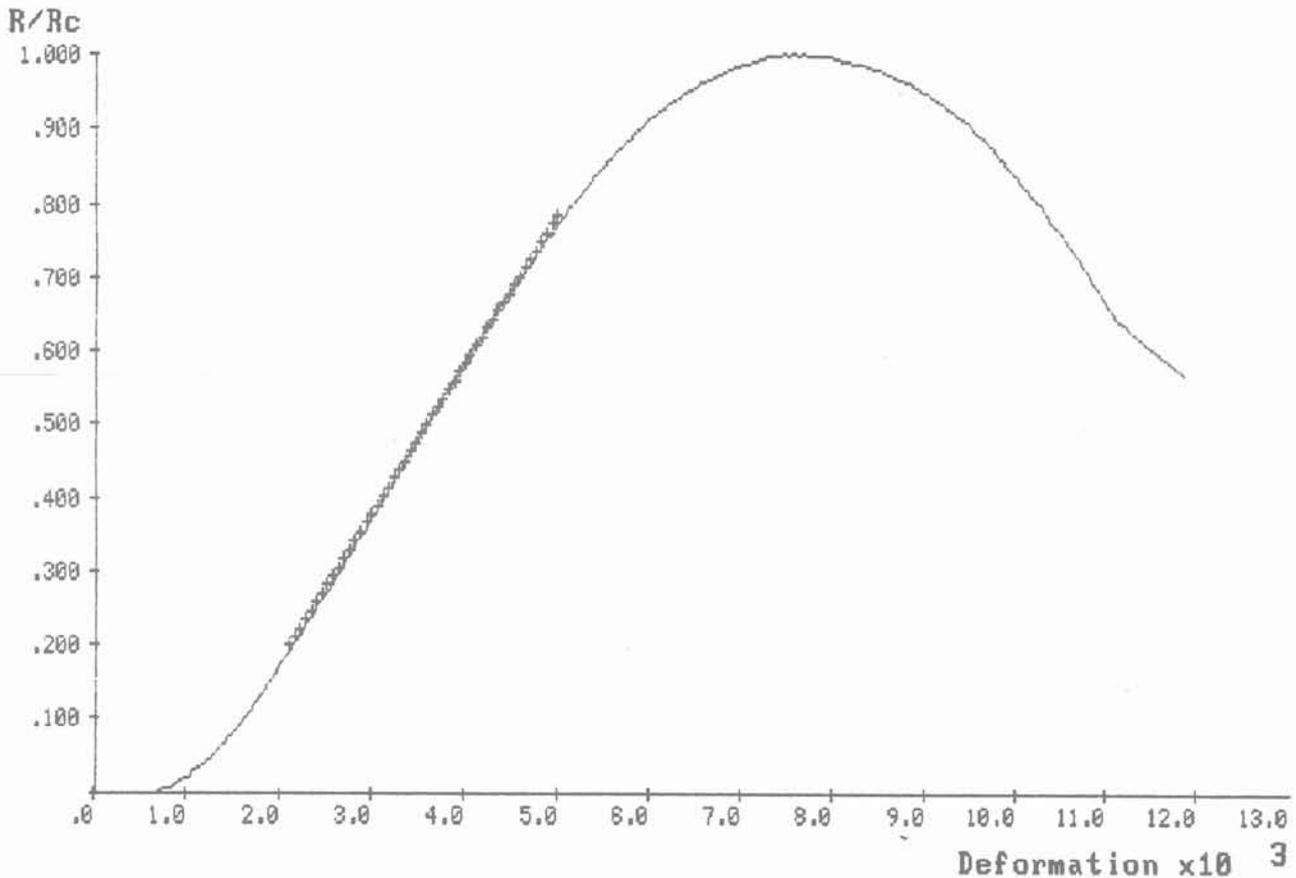


Fig. 1. — Exemple de courbe σ - ϵ en déformation monotone.
Echantillon X0331 : $\dot{\epsilon} = 4 \cdot 10^{-5} s^{-1}$ - $E_c = 2540 MPa$ - $R_c = 12,5 MPa$

Tableau 3. — Résistance et module de chargement en fonction de $\dot{\epsilon}$.

$\dot{\epsilon}$ [s ⁻¹]	R _c [MPa]	E _c [MPa]
0,32 10 ⁻⁶	11,3	2 200
0,32 "	11,6	2 203
0,32 "	11,3	2 130
0,32 "	11,6	2 487
0,32 "	10,8	2 277
0,32 "	11,4	2 201
0,39 10 ⁻⁴	12,1	2 322
0,39 "	11,7	1 957
0,39 "	12,6	2 414
0,39 "	11,6	2 365
0,39 "	11,9	2 507
0,39 "	12,5	2 531
0,44 10 ⁻³	13,1	2 049
0,40 "	13	2 203
0,42 "	12,7	1 987
0,32 "	11,6	2 441
0,28 "	13	2 168
0,22 "	12,6	2 317
0,43 "	11,9	2 097
0,34 "	12,4	2 254
0,17 10 ⁻²	12,7	2 341
0,15 "	12,7	2 182
0,14 "	13,3	2 515
0,36 "	12,4	2 316
0,34 "	13	2 460
0,35 "	12,4	2 116
0,37 "	13,4	2 156
0,34 "	12,7	2 488
0,43 "	12	2 068

Tableau 4. — Calculs statistiques sur les données du tableau 3.

$\dot{\epsilon}$ [s ⁻¹]	Nombre d'essais	R _c [MPa]		E _c [MPa]	
		moyenne	CV [%]	moyenne	CV [%]
3,6 10 ⁻³	7	12,7	4	2 270	8
1,4 10 ⁻³	4	13	2	2 350	7
0,4 10 ⁻³	8	12,7	3	2 150	5
0,4 10 ⁻⁴	6	12,1	3	2 350	9
0,3 10 ⁻⁶	7	11	3	2 280	6

CV : coefficient de variation de la variable aléatoire.

4. INTERPRÉTATION

La vitesse de déformation joue un rôle sur la résistance à la rupture des échantillons, alors que les modules de charge semblent inchangés. Cette dernière invariance est confirmée par le faible coefficient de variation associé à l'ensemble des modules mesurés, de 7,3 %.

Que les modules de charge tangents ne soient pas fonction de la vitesse de charge semble avoir échappé aux expérimentateurs en mécanique des roches jusque-là.

L'effet de la vitesse de charge sur le pic de la rupture en compression simple, observé ici, a été confirmé par ailleurs [SAHLI, 1988]. Cependant, contrai-

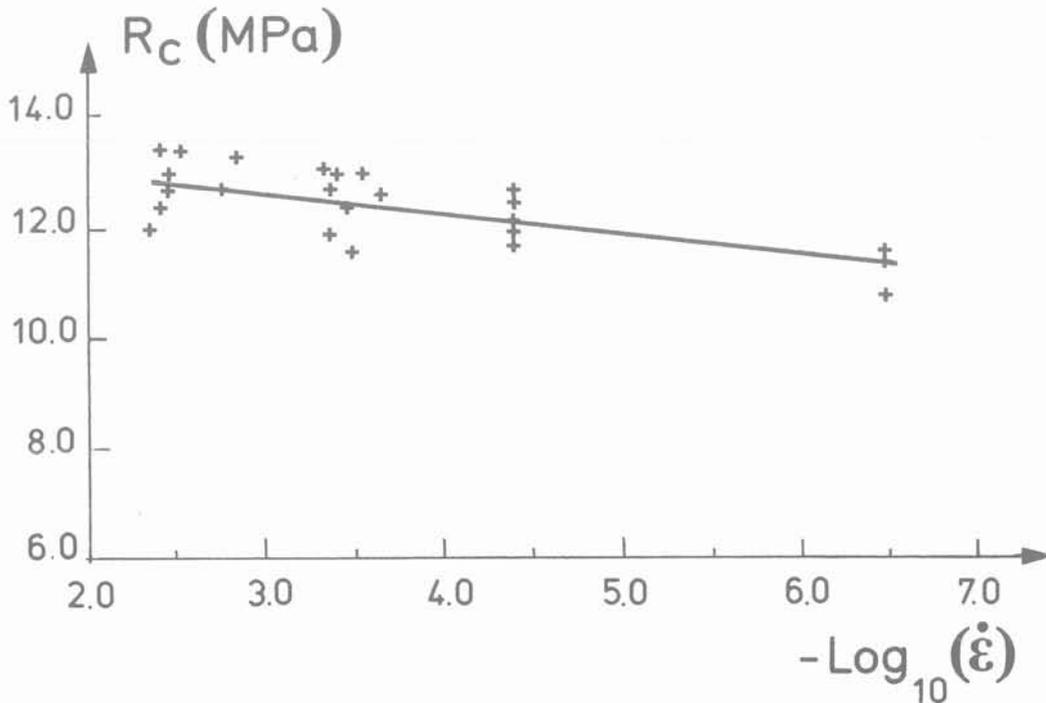


Fig. 2. — Variation de R_c avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$.

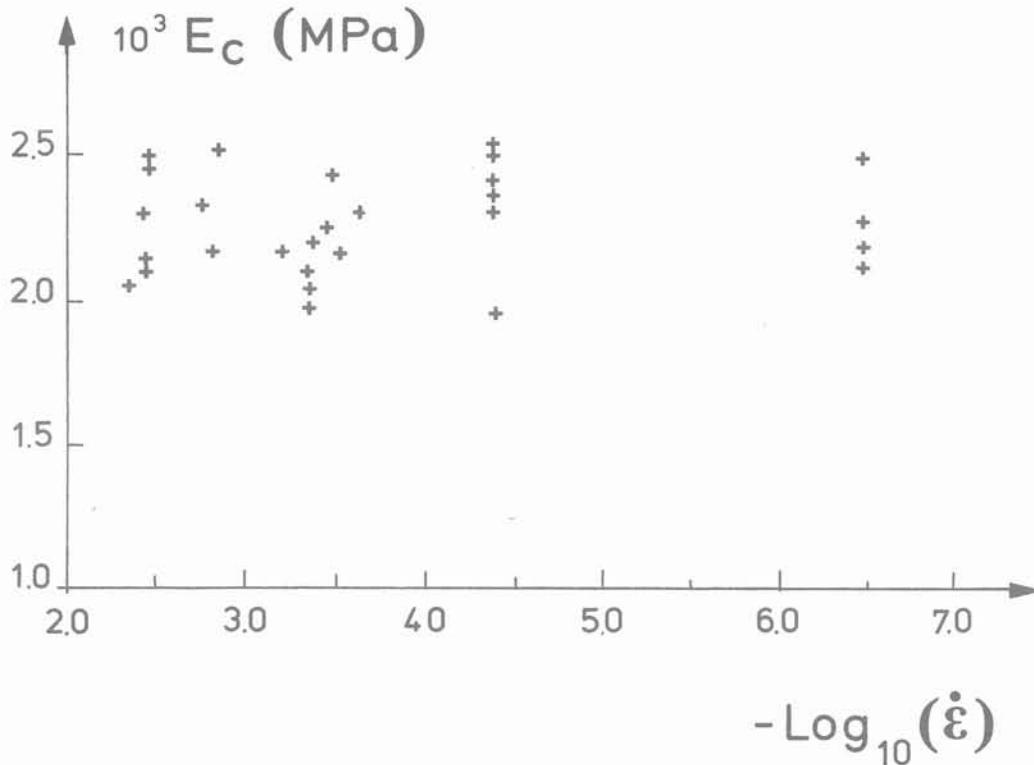


Fig. 3. — E_c en fonction de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$.

rement à ce qui a été avancé parfois, le comportement visqueux n'est pas nécessairement l'explication de cette dépendance. Nous pensons que la relation entre les contraintes de pic en compression simple et la vitesse de déformation est due aux mécanismes de déformation en jeu et au développement de la microfissuration dont la vitesse est en compétition avec la vitesse d'écrasement. Cette hypothèse est suggérée par l'invariance du module de charge, les mécanismes de déformation en jeu au voisinage du pic, ainsi que par des études de comportement différé de la roche étudiée [SAHLI, 1988].

REMERCIEMENTS

Cette étude a été réalisée dans le cadre d'un travail de recherche au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse), sous la direction du Professeur F. DESCOEUDRES. A ce dernier et à son équipe vont mes remerciements et ma reconnaissance.

BIBLIOGRAPHIE

- ALM O. (1982), *The effect of water on the mechanical properties and microstructures of granitic rocks at high pressures and high temperatures*. Issues in Rock Mechanics, 23rd symposium on rock mechanics, Berkeley.
- BERGUES J., CHARPENTIER J.P., HABIB P. (1984), *Influence de la fissuration sur le comportement mécanique du granite et effets de la température*. Journées sur le granite, Orléans-la Source, 26 juin, pp. 203-212, Document BRGM.
- CRUDEN D.M. (1971), *Single-increment creep experiments on rock under uniaxial compression*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 8, pp. 127-142, Pergamon Press.
- DAFALIAS A.Y.F. (1985), *A. Summary of discussions on constitutive modelling of nonlinear triaxial behaviour (part II)*. Mechanics of Geomaterials, Rocks, Concrete, Soils edited by Z.P. BAZANT, pp. 569-570, John WILEY and Sons.
- DESRUES J. (1987). *Naissance des bandes de cisaillement dans les milieux granulaires : expérience et théorie*. Manuel de rhéologie des géomatériaux, sous la direction de F. DARVE, Presses de l'ENPC, Paris.
- HOFER K.H., KNOLL P. (1971), *Investigations into the mechanism of creep deformation in corneallite, and practical applications*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 8, pp. 61-73, Pergamon Press, 1971.
- MEHRABADI M.M., COWIN S.C. (1980), *Prefailure and postfailure soil plasticity models*. Journal of the Engineering Mechanics Division, October 1980.
- MICHELIS P. (1987), *True triaxial yielding and hardening of rock*. J. of Geotech. Engin., Vol. 113, N° 6, Juin 1987, pp. 617-635.

- MROZ Z. (1985), *Current problems and new directions in mechanics of geomaterials*. Mechanics of Geomaterials, Rocks, Concrete, Soils edited by Z.P. BAZANT, pp. 539-566, John WILEY and Sons.
- PISTER K.S. (1985), *Some remarks on constitutive equations for concrete and geomaterials : discussor's report*. Mechanics of Geomaterials, Rocks, Concrete, Soils edited by Z.P. BAZANT, pp. 461-468, John WILEY and Sons.
- SAHLI M. (1988), *Lois d'écoulement visqueux des géomatériaux-applications à un grès*. Thèse de doctorat ès Sciences Techniques, Laboratoire de Mécanique des Roches, EPF Lausanne, Suisse.
- SUAREZ DEL RIO L.M., NORIN J. (1985), *Bending tests and acoustic emissions for heated Avesta - gneiss - technical note*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., vol. 22.
- TEUFEL L.W. (1985), *C. Summary of discussions on shear localization faulting, and frictional slip (part IV)*. Mechanics of Geomaterials, Rocks, Concrete, Soils edited by Z.P. BAZANT, pp. 575-756, John WILEY and Sons.
- WENL H.R. (1982), *Workshop on deformation mechanisms and texture development in rocks*. Issues in Rock Mechanics, 23rd symposium on rock mechanics, Berkeley.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES
FORMATION CONTINUE

Sessions de formation
Géotechnique, matériaux, structures
Routes, ouvrages d'art

Ports de plaisance et ports de pêche	14 au 18 mai	La Rochelle
Automatisation des carrières : démarches et méthodes	15 au 17 mai	Tours
Entretien, réparation et renforcement des ouvrages en béton	15 au 17 mai 12 au 14 juin	Paris
Techniques et matériaux innovants dans la construction des chaussées	15 au 18 mai	Paris
Le Métro de Toulouse	29 au 31 mai	Toulouse
Entretien des routes	5 au 8 juin	Paris
Stabilité des pentes	11 au 14 juin	Nice
Revêtements minces et très minces	12 au 14 juin	Paris
Matériels et méthodes d'exécution des travaux routiers : les évolutions récentes	19 au 21 juin	Blois
Journées d'études : Conception et dimensionnement des ouvrages complexes	15 et 16 mai	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN AVRIL 1990
DÉPÔT LÉGAL 1990 N° 5044

IMPRIMÉ EN FRANCE