

ÉCOULEMENTS DE PERCOLATION DANS LES MASSIFS ROCHEUX SERVANT D'APPUI AUX BARRAGES

PAR P. LONDE * ET F. SABARLY **

Introduction

Les massifs rocheux servant d'appui aux barrages sont soumis à des écoulements de percolation, qu'on ne sait pas encore calculer à cause de l'extrême complexité du milieu (discontinu, hétérogène, anisotrope) et de la nécessité de se placer dans les trois dimensions de l'espace, les coupes planes n'ayant en général pas de sens.

On peut toutefois dégager certaines idées directrices qui permettent à l'ingénieur de concevoir les projets de fondation de barrages, en particulier de barrages-voûtes, d'une façon plus satisfaisante que selon les errements anciens.

Les récents progrès de la mécanique des roches soulignent que les massifs rocheux ont pour caractère fondamental d'être fissurés. A la différence des milieux poreux de la mécanique des sols, les milieux fissurés ont, d'une part, des vides dont une dimension est infiniment petite par rapport aux deux autres et, d'autre part, un pourcentage de vides très faible. Le comportement de l'eau de percolation est dominé par ce faciès des vides.

Les études des récentes années, tout particulièrement l'analyse de la rupture du barrage de Malpasset, rupture due au jeu des forces de percolation dans l'appui de la voûte, ont remis en question certaines habitudes et certaines conceptions du traitement des fondations. Il reste encore beaucoup à faire, aussi bien au laboratoire que par des mesures *in situ*, mais on a déjà des certitudes qui sont des guides précieux pour le projet

de l'injection et du drainage, les deux moyens d'action offerts à l'ingénieur pour agir sur les forces de percolation.

Considérations théoriques simples

L'écoulement en fissures.

Soit un volume élémentaire de roche fissurée (fig. 1) soumis à un écoulement permanent parallèle à une certaine famille de fissures, supposées d'égale épaisseur e et distantes de a ; on peut définir un coefficient de perméabilité k pour cette famille (coefficient qui serait celui d'un milieu poreux donnant le même débit pour les mêmes conditions aux limites) :

$$k = A \frac{e^3}{a} \quad (1)$$

A étant un coefficient dépendant des propriétés de l'eau. Cette formule est déduite aisément des lois classiques de l'écoulement laminaire. On constate la grande sensibilité de k à une variation d'épaisseur e , puisqu'on a une loi cubique.

Un autre écoulement intéressant à étudier, car il permet d'interpréter les essais d'eau dans les forages, est l'écoulement radial laminaire dans une fissure plane unique (fig. 2). Dans ce cas le débit q pénétrant dans la fissure à la pression p est donné par :

$$q = Bpe^3 \quad (2)$$

B étant une constante qui dépend des propriétés de l'eau et des conditions aux limites.

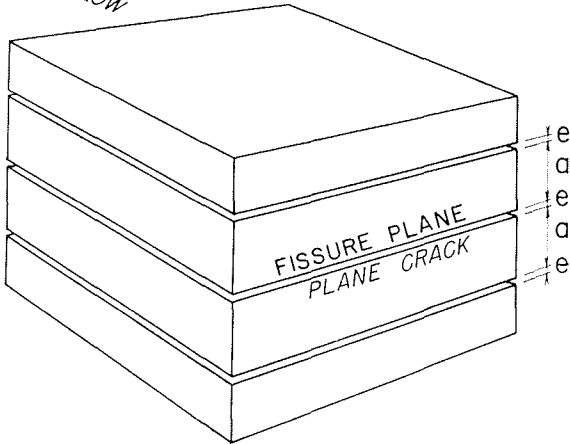
* Coyne et Bellier, Bureau d'Ingénieurs-Conseils.

** Geoconseil, Ingénieurs Conseils-Experts.

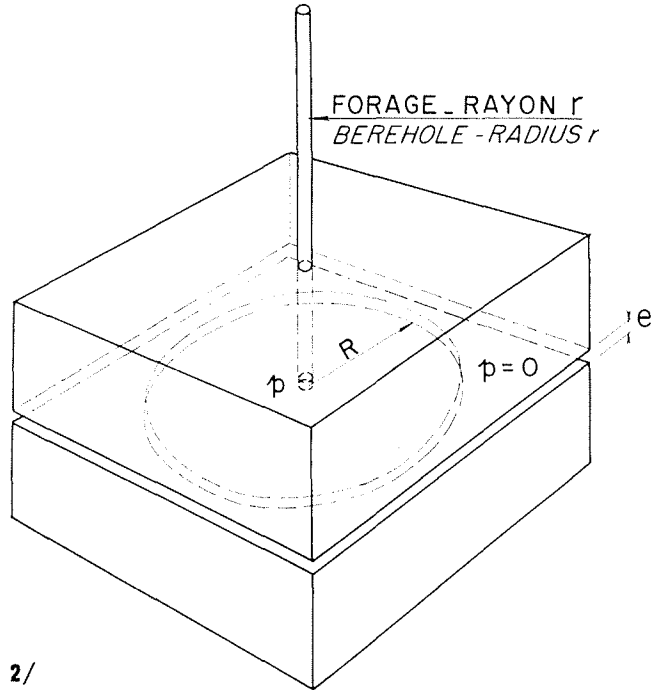
DIRECTION DE L'ÉCOULEMENT
DIRECTION OF FLOW

$$K = \frac{\gamma}{12\mu} \frac{e^3}{a}$$

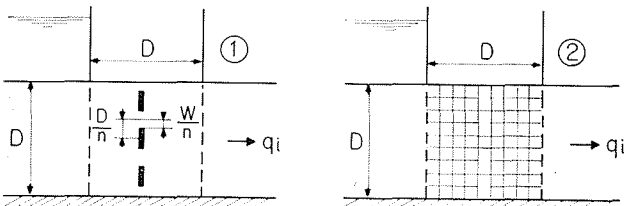
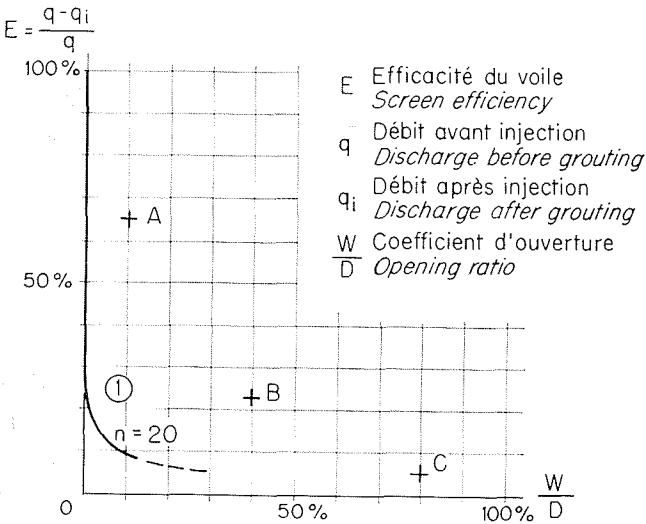
$$q = \frac{\pi}{6\mu \cdot \text{Log} \frac{R}{r}} p \cdot e^3$$



1/

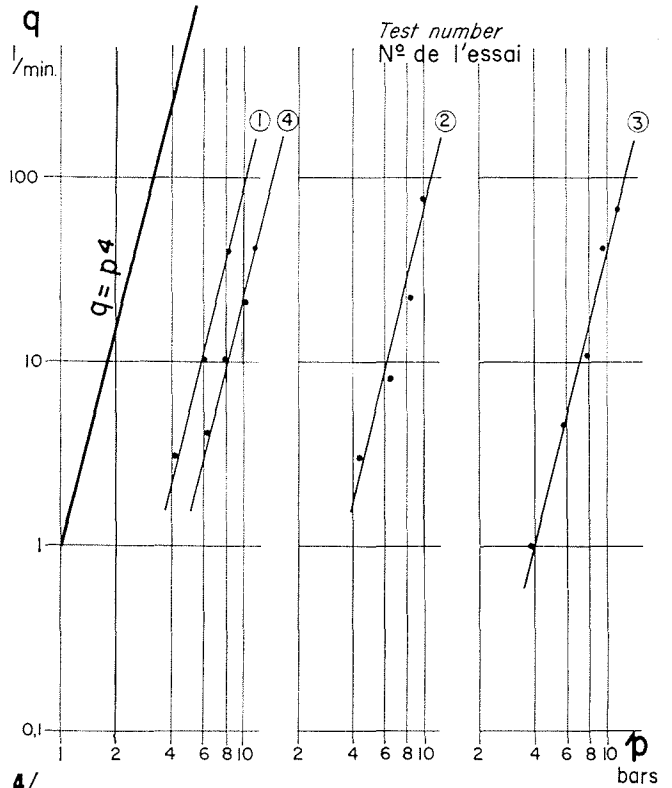


2/



- ① Milieu poreux - voile mince
(Casagrande - conférence Rankine)
Porous medium - Thin screen
Casagrande - Rankin lecture
- ② Milieu fissuré - 10 fissures
Cracked medium - ten cracks
- A 1 fissure ouverte - 9 fissures fermées
" open crack - " closed cracks
- B 4 " 6 "
- C 8 " 2 "

3/



4/

Mais la pression agit comme un vérin plat dans la fissure. En supposant que le rocher de part et d'autre est élastique et que la pression p est appliquée uniformément sur un petit cercle concentrique au forage pour tomber brusquement au-delà à une valeur nulle, on peut avoir une estimation de l'ou-

verture de la fissure. Soient R le rayon de ce cercle, E le coefficient d'élasticité et σ le nombre de Poisson du massif rocheux; on peut calculer les déformations élastiques, en particulier dans l'axe du cercle de charge. Le problème étant symétrique pour les deux parois de la fissure, on peut écrire :

$$\Delta e = \frac{4(1-\sigma^2)}{E} pR \quad (3)$$

On peut déduire du rapprochement des équations (2) et (3) une relation du type suivant, valable si l'épaisseur initiale de la fissure est très petite :

$$q = Cp^4 \quad (4)$$

C étant un coefficient dépendant de la nature du rocher et du diamètre du forage. Cette relation montre la très grande influence de la pression p sur le débit q dans tous les massifs rocheux peu perméables (fissures fines), c'est-à-dire dans la majorité des cas de fondation de barrage.

On peut déduire de l'ensemble des lois précédentes que la même perméabilité peut être obtenue pour des faciès de fissuration très différents. Par exemple, un essai d'eau sur une tranche de 5 m donnera la même absorption, toutes choses égales par ailleurs, dans un rocher ayant une fissure unique de 0,20 mm et dans un rocher ayant dix fissures de 0,10 mm. D'autre part, suivant la déformabilité des massifs, les dix fissures étaient peut-être sans épaisseur avant l'essai d'eau alors que la fissure unique avait une épaisseur appréciable. C'est dire que le comportement de ces deux massifs sera radicalement différent du point de vue des débits de percolation et des possibilités d'injection bien que l'essai d'eau classique les donne comme de même perméabilité.

Influence de la contrainte.

Puisqu'une faible variation d'épaisseur des fissures a une grande influence sur la perméabilité, il se peut qu'une contrainte même modérée modifie suffisamment cette épaisseur pour qu'on observe une variation importante de la perméabilité locale.

Avec les notations de la figure 1, et en admettant que le barrage impose à sa fondation une contrainte n faisant un angle v avec le plan des fissures, on obtient :

$$\frac{\Delta e}{e} = -n \left(\frac{1}{E_g} - \frac{1}{E_m} \right) \frac{a}{e} \sin v \quad (6)$$

où E_g est le coefficient de déformabilité global du massif (par exemple 50 000 bars) et E_m celui de la matrice rocheuse (par exemple 500 000 bars).

En première approximation on peut écrire :

$$\Delta e = - \frac{n \sin v}{E_g/a} \quad (7)$$

Un exemple numérique du calcul de Δe fixera les ordres de grandeur. Soit :

E_g : 50 000 bars;
 a : 1 m;
 n : 10 bars (compression);
 v : 30°.

On trouve d'après (7) :

$$\Delta e = - 0,1 \text{ mm}$$

Ce résultat signifie que toute fissure de moins

de 0,1 mm d'épaisseur et faisant un angle supérieur à 30° avec la contrainte de 10 bars sera complètement fermée, et aura par conséquent une perméabilité théoriquement nulle. En réalité la valeur de E_g ne serait pas constante; elle croîtrait avant que les fissures puissent se fermer complètement, mais on a par ce calcul simple un ordre de grandeur des phénomènes.

Influence de l'injection.

L'influence d'un voile d'injection peut être étudiée théoriquement par des calculs faits soit en supposant le milieu poreux, soit en le supposant constitué d'un réseau maillé de fissures séparant des blocs imperméables.

L'efficacité du voile peut être chiffrée conventionnellement en fonction du débit qu'il laisse passer par les ouvertures non injectées. Le calcul fait en milieu poreux a été présenté par A. Casagrande dans la Conférence Rankine de 1961. A partir des relations établies par Dachler sur l'écoulement à travers un voile étanche infiniment mince percé d'ouvertures en nombre limité, Casagrande a rappelé que le moindre défaut dans le voile en ruinaît l'efficacité. La courbe de la figure 3, tracée pour le cas de dix ouvertures ($n = 20$) montre bien cette sensibilité.

Le calcul fait en milieu fissuré est beaucoup plus simple. Si l'on suppose que le réseau des fissures est un quadrillage et que certaines des fissures sont complètement obstruées par l'injection alors que d'autres ne le sont pas du tout, on peut aisément définir, comme précédemment, une efficacité et un coefficient d'ouverture. On obtient les points A, B, C, de la figure 3. On constate que l'efficacité de l'injection est plus grande à coefficient d'ouverture donné que dans le cas du voile mince en milieu poreux.

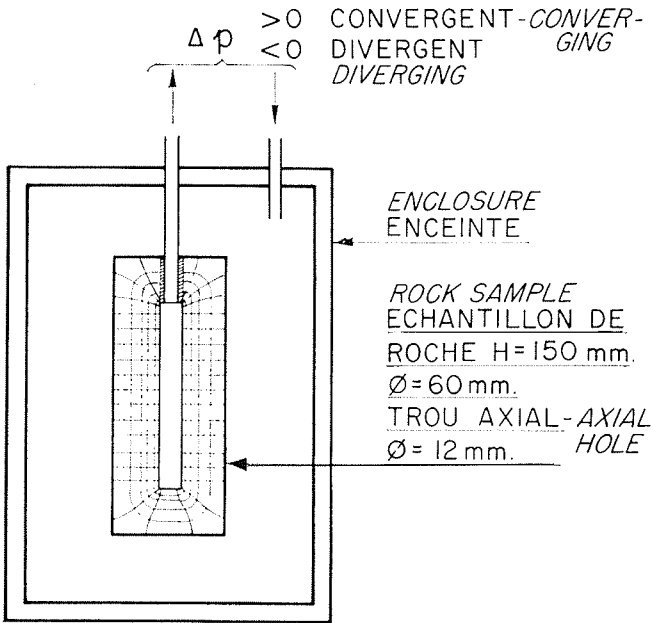
Toutefois, même en milieu fissuré, il est clair qu'un petit coefficient d'ouverture ne peut pas toujours être obtenu; c'est le cas des massifs où beaucoup de fissures sont trop fines pour être injectées. Donc, bien que les conclusions extrêmes de A. Casagrande doivent être nuancées, il reste vrai qu'un voile d'étanchéité sera sans effet appréciable sur les débits et par conséquent sur les pressions de l'écoulement de percolation, dès que le massif rocheux aura une fissuration fine, comme c'est souvent le cas dans les appuis de barrage.

Considérations expérimentales

1. La validité des considérations théoriques ci-dessus peut être établie par la confrontation avec des résultats d'expérience ou avec des observations *in situ*.

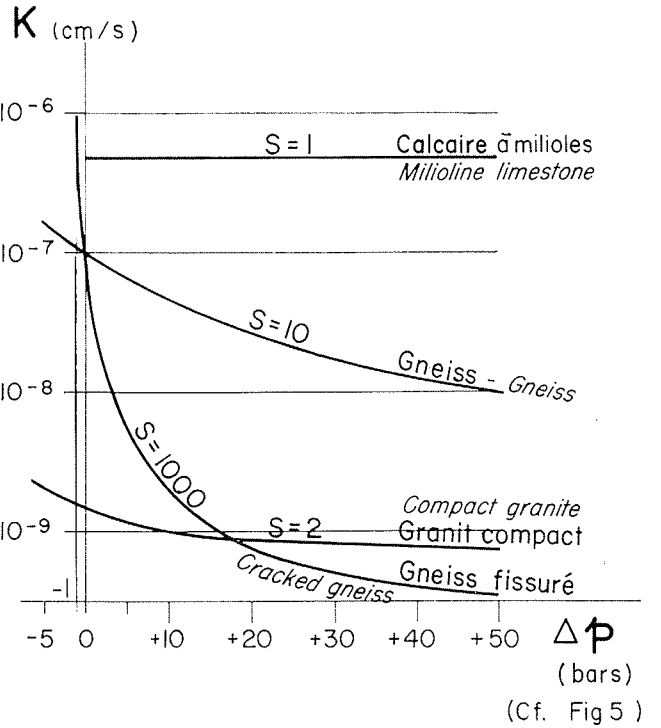
La relation (4), qui résulte elle-même des relations (2) et (3), a pu être vérifiée d'une manière remarquable lors d'essais d'eau faits à pression variable. La figure 4 correspond à des essais de ce type faits dans un massif de calcaire fissuré. Lorsqu'elles sont tracées en coordonnées linéaires, les courbes du quatrième degré en p ont une forme

PRESSURE DIFFERENCE
DIFFERENCE DE PRESSION



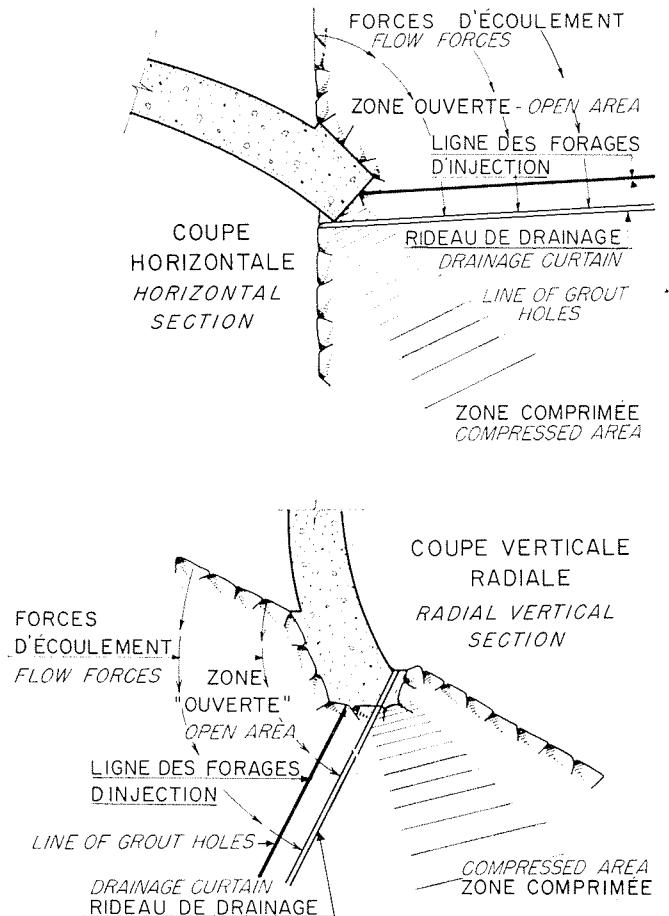
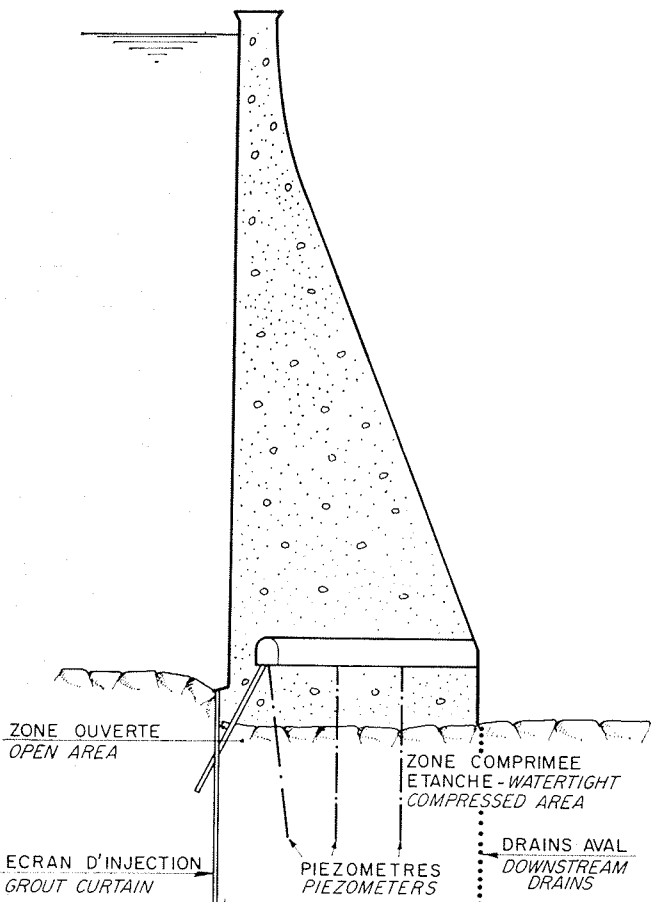
5/ Essai de percolation radiale (d'après Bernaix). La figure du réseau d'écoulement est la même en percolations convergente et divergente.

Radiale seepage test (by Bernaix). The flow net patterns are the same for both converging and diverging seepage.



$$S = \frac{K(-1 \text{ bar})}{K(+50 \text{ bars})}$$

6/ Résultat de l'essai de percolation radiale.
Radial seepage test results.



qui a pu faire croire qu'on observait un « claquage » soudain du terrain alors qu'on avait en réalité une ouverture progressive des fissures.

Quant à la loi de variation d'épaisseur des fissures avec la pression du fluide, on peut la chiffrer à partir des essais *in situ*. Il s'agit de déterminer en quelque sorte un module de réaction du massif. Dans le calcaire étudié, l'application de la formule (3) donne 0,03 mm par bar, alors que les essais d'eau fournissent directement la valeur 0,02 mm par bar. Il est satisfaisant de constater que des calculs extrêmement simplifiés reçoivent une justification expérimentale aussi remarquable.

2. Tout ce qui précède s'applique au massif entier. Des résultats de laboratoire, sur des échantillons de roche plus ou moins fissurés, ont montré que la contrainte appliquée pouvait avoir une influence considérable sur la perméabilité. Ces essais ont été faits à l'École Polytechnique sous la direction de M. Pierre Habib, dans le cadre de la thèse de Doctorat de M. Jean Bernaix sur l'étude de la fissuration des roches.

Rappelons le mode opératoire et les résultats principaux.

Des échantillons cylindriques percés d'un trou axial sont soumis à une percolation soit centrifuge, soit centripète (fig. 5). La différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de l'échantillon crée d'une part un gradient hydraulique générateur d'un écoulement radial, d'autre part une étreinte de la roche. Si l'on trace la courbe de la perméabilité globale k en fonction de la différence des pressions Δp entre l'intérieur et l'extérieur de l'échantillon (Δp positif pour un écoulement convergent, soit une compression), on obtient les graphiques de la figure 6. Pour certaines roches, la perméabilité ne varie pas ou varie peu avec l'étreinte alors que, pour d'autres, elle varie considérablement.

Des corrélations expérimentales ont montré clairement que cette sensibilité plus ou moins marquée était un effet de l'intensité de la fissuration.

Ces essais sont en quelque sorte des modèles réduits du comportement à grande échelle. A ce titre, ils corroborent les idées avancées sur la variation de perméabilité des massifs sous contrainte.

3. Les observations piézométriques dans les appuis rocheux des barrages sont encore rares, mais aucune des observations existantes ne contredit les considérations théoriques exposées au chapitre I. C'est ainsi qu'on n'a jamais mesuré de perte de charge concentrée au passage du voile d'injection lorsque la fondation n'a pas de fissures largement ouvertes; c'est ainsi également que l'effet du drainage est souvent spectaculaire.

Nous n'aborderons pas la description des quelques cas où les mesures *in situ* sont assez complètes et significatives pour permettre l'analyse du régime de percolation. On y trouve confirmation du modèle physique proposé ici. Nous nous limiterons à un seul exemple, particulièrement clair.

Il s'agit d'un grand barrage - voûte fondé sur du granit et en service depuis 1951. En 1965, à l'occa-

sion de travaux d'injection complémentaire entrepris dans le voile pour corriger une petite fuite, des trous de contrôle furent forés à partir de la galerie de base (fig. 7). Ces trous débitèrent si abondamment (jusqu'à 1 500 l/mn pour le barrage plein) qu'on pouvait en déduire la totale inefficacité du voile. Des drains forés d'urgence à l'aval du barrage donnèrent des débits (et des pressions) négligeables. Une série de forages de contrôle alignés dans une galerie radiale montra que la pression hydrostatique quasi totale régnait jusqu'au pied aval du barrage. C'était la preuve que :

- le voile d'étanchéité ne servait à rien;
- le véritable écran était à l'aval;
- les drains forés à l'aval étaient pratiquement sans effet.

Ces conclusions, volontairement sans nuances, traduisent l'essentiel des phénomènes exposés ici.

Conséquences sur le projet d'une fondation de barrage

De ce qui précède on peut déduire que dans les massifs à fissures peu ouvertes, l'injection traditionnelle est un traitement d'efficacité douteuse, sans doute souvent parfaitement illusoire. Le véritable écran d'étanchéité se forme à l'aval dans la zone du rocher comprimée par la poussée du barrage.

Si on ne prend aucune disposition corrective, on peut voir apparaître ainsi dans le massif une force dangereusement dirigée pour la stabilité de la rive. Le seul remède est le drainage. Encore faut-il qu'il soit bien placé, c'est-à-dire qu'il traverse la « barrière étanche » formée par la compression de la roche (fig. 8). Si le drainage reste à l'aval de cet écran, il est à peu près sans effet; c'est pourquoi les drains doivent être dirigés vers l'amont. Il faut évidemment éviter de faire pénétrer des drains dans la zone de la fondation où les efforts imposés par le barrage-voûte ont tendance à ouvrir des fissures : les débits seraient excessifs, comme dans l'exemple donné au § 3. En réalité il est probable que la zone desserrée est généralement peu profonde; des mesures *in situ* sont toutefois nécessaires pour s'en assurer.

Ces réflexions, qui permettent de mieux comprendre l'hydraulique des écoulements à travers les fissures d'un massif rocheux sollicité d'autre part par les efforts d'un barrage, conduisent à traiter plus correctement que par le passé l'eau qui percole à travers les rives. Lorsqu'on sait que les forces engendrées par ces percolations sont du même ordre de grandeur que les forces de poussée de la voûte et de poids du massif d'appui, on conçoit que le projet de l'injection et du drainage soit de la plus haute importance pour la sécurité du barrage. Dans les massifs à fissures peu ouvertes, c'est le drainage seul qui peut agir.

Bibliographie

TALOBRE. — La Mécanique des Roches, *Dunod Ed.* (1957).
 CAMBEFORT. — Injection des sols, *Eyrolles Ed.* (1964).

J. BERNAIX. — Etude géotechnique de la roche de Malpasset, *Dunod Ed.* (1967).
 A. CASAGRANDE. — Première conférence Rankine. *Géotechnique* (septembre 1961).
 P. LONDE et F. SABARLY. — Communication n° 8-6 au premier Congrès International de Mécanique des Roches, Lisbonne (1966).

Discussion

Président : M. NICOLAS

M. le Président remercie M. LONDE de sa communication et rappelle que le Comité des Grands Barrages avait eu en octobre dernier un premier exposé de celle-ci.

Avant de passer à la discussion, M. le Président demande à M. LONDE de préciser à l'occasion de quel exemple particulier, de quel ouvrage et de quelle nature de roche il a été amené à ces considérations sur le rôle des fissurations profondes et diffuses de la roche.

M. LONDE précise que ces considérations ne valent que pour des roches finement fissurées et qu'il faut exclure, en principe, les massifs karstiques à chenaux. Toutefois, comme les massifs calcaires perméables ont, d'après la communication de Mme FORKASIEWICZ et M. PALOC présentée le matin même, jusqu'à 93 % du volume de leurs vides sous forme de micro-fissures, on se trouve, même dans de telles roches, une fois les chenaux traités par injection, ramené aux roches à fines fissures étudiées par M. LONDE. Le problème de la variation de la perméabilité du terrain sous l'effet de la contrainte se pose donc sans doute dans un grand nombre de fondations. En réalité toutefois, les mesures *in situ* actuellement exploitables ne concernent que des formations de roches métamorphiques.

M. LONDE signale que la sensibilité de la perméabilité du massif rocheux à la contrainte appliquée retentit surtout sur la stabilité des rives car, dans la grande majorité des cas, la percolation de l'eau préoccupe les projeteurs de barrage non pas par son débit (perte d'eau), mais par les pressions interstitielles qu'elle crée.

M. LONDE rappelle que les essais faits à l'Ecole Polytechnique, sur des échantillons de roche qu'il a appelés dans sa communication « modèles réduits » de la nature, ont porté sur une quarantaine de roches aussi bien sédimentaires que métamorphiques; tous ont montré que la variation de la perméabilité sous contrainte était en corrélation étroite avec la fissuration. Les quelques cas où des mesures piézométriques ont été faites *in situ* confirment les mécanismes proposés, sans toutefois qu'on puisse dire qu'ils les prouvent.

M. le Président remarque que M. LONDE paraît faire une grande confiance, qu'il s'agisse de barrages-voûte ou de barrages-gravité, à la notion de zone comprimée, à laquelle il attribue un rôle essentiel de stabilité d'une part et d'étanchéité d'autre part; et il complète ce schéma par l'établissement d'un voile d'étanchéité amont, puis d'un voile de drainage lui faisant suite. Dans ces conditions, M. le Président demande à M. LONDE quelle confiance il pourra attribuer dans un projet de barrage aux théories destinées à établir la forme, la configuration géométrique de cette zone comprimée.

M. LONDE répond que si la zone comprimée existe bien, conformément aux hypothèses proposées, les dispositions d'injection et de drainage à l'amont évitent tout danger d'instabilité de rive; si la zone comprimée n'existe pas, ces dispositions ne nuisent pas. En d'autres termes, elles ne peuvent qu'améliorer la sécurité et, par le rôle limité demandé à l'injection, elles ne peuvent être que moins onéreuses que les dispositions traditionnelles. Quant à la forme de la zone comprimée, les données les plus récentes de la mécanique des roches établissent d'une façon qui est maintenant certaine que les discontinuités du milieu favorisent la pénétration à grande profondeur des contraintes de surface, alors que les théories classiques de l'élasticité en milieu continu donnent le bulbe bien connu de Boussinesq ou de Flamant. Cette différence est mise en évidence

sur la figure 1. La contrainte appliquée à la surface d'un milieu continu donne une loi des contraintes normales sur l'axe de symétrie ayant l'allure de la courbe (C). Dès qu'on introduit des discontinuités dans le massif, qu'elles soient sous forme de fissures horizontales, ou verticales, ou inclinées, on obtient une loi du type de la courbe (D). On voit immédiatement la différence considérable de l'état de contrainte en profondeur. Ces comportements sont encore limités à des expériences de laboratoire. Ils sont abordés actuellement en photo-élasticimétrie; les premiers résultats obtenus semblent très prometteurs.

Dans la représentation en isobares, par laquelle apparaissent les classiques bulbes de pression, ce qui vient d'être dit se traduit par la figure 2, où les deux types de courbes (C) et (D) se distinguent nettement. L'effet des discontinuités est d'autant plus marqué que celles-ci se rapprochent de la direction de la force appliquée à la surface du massif (fig. 3). Ces faits sont évidents qualitativement, mais il faudra encore de longues études pour pouvoir les chiffrer. Des travaux sont en cours, en particulier au Japon, en Yougoslavie et en France.

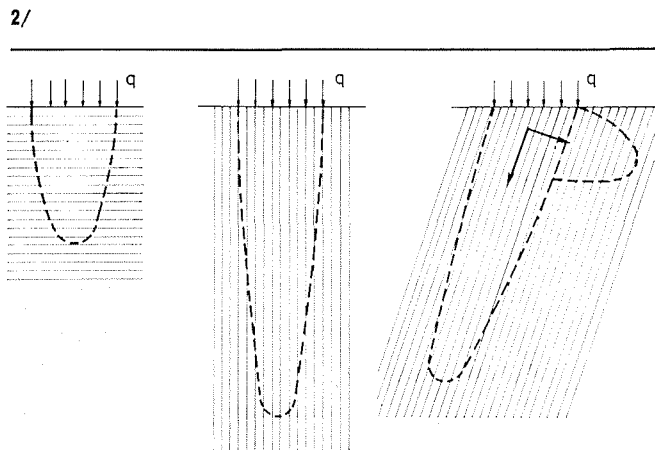
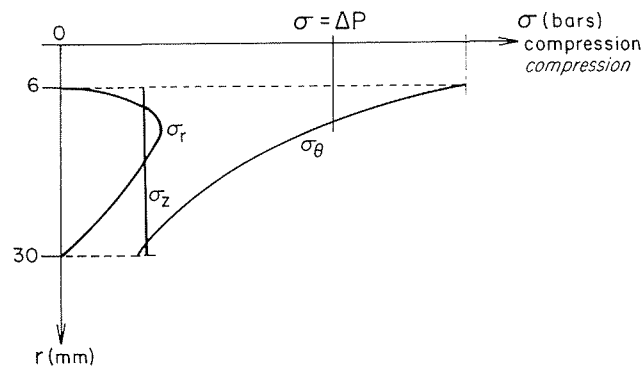
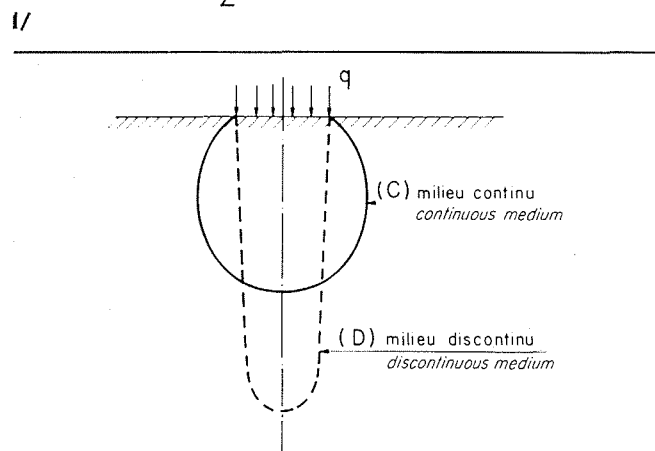
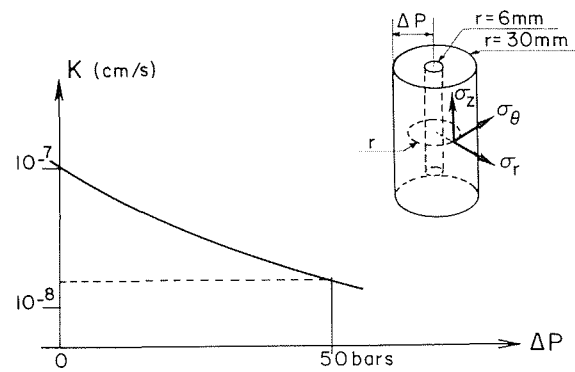
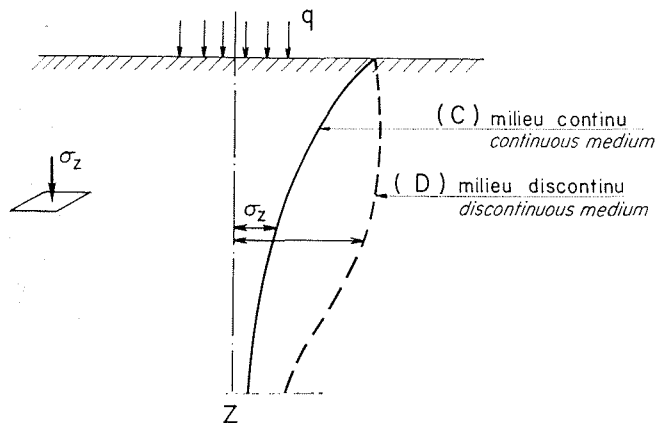
M. CAMBEFORT remarque que la formule (7) du mémoire, qui fait intervenir le coefficient de déformabilité global E_g du massif, conduit à la conclusion que des fissures à l'origine ouvertes de 0,1 mm sont totalement fermées après l'application de contraintes. Mais dans ces conditions, le coefficient de déformabilité global devient celui de la matrice E_m ; si on continue à prendre le module global E_g , c'est que la fissure n'est pas fermée.

M. LONDE précise qu'en effet le coefficient global E_g croît au fur et à mesure de la fermeture des fissures, phénomène mis en évidence dans tous les essais au vérin. C'est ainsi, par exemple, que le modèle pourra passer de 10 000 bars au début du chargement à 100 000 bars en fin d'essai. La valeur de E_g reste inférieure à E_m et 50 000 bars est un bon ordre de grandeur, l'exemple numérique donné ne visait que des ordres de grandeur. Il faut retenir que ces diverses considérations conduisent toutes à admettre la fermeture de fissures.

M. CAMBEFORT accepte l'augmentation des modules proposés par M. LONDE pour des fissures perpendiculaires à l'effort appliqué, quoique la fermeture ne puisse que décroître avec la profondeur, mais il ne l'accepte pas pour des fissures parallèles à cet effort, car celles-ci ne se ferment pas.

M. LONDE indique qu'il a omis, pour la simplicité de l'exposé oral, le facteur $\sin v$ qui vient diminuer l'effet de serrage. Dans la formule (7) v est l'angle entre l'effort appliqué et la direction de la fissuration. La forme en sinus n'est pas strictement rigoureuse, mais représente une bonne approximation du phénomène. Si on prend, comme dans l'exemple, $v = 30^\circ$, angle déjà très aigu entre la force et la fissuration, on n'obtient que la division par 2 de l'épaisseur maximale des fissures qui seront totalement fermées, c'est-à-dire le même ordre de grandeur que pour $v = 90^\circ$. La remarque de M. CAMBEFORT n'est donc valable que si la fissuration est très près d'être parallèle à l'effort; mais dans ce cas, d'une part le coefficient d'expansion latérale, d'autant plus élevé que le milieu est plus fissuré, fera se fermer ces fissures; d'autre part, l'effet jouera pleinement sur les autres familles de fissures devenues sensiblement perpendiculaires à l'effort.

M. CAMBEFORT demande à M. LONDE si les contraintes vont



1/ Distribution de la contrainte σ_z , dans l'axe, en fonction de la profondeur.

Variation of stress distribution σ_z with depth.

2/ Bulbes de pression.

Pressure "bulbs".

3/ Bulbes de pression schématique en fonction de la direction des discontinuités.

Diagrammatic pressure "bulbs" for various discontinuity directions.

4/ Distribution des contraintes de l'échantillon de perméabilité radiale (cf. Thèse de J. Bernaïx, Dunod, 1967).

Stress distribution in the radial permeability sample (cf. Thesis by J. Bernaïx, Dunod, 1967).

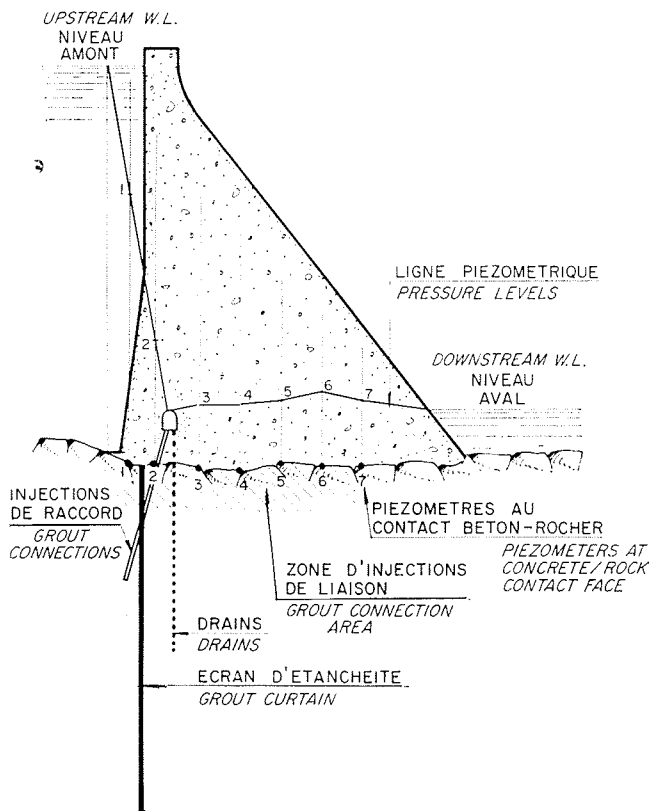
suffisamment loin en profondeur pour refermer les fissures, pour autant qu'elles puissent se fermer, de manière à assurer l'étanchéité parfaite, ce qui n'est qu'une hypothèse, étant donné la disposition des fissures dans le massif.

D'autre part, en ce qui concerne l'écoulement radial étudié au laboratoire, M. CAMBEFORT ne croit pas qu'il soit possible d'en extrapoler les résultats à la nature. Les variations de perméabilité observées ne sont qu'une conséquence de la pression de courant de l'écoulement qui resserre les morceaux de l'échantillon avec l'écoulement convergent et qui les écarte avec l'écoulement divergent. Même si l'on se rapprochait davantage de la réalité, en bloquant les surfaces latérales de l'éprouvette (tant à l'intérieur qu'à l'extérieur) avec un revêtement rigide et très perméable, afin de conserver les dimensions de l'éprouvette, il n'en resterait pas moins que l'écoulement radial de cet essai n'a rien à voir avec l'écoulement des eaux d'infiltration réelles qui, sous le barrage, est beaucoup plus voisin d'un écoulement parallèle que d'un écoulement radial. Les gradients de l'écoulement, c'est-à-dire les pressions de courant, sont beaucoup plus fortes dans le premier cas (radial) que dans le second.

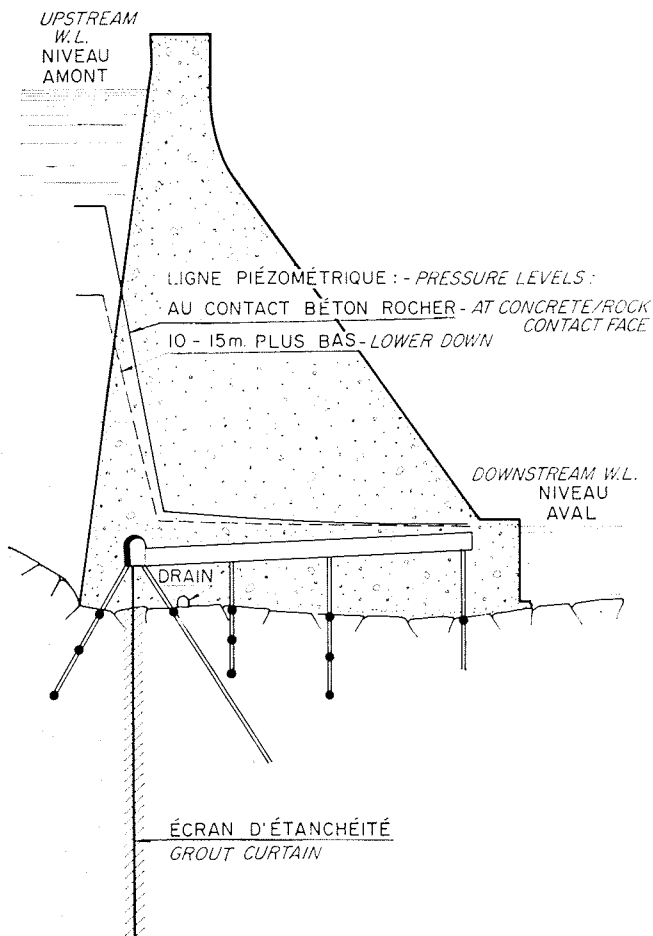
La meilleure preuve de l'effet de la forme de l'écoulement c'est, d'après M. CAMBEFORT, que dans certains terrains

argileux ou analogues, on claqué le terrain, au sens propre du mot, au cours des essais Lugeon, et qu'une fois le barrage mis en eau, il n'est jamais claqué parce que justement la forme de l'écoulement est différente de celle des essais d'eau.

M. LONDE répond que dans l'essai de laboratoire en écoulement radial, la perméabilité varie selon une loi représentée par la figure 4, où se trouve en abscisse la différence des pressions d'eau Δp entre l'intérieur et l'extérieur de l'échantillon cylindrique. Il est vrai que la pression Δp est une pression hydraulique et non pas une contrainte mécanique appliquée à la roche. Ce n'est pas, par conséquent, l'équivalent rigoureux de la contrainte due à la poussée du barrage. Mais M. LONDE répète que l'on peut facilement déduire de Δp le champ des contraintes intergranulaires σ appliquées au squelette solide de l'échantillon. C'est le champ de contraintes qui est la cause directe de la variation d'épaisseur des fissures, et il est parfaitement transposable à l'échelle d'un massif rocheux. M. LONDE précise que la contrainte de compression sous un appui de barrage-voûte est de l'ordre de 50 bars, alors que la contrainte intergranulaire moyenne appliquée dans l'essai normal de per-



5/



6/

méabilité radiale au laboratoire et déduite d'un calcul élastique est de 30 à 40 bars. L'essai est donc bien représentatif.

M. CAMBEFORT objecte que la pression de l'eau dans l'essai est de 50 bars, soit 500 m de charge, c'est-à-dire plus que dans un barrage. Le gradient de l'écoulement au laboratoire n'est pas comparable aux gradients réels.

M. LONDE dit que cela est sans aucune importance, puisque cette pression ne sert qu'à créer la contrainte intergranulaire qui, elle, est du bon ordre de grandeur. On a, bien entendu, vérifié expérimentalement que la loi de Darcy s'appliquait à cet écoulement radial. Le gradient hydraulique, à contrainte intergranulaire imposée, est sans influence sur la perméabilité; il n'a pour effet que de serrer les fissures.

M. CAMBEFORT ne croit pas toutefois que les résultats des essais en laboratoire soient directement extrapolables à la réalité. Mais rien n'empêche de les utiliser pour faire une classification des roches.

M. LONDE estime au contraire que ces essais mettent en évidence un phénomène parfaitement transposable aux conditions *in situ*, et dont il est bon de tirer les conséquences possibles sur la sécurité des appuis de barrage.

M. MAYER ne voudrait pas que l'on déduise de l'exposé de M. LONDE que les écrans étanches ne servent à rien en raison de la compression du rocher qui rend ce dernier étanche. En effet, la ligne des pressions tracée à partir des lectures faites aux piézomètres amont et aval n'est pas forcément une droite, et les exemples de Serre-Ponçon et de certains autres barrages montrent l'efficacité de l'écran. Tout dépend de la nature de la roche. Ou la roche est étanche et alors il faut la drainer, ou la roche est perméable et alors le drainage ne sert à rien, mais il faut un écran étanche.

M. Le Président confirme que si une fissure privilégiée risque d'exister dans la fondation, il faut prévoir un rideau d'injection.

M. LONDE rappelle qu'il a proposé une *injection systématique* mais ayant pour seule fonction d'obturer les grandes fissures et non de localiser la perte de charge. Il prétend ne pas avoir encore trouvé de preuve, par les mesures piézométriques *in situ* publiées, de chute de pression dans les massifs à fissures fines, à travers un soi-disant voile d'étanchéité. Les deux exemples donnés (fig. 5 et 6) montrent clairement l'absence de perte de charge à travers des voiles d'injection. La figure 5, en particulier, permet de tracer une droite passant par trois valeurs piézométriques comme si l'écran d'étanchéité n'existait pas. La figure 6 montre que, à l'amont de l'écran, on obtient une charge qui est loin d'être la charge du réservoir, c'est-à-dire que l'écran n'est pas la barrière étanche attendue. Dans ces deux cas, par contre, le drainage est efficace.

M. CAMBEFORT remarque qu'il y a lieu de tenir compte de l'épaisseur de l'écran étanche qui est une nécessité constructive, même avec une seule ligne de forages. L'injection ne crée pas une mince paroi étanche percée de quelques trous, mais un massif plus ou moins épais dont la perméabilité moyenne est très nettement inférieure à celle du rocher.

M. LONDE ne nie pas qu'il y ait un effet d'épaisseur: il est le premier à reconnaître en particulier que l'injection de Serre-Ponçon, citée par M. MAYER, est un succès complet mais, d'une part, elle a été faite sur une épaisseur considérable (jusqu'à 35 m, et 12 lignes de forages en haut) et, d'autre part, elle n'entre pas dans le sujet traité qui ne concerne que les roches fissurées et non les alluvions perméables. Pour préciser ses idées, M. LONDE dit simplement: « Nous proposons d'abandonner la notion de voile d'injection étanche, surface sans épaisseur supportant la pression du réservoir, notion que l'on voit apparaître dans la plupart des calculs, mais qu'aucun relevé piézométrique n'a jamais établie ».

M. CAMBEFORT dit que le cas d'épaisseur nulle n'existe pas dans la réalité et que c'est une vue de l'esprit.

M. LONDE est parfaitement d'accord et ajoute que le rideau classique à une seule ligne de forages ne permet pas, dans la grande majorité des roches, de créer une perte de charge appréciable.

M. ZAOUÏ ajoute une remarque au problème de l'étanchéité: « La corrélation entre l'état de contrainte d'une

roche et l'épaisseur des fissures explique bien le rôle d'écran hydraulique susceptible d'être joué par la partie aval comprimée des assises d'un barrage. Mais il convient dans chaque cas particulier de comparer la courbe donnant la loi de compression selon la profondeur avec les caractéristiques hydrodynamiques des terrains fissurés à partir de la surface du sol. Si l'extension de la zone comprimée n'est pas suffisante, il subsistera en profondeur des fissures ouvertes. Or, c'est une constatation courante en hydraulique, aussi bien pour des manœuvres des vannes que pour des écrans partiels en milieu poreux ou non, qu'un faible pourcentage d'ouverture laisse passer une proportion du débit total beaucoup plus considérable que celle à laquelle on pourrait s'attendre. »

M. LONDE rappelle qu'il traite des milieux fissurés courants dans lesquels les fissures sont naturellement fermées en profondeur.

M. VAN MASSENHOVE a effectué pendant de nombreuses années des injections en vue de la réalisation des écrans d'étanchéité de barrages. Il a observé pratiquement dans tous ses travaux un niveau piézométrique à l'amont du rideau qui était celui du lac; de plus, dans la zone située immédiatement à l'aval du rideau, le niveau piézométrique était fortement rabattu. Quant au problème de la très fine fissuration, si on ne peut injecter aucun produit, il est bien certain, comme le dit le conférencier, que le rideau ne servira à rien. Par contre, dans la pratique il y a toujours quelques fissures dans lesquelles on arrive à introduire des matériaux par injection. Dans ce cas, on peut admettre que dans ces plans de fissures, on fera naître des pressions, qui introduiront des contraintes dans les terrains voisins, ce qui pourra, suivant la théorie développée, fermer ces fines

fissurations. Il n'y aurait pas lieu à ce moment, au contraire, de considérer les injections comme inutiles.

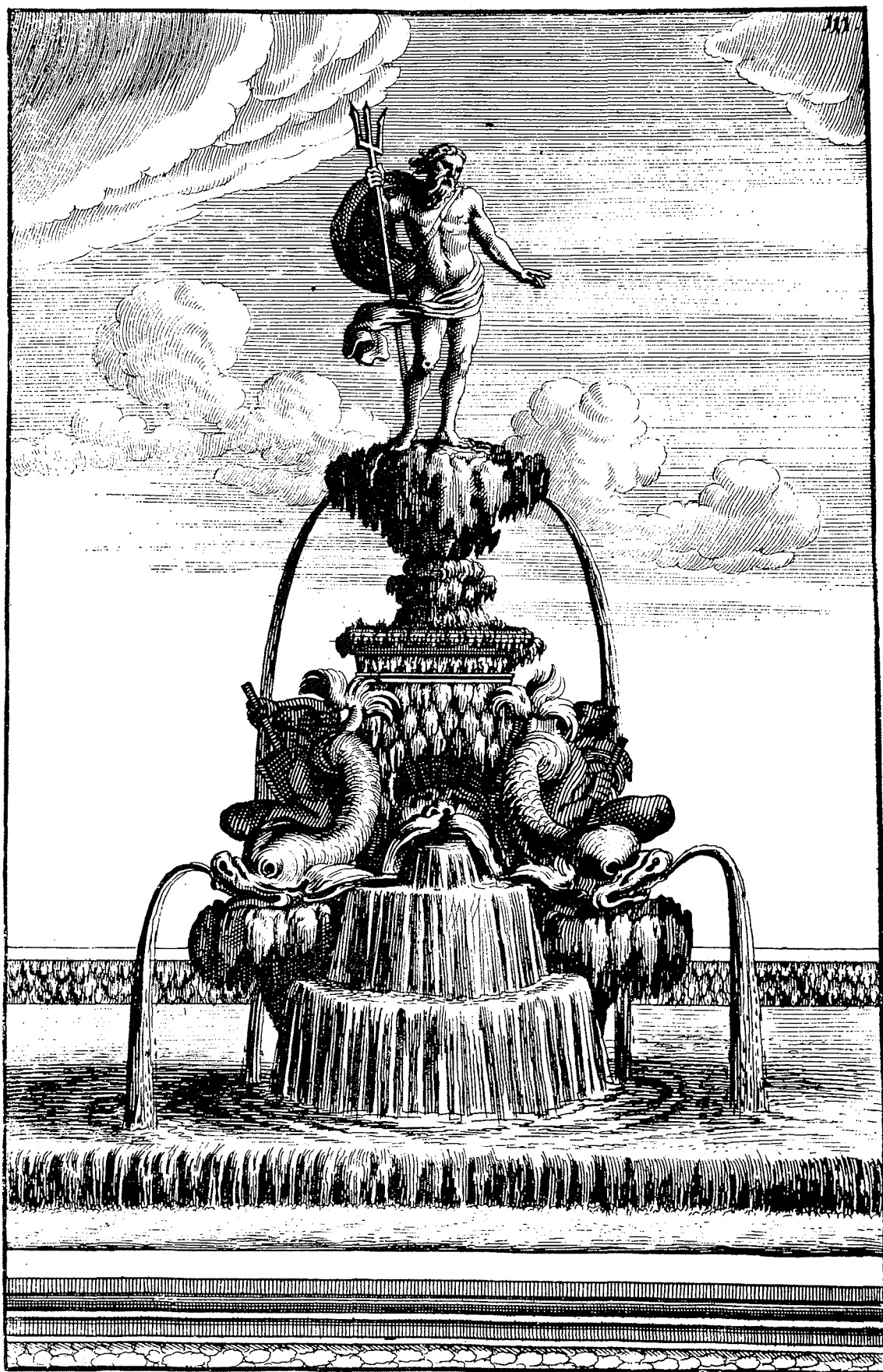
M. CAMBEFORT ajoute qu'à l'heure actuelle, avec des produits qui coûtent peut-être très cher, les fissures les plus fines qui soient sont parfaitement injectables. C'est une affaire de crédit.

M. LONDE accorde que c'est bien une affaire de crédit, mais, d'après les observations faites à ce jour, il est permis de penser que la dépense en serait faite en pure perte, un drainage bien disposé pouvant alors assurer la sécurité.

M. le Président voudrait conclure en fixant les critères d'après lesquels on jugera que les fissures ne sont pas assez fines pour être injectées et qu'elles sont assez fines pour justifier un traitement chimique onéreux.

M. CAMBEFORT indique que c'est une question d'espèce. Si l'on peut monter en pression, les fissures s'ouvrent et, même très fines initialement, peuvent être parfaitement injectées au ciment. Il peut en résulter un léger soulèvement de la surface du sol, qui d'ailleurs n'est pas toujours gênant, contrairement à ce que l'on croit souvent. Si une telle méthode est inapplicable, il faut avoir recours aux produits chimiques qui peuvent facilement pénétrer dans toutes les fissures où l'eau peut s'écouler, si fines soient-elles. Dans ces cas limites, des essais d'injection *in situ* sont indispensables pour préciser la nature des coulis et la méthode d'injection.

M. LONDE estime qu'un rocher où de telles techniques d'injection sont nécessaires est probablement assez imperméable pour que les pertes d'eau soient négligeables. La sécurité quant aux pressions interstitielles est alors seulement assurée, et à très bon compte, par le drainage.



Gravure extraite de *Architectura curiosa nova* par G. A. BÖCKLERN
Nuremberg (1664)