

# Tendances actuelles et difficultés en mécanique des roches

Autor(en): **Jaeger, Charles**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 43: **Prof. G. Schnitter zum 65. Geburtstag, 2. Heft**

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68294>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

*Prof. G. Schnitter zum 65. Geburtstag*  
*Zweites Heft*

**Tendances actuelles et difficultés en mécanique des roches**

DK 624.131.25

Par Charles Jaeger, Ing. dipl. EPF, Dr. sc. techn., Prof., Rugby, Angleterre

I.

Lorsqu'on fait l'historique des premiers travaux en mécanique des roches on peut aisément remonter aux années 1878 et suivantes lorsque Rhiza, puis Heim, ont posé les premiers principes relatifs aux tensions régnant dans les roches en profondeur. Puis vint la période de 1920-21, marquée par le soudain intérêt des ingénieurs suisses pour les déformations rocheuses, de nature élastique ou plastique, mesurées en galeries. A ce moment-là, les techniciens avaient en mains les premiers éléments d'une théorie des roches; mais il ne se trouva personne prêt à faire, pour les roches, l'effort de réflexion systématique et de synthèse qu'un Terzaghi entreprenait, vers cette même époque, en mécanique des sols.

Pourquoi la mécanique des roches n'eût-elle pas un développement parallèle à la mécanique des sols?

Il faut attendre les années 1950 à 1960 (avec le traité de J. Talobre sur la Mécanique des Roches en 1957, et celui de L. Müller, «Der Felsbau», dont le tome premier a paru en 1963), pour que vraiment on eût l'impression d'une science nouvelle en voie de développement rapide. Les travaux publiés à cette époque récente donnent confiance et cette confiance se reflète dans les rapports et publications des 7e et 8e Congrès des Grands Barrages à Rome (1961) et Edimbourg (1964). Mais, cependant, pas entièrement: il y a encore bien des obstacles en vue.

Revenons aux faits. Prenons comme point de départ un brillant article de Müller publié le 28 février 1963 dans la Schweizerische

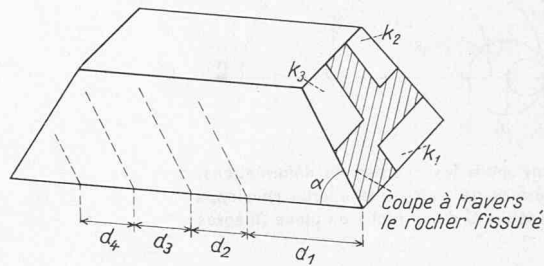


Fig. 1. Etude des plans de fissuration d'après L. Müller et l'Ecole autrichienne.  $k_1, k_2, k_3, \dots$  surfaces fissurées,  $d_1, d_2, d_3, \dots$  distances entre plans de fissuration

Bauzeitung [16]\*, ou le résumé de K. W. John [11], un disciple de Müller, dans les Proceedings de l'A.S.C.E., Vol. 88, SM 4, août 1962. Ces auteurs décrivent la structure des roches: la direction angulaire et l'azimut des fissures, leur étendue, leur nombre, et leur espacement; les coefficients de cohésion et de frottement internes du rocher en pleine masse et le long des plans de fissuration (Fig. 1). On compare alors les tensions internes du rocher, telles qu'on les obtient par le calcul, et la résistance locale du rocher, telle qu'elle est obtenue par sa description géomécanique (diagrammes de Pacher).

\*) Les chiffres entre parenthèses se rapportent à la bibliographie.

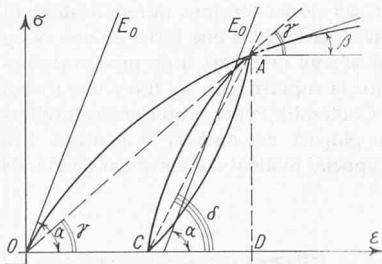


Fig. 2a. Définitions du module d'élasticité et du module de déformation totale d'une roche

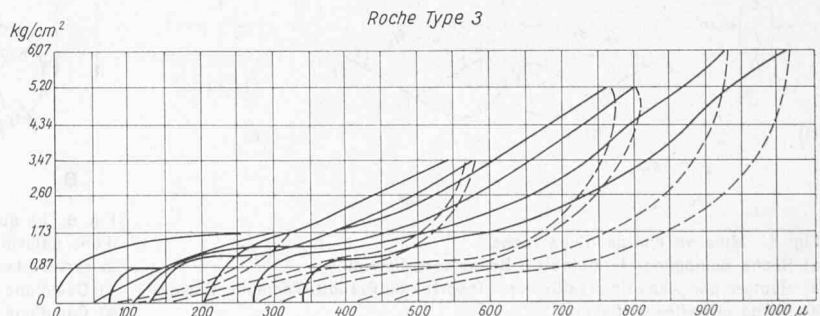
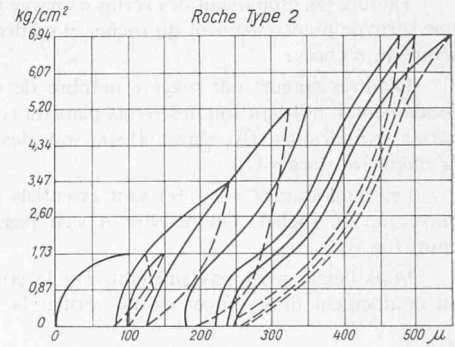
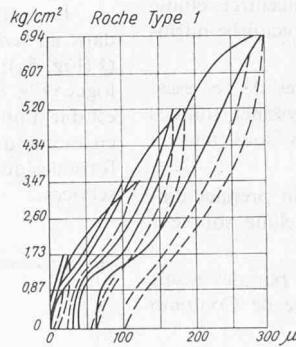


Fig. 2b (à droite). Essai de classification des roches d'après les courbes déformations-tensions (Oberti)

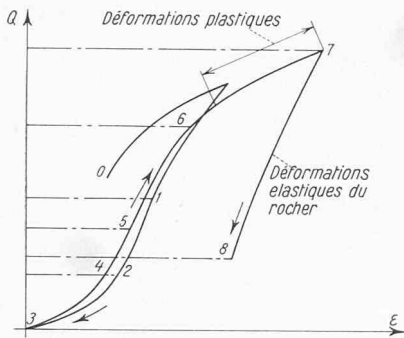


Fig. 3. Relations entre les courbes de déformations-tensions, les cercles de Mohr et la courbe enveloppe ou courbe intrinsèque C d'une roche en place (d'après Talobre)

Cette analyse générale requiert nombre de données supplémentaires que l'on cherche à obtenir par des essais.

L'essai classique est l'essai de déformation du rocher sous charge de compression. On trace ainsi des diagrammes des déformations  $\epsilon$  sous tensions de compression  $\sigma$  obtenues par application de vérins hydrauliques. En traçant soit des tangentes, soit des sécantes à la courbe  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  on définit de diverses façons le module d'élasticité (Elastizitätsmodul)  $E$  du rocher (Fig. 2).

En répétant l'essai on s'aperçoit que les courbes  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  présentent un phénomène d'hystérésis. Lorsqu'on décharge le rocher, la courbe ne revient pas au point d'origine 0. Il reste une déformation permanente, non réversible. On parle alors de fermeture de fissures, de déformation plastique, et l'on définit un module de déformation totale (Verformungsmodul) englobant toutes des déformations élastiques et non élastiques.

Talobre [5], employant des vérins à charge très concentrée, étudie une sorte de poinçonnement du rocher et en déduit la «courbe intrinsèque du rocher».

D'autres auteurs ont suggéré nombre de variantes de cet essai fondamental, utilisant soit des vérins plats du type Freyssinet, soit des vérins cylindriques (A. Mayer [18]), soit des câbles sous tension (Zienkiewicz, Jaeger [7]).

Les diagrammes  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  sont essentiels pour un premier diagnostic du rocher. On ne saurait s'en passer, quelque soit leur coût (Fig. 3).

Mais l'essai n'est pas suffisant. On le complète par des essais au cisaillement dont l'objet est de vérifier la formule de Coulomb

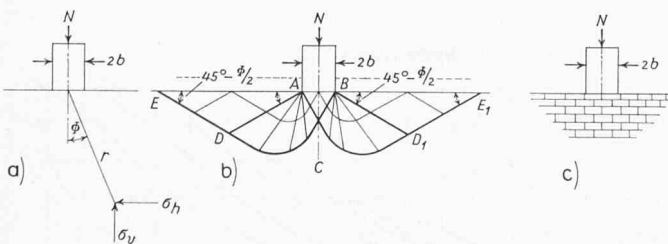


Fig. 5. Mise en charge d'une roche: a) Roche homogène; formules de Boussinesq-Cerrutti b) Rupture par plans de cisaillement. Théories de Prandtl, Terzaghi, Caquot c) Roche stratifiée et fissurée

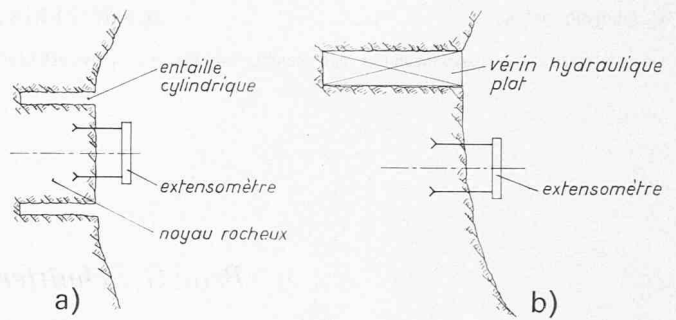


Fig. 4. Mesure des tensions naturelles d'une roche en profondeur: a) d'après Oberti (mesure des déformations) b) d'après Freyssinet (mesure des tensions)

$$\tau = \tau_0 + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

où  $\tau$  = effort de cisaillement,

$\sigma$  = effort de compression,

$\tau_0$  = cohésion interne du rocher,

$\varphi$  = angle de frottement interne du rocher.

On obtient ainsi la valeur réelle des coefficients  $\tau_0$  et  $\varphi$  pour la roche en place. Müller a développé cette technique lors de l'analyse du barrage de Kurobe IV (Japon), de façon à obtenir les valeurs de  $\tau_0$  et  $\varphi$  long des fractures dangereuses du rocher. Rocha, au 8e Congrès des Grands Barrages (Edimbourg, 1964) a proposé, vu l'importance de ces essais, de les normaliser. Les japonais ont décrit dans leur rapport R. 10 au 8e Congrès des Grands Barrages d'Edimbourg une méthode nouvelle déterminant la résistance au cisaillement en opérant une traction sur la roche [26].

Une troisième série d'essais permet de déterminer l'état de tension naturelle du rocher. L'hypothèse de Heim [1] prédit qu'à une certaine profondeur la compression verticale du rocher est probablement égale au poids du rocher sis au dessus du point considéré. De plus, Heim prédit que la composante horizontale des tensions est du même ordre de grandeur que la composante verticale. De nombreuses mesures en pleine roche ont confirmé la validité de l'hypothèse de Heim. Des expérimentateurs, utilisant une méthode de mesure simple (Fig. 4), ont été étonnés de trouver qu'en certains cas la composante horizontale des tensions naturelles du rocher peut être plusieurs fois plus forte que la composante verticale.

Les trois séries de mesures, complétant la description générale du rocher d'après Müller et Pacher, donnent – en règle générale – une idée correcte de la nature du rocher.

## II.

La discussion des principes de la mécanique des roches a, récemment, porté sur d'autres points.

Boussinesq et Cerrutti ont calculé les tensions qui se produisent dans un semi-espace non limité sous l'effet d'une force unique  $N$  ou  $Q$  (Fig. 5a); Prandtl et Caquot se sont intéressés à un problème analogue (Fig. 5b) en supposant que la rupture d'un sol (ou d'une roche) est due à un glissement (loi de Coulomb). Peut-on utiliser ces résultats en mécanique des roches? La plupart des auteurs le pensent. Les formules que nous venons de rappeler rendent certainement de grands services.

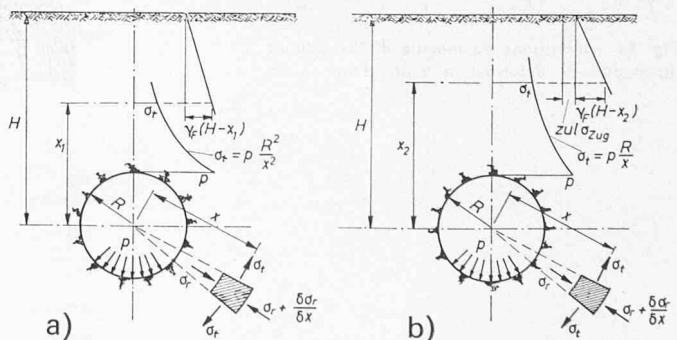


Fig. 6. La qualité du rocher influence la distribution des tensions. Exemple d'une galerie non-révetue d'eau sous pression. Courbes des tensions dans la roche (Jaeger):

a) Cas d'une roche saine, compacte

b) Cas d'une roche fissurée radialement

Krsmanovics (Jougoslavie) [21], puis Trollope (Australie), ont étudié en laboratoire le cas de la Fig. 5c, où la force  $N$  pèse sur un demi-espace formé de blocs superposés les uns aux autres représentant un rocher fissuré. Ce cas simple montre que la distribution des tensions peut être très différente de ce que les formules de Boussinesq donnent.

On savait déjà, depuis les essais comparatifs faits pour le barrage de Vajont sur deux modèles, l'un avec rocher supposé non fissuré, l'autre avec rocher supposé fissuré, combien les déformations globales dépendent, non seulement des modules d'élasticité relatifs du rocher et du béton, mais encore de la fissuration du béton [8].

Dans quelle mesure peut-on, dans les calculs, tenir compte de l'état réel du rocher ?

On peut tout d'abord résoudre un cas simple, facilement accessible au calcul [7]. Soit une galerie sous pression, de diamètre  $D = 2R$ , non revêtue, remplie d'eau à la pression  $p$ . A quelle profondeur  $H$  faut-il descendre pour que des conditions de sécurité analogues soient obtenues dans le cas -

- d'une roche saine (Fig. 6a),
- d'une roche fissurée radialement (fig. 6b),
- d'une roche broyée autour de la galerie.

On peut montrer que les trois cas sont accessibles au calcul et que la réponse (valeur de  $H$ ) dépend largement de la qualité de la roche.

D'autres cas intéressants ont été traités par le calcul. Zienkiewicz [27] a traité le cas d'un barrage à contreforts placé en amont d'une large fissure (fig. 7c).

Les méthodes de calcul modernes permettent d'analyser des cas où l'hypothèse du semi-espace homogène n'est pas acceptable. C'est un acquit d'importance. On oublie trop souvent que tout barrage soumis à une poussée horizontale  $H$  provoque des tensions horizontales  $\sigma_h$  de traction dans les fondations (fig. 7a). Zienkiewicz a également reconnu des efforts de traction  $\sigma_h$  dans les fondations d'un barrage ancré par cables  $Z$  (fig. 7b).

Que deviennent ces tractions dans une roche fissurée? Que deviennent-elles dans une roche fissurée parcourue d'un courant d'eaux d'infiltration?

### III.

La mécanique des roches pourrait se flatter de ses progrès récents: elle paraît susceptible d'acquiescer une certaine maturité.

Pendant divers événements récents viennent troubler cet équilibre. De 1959 à 1964 on mentionne cinq catastrophes majeures concernant des barrages, sans compter les quotidiennes difficultés rencontrées dans divers travaux souterrains. Ces ruptures de barrages sont des cas tout à fait exceptionnels: ils n'en sont pas moins graves.

La rupture du barrage évidé (à contreforts) de *Vega de Tera* (9 janvier 1959) est expliquée par le faible rapport du module d'élasticité de la maçonnerie de moellons des contreforts comparé au module d'élasticité du béton du voile amont du barrage [31].

La défaillance du barrage en terre de *Baldwin Hill* est attribuée à de massives infiltrations d'eau le long d'une fissure de rocher. Déterminer la cause réelle de ces infiltrations ressort du domaine de la géologie et non point de la mécanique des roches.

On n'est pas très bien orienté au sujet de l'accident du barrage de *El Fraile* au Pérou. Il semble qu'on se trouve en présence de la montée des pressions hydrostatiques dans des fissures du rocher, consécutives au remplissage du réservoir et du décollement de larges plaques rocheuses, poussant au vide sous l'effet de cette pression.

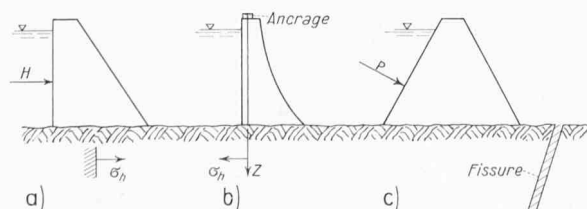


Fig. 7. Calcul des tensions sous un barrage:  
a) Efforts de tractions horizontales  $\sigma_h$  sous un barrage gravité, réservoir plein.  
b) Efforts de tractions horizontales  $\sigma_h$  sous un barrage ancré (force  $Z$ ), réservoir plein (Zienkiewicz)  
c) Calcul d'un barrage à contreforts dans le cas d'une large fissure du rocher (Zienkiewicz)

Les problèmes posés par la tragique rupture de Malpasset et le non moins tragique glissement rocheux de Vajont sont de nature beaucoup plus complexe.

Nous allons voir que dans les deux cas les ingénieurs peuvent décrire le processus mécanique aboutissant au désastre. Par contre, la mécanique des roches n'est pas capable d'affirmer de façon absolument certaine quelles sont les causes précises qui expliquent la faiblesse du rocher conduisant à sa rupture finale.

*Malpasset*, 3 décembre 1959 [19], Fig. 8.

Les mécaniciens expliquent que le barrage arqué de Malpasset décrit une rotation autour d'un point fixe situé à son aile droite. Au centre du barrage le pied du barrage se déplaçait de 80 cm en direction à peu près radiale alors que l'appui de gauche fut poussé, en direction tangentielle à l'arc, de 2,20 m environ. Ces déplacements énormes furent accompagnés d'une rupture par cisaillement horizontal de la partie centre et centre gauche de la voûte, environ au quart ou au cinquième de sa hauteur. Une «voûte active» enjamba cette fissure horizontale, la voûte prenant sur elle toute la poussée hydrostatique. Cette voûte prenait naissance près des fondations immédiatement à la droite du centre du barrage; le béton encore en place, écrasé sous d'énormes efforts de compression, en témoigne. L'autre extrémité de la voûte prenait appui sur l'ancrage gauche du barrage. On a calculé que pour le déplacer de plus de 2 m tangentielle, la poussée de la voûte a dû dépasser la valeur énorme de 18 000 tonnes.

Au cours des discussions consécutives à la rupture du barrage, on apprit qu'elle fut précédée par un déplacement radial d'ensemble du pied du barrage de quelques centimètres. La roche commençait à céder. On peut encore suivre, en amont du pied du barrage, rive droite, une fissure du rocher de 15 cm environ, suite d'un déplacement plus considérable au moment de la rupture. Une seconde fissure, à l'aval de l'aile droite, est plus difficile à expliquer.

La faiblesse du rocher amorça le mouvement général plusieurs jours avant la rupture, mais une demi-heure avant la rupture personne ne se doutait de rien. Les géologues ont décrit le gneiss de Malpasset comme étant une roche compacte, non susceptible d'absorber du lait de ciment en injections sous pression. Les ingénieurs acceptèrent cette description de la roche.

En quoi Malpasset se différencie-t-il d'autres barrages, de hauteur et de module d'élançement analogue? Pourquoi seul Malpasset s'est-il rompu?

On a invoqué l'existence possible d'une couche d'argile très mince lubrifiant des failles rocheuses. Cet argument ne semble pas devoir convaincre les experts en barrages arqués, qui invoqueront la direction plongeante des forces résultantes aux appuis et l'ancrage énorme de l'appui en béton, rive gauche, capable de retenir la voûte, compte tenu d'une fissure locale des roches de fondation. On a pensé à une faiblesse locale du rocher, rive gauche; à une valeur très basse du module  $E$  de certaines couches rocheuses. Cette faiblesse n'est nullement prouvée et, le fut elle, n'expliquerait pas la rupture brutale, telle qu'elle s'est produite.

Une faiblesse générale du rocher rive gauche n'a été invoquée par personne. On a, par contre, incriminé des fondations peu profondes.

Au cours d'essais subséquents on a reconnu que le gneiss microfissuré de Malpasset, imperméable aux courtes montées de la pression d'injection de ciment, est certainement très perméable à l'eau. Le problème serait donc d'expliquer comment des sous-pressions, agissant sur un dièdre rocheux, formé par des plans fissurés, ont pu

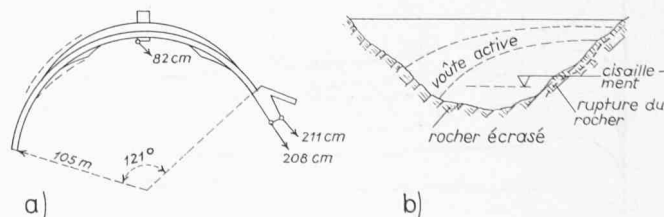


Fig. 8. Le barrage de Malpasset:  
a) Plan du barrage et diagramme des déplacements  
b) Schéma possible de la rupture: plan de rupture horizontal par cisaillement et formation d'une «voûte active»



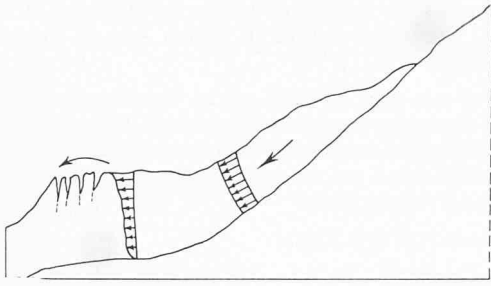


Fig. 9. Diagramme du glissement de rochers à Vajont, montrant les distributions des vitesses dans la masse rocheuse (Müller, Jaeger)

affaiblir l'aile gauche du barrage, au point de permettre sa rotation et son effondrement (communication de Londe à Edimbourg [26]).

L'hypothèse, plausible dans ses grandes lignes, est sans doute difficile à justifier en détail: Notre connaissance du mécanisme de la poussée des sous-pressions dans les roches présente encore quelques lacunes.

Vajont, 9 octobre 1963 [22, 28, 29, 30], fig. 9.

Dès 1957, des experts suivaient de très près le très lent glissement rocheux sur la rive gauche de la gorge de Vajont. Les hautes falaises rive gauche avaient été oscultées par ondes sismiques. Le module d'élasticité était très élevé et certains géologues déclaraient qu'il s'agissait de roches en place. D'autres étaient d'avis contraire. Un premier glissement avait dû se produire il y a des millions d'années.

Le 4 novembre 1960 un glissement d'importance limitée concernant environ 700 000 m<sup>3</sup> se produisit. A suivre le mouvement de très près les experts conclurent que, peu à peu, les roches des hautes falaises basculeraient dans la gorge, la combleraient, coupant en deux le réservoir, mais peu à peu consolidant, par leur masse accumulée, le pied du glissement dont le mouvement serait finalement arrêté.

Ce qui se produisit, fut – tout au contraire – une sorte d'explosion gigantesque. 300 000 000 m<sup>3</sup> de roche glissèrent le long d'une surface en forme de selle. Les falaises rive gauche, soulevées, passèrent par dessus la profonde gorge et vinrent échouer 140 m plus haut sur la rive droite de la gorge [28].

C'est un problème de mécanique à résoudre [30]. Les quantités de mouvement en jeu sont de l'ordre de plusieurs centaines de millions de tonnes: un chiffre difficile à concevoir. La vitesse de glissement qui, quelques heures avant l'instant fatal, était de l'ordre de 30 cm par jour, dut atteindre 50 m/s ou plus.

On a pensé à calculer les poussées hydrostatiques de la nappe phréatique dans les fissures rocheuses. En baissant le niveau du lac, au cours des jours qui précéderent le glissement, on mit en jeu des forces de l'ordre de quelques millions de tonnes: en plus ou en moins, selon les calculs: on est loin de compte.

Du point de vue mécanique, mais non pas géologique, on peut invoquer quelques faits supplémentaires [30].

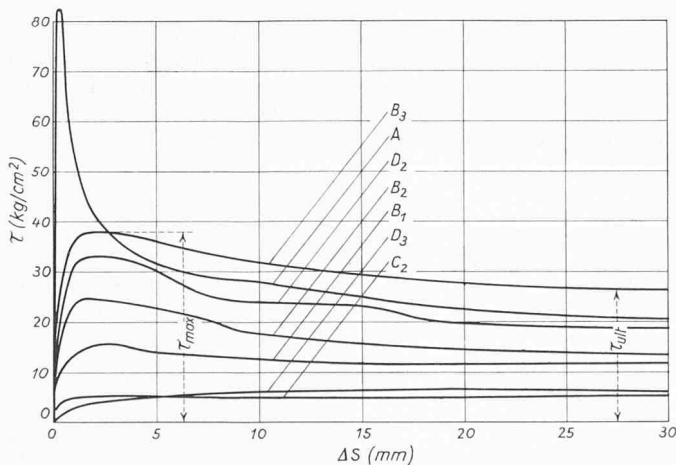


Fig. 10. La résistance maximale au cisaillement  $T_{max}$  dépend des déformations  $\Delta s$  parallèles à  $T_{max}$ . Résultats d'essais effectués sur différents types de roches par Krsmanovics et Langof

Il ne faudrait pas conclure que les très graves difficultés d'interprétation du comportement de certaines roches ruinent des années d'efforts. Le peu qui est, à ce jour, acquis en mécanique des roches, reste acquis. Mais il faut rechercher des lignes d'action nouvelles. On n'est pas sans indications sur la direction probable à donner aux recherches futures.

On sait, en mécanique des sols, que l'on peut mesurer la valeur de l'effort de cisaillement de rupture  $\tau_{max}$ . Dans certains sols, à mesure que les déplacements  $\epsilon_r$  le long de la surface de glissement augmentent avec le temps, la valeur de  $\tau_{max}$  décroît. Un talus stable pendant longtemps se met à glisser (Skempton [29]). Certains schistes se comportent de façon analogue (Krsmanovic [20], fig. 10). La résistance limite  $\tau_{max}$  au glissement dépend des déplacements préalables  $\epsilon$  et l'on songe à classer certaines roches d'après le couple de valeurs  $\tau_{max}$  et  $\epsilon$  [20]. Ne peut-on penser également qu'au cours de plusieurs années de faibles glissements de long d'une surface de roche dure, une roche plus tendre se désagrège, se pulvérise, lubrifiant la surface au point de réduire l'angle de glissement  $\varphi$ ? Lorsque le glissement s'accélère, le frottement diminue, à l'inverse de ce qui se produit dans un liquide turbulent. Que conclure?

Tel est un domaine nouveau ouvert à la recherche.

Habib, du Laboratoire de l'Ecole Polytechnique de Paris, a mentionné au 8e Congrès des Grands Barrages (Edimbourg [26]) quelques résultats du plus haut intérêt (fig. 11). Il a mis à l'étude de petites éprouvettes rocheuses cylindriques de 7 cm de diamètre et de 17 cm de haut, perforées d'un trou cylindrique de 1 cm de diamètre. Les éprouvettes sont soumises à des essais de filtration d'eau. On peut soit forcer de l'eau par le trou central: elle suintera par la surface extérieure du cylindre, créant des efforts tangentiels de traction dans l'éprouvette. On peut aussi forcer l'eau en sens inverse, de l'extérieur de l'éprouvette vers le puits central. L'éprouvette est mise en compression.

Habib a mis à l'essai des éprouvettes de grès poreux. L'éprouvette se comportait de façon à peu près analogue à la compression et à la traction pour éclater soudainement lorsque les efforts de traction atteignaient une certaine valeur (Borovicka, à Vienne, a fait éclater de même du marbre [12]).

Un gneiss microfissuré se comporte de façon très différente à la compression et à la traction. A la traction, sa perméabilité (faible en compression) augmente rapidement jusqu'à rupture soudaine.

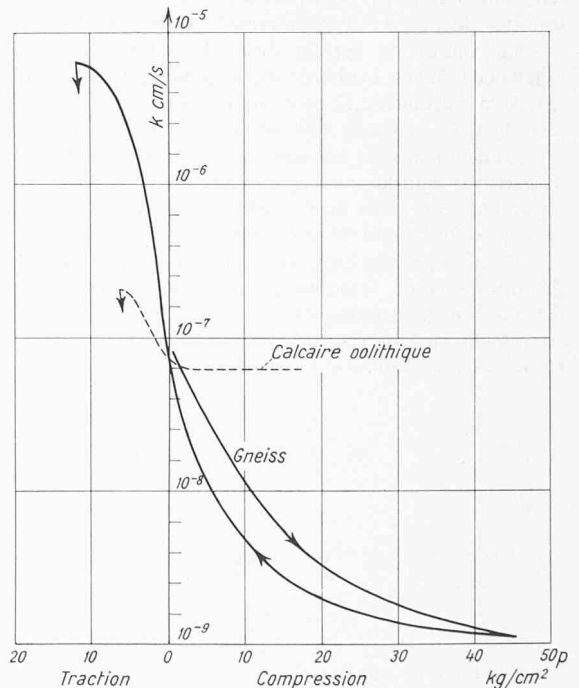


Fig. 11. Variation du coefficient de perméabilité de deux spécimens de roches (calcaire oolithique et gneiss) selon que la pression interstitielle  $p$  met la roche en compression ou en traction (d'après Habib, Paris, communication faite au Congrès d'Edimbourg, 1964)

Ce sont là des résultats du plus vif intérêt. Ils complètent de façon très intéressante d'autres résultats obtenus au Laboratoire de Lisbonne (Serafim [9], Hamrol [14]) établissant des relations essentielles (Fig. 12) entre un indice «i» de porosité (ou coefficient d'altération ainsi que l'appelle Serafim) et la résistance ( $\sigma_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$ ) et le module  $E$  de ces mêmes roches (gneiss, schistes).

Les mesures sismiques entreprises entre 1957 et 1963 sur les falaises rive gauche de la gorge de Vajont ont prouvé avec quelle rapidité une roche, saine d'apparence, peut se désintégrer.

On peut se demander s'il ne convient pas d'introduire une notion nouvelle: celle du vieillissement des roches – sous entendu vieillissement prématuré. Ce vieillissement serait susceptible de formes diverses, par exemple:

Vieillescence chimique dû à l'altération chimique des roches;

Vieillescence dû à une fissuration ou broyage par suite d'efforts excessifs (falaises de Vajont);

Vieillescence par suite de formation – lente ou très rapide – de surfaces de glissement;

Vieillescence par suite d'un gradient hydrodynamique excessif dans les pores des roches;

Vieillescence par éclatement interne et fissuration causés par certains types de pression intersticielles.

L'étude progressive, au laboratoire et en nature, de ces divers problèmes nous permettra peu à peu de juger quelle importance leur attacher dans les projets de barrages ou de tunnels et cavernes souterraines.

### Conclusions

Cette incursion dans le domaine de la mécanique des roches nous montre une discipline difficile, lente à prendre le départ. Pendant longtemps, en matière de fondations sur roches, en matière de tunnels et galeries, des décisions importantes étaient prises «au juger». Avec un remarquable succès d'ailleurs, si l'on songe à tous les grands barrages et aux grands tunnels ferroviaires et routiers construits depuis près de cent ans dans le monde.

Vers 1955 un effort d'ensemble se dessine pour donner à cette science nouvelle des fondations systématiques. La lecture des rapports soumis au 7e Congrès des Grands Barrages (Rome 1961) et celle des commentaires de l'époque laissent les ingénieurs sous l'impression que la mécanique des roches avait atteint un point de maturité.

Les accidents, tout à fait exceptionnels, mais néanmoins très inquiétants, de Malpasset et de Vajont laissent planer quelques ombres sur ce tableau. Nombreux sont ceux qui restent inquiets.

La tendance actuelle est orientée vers un effort nouveau. Le but du présent exposé est de montrer quelles voies sont dès maintenant ouvertes à la recherche. A mesure qu'elle progressera, d'autres voies, sans doute, s'ouvriront aux chercheurs.

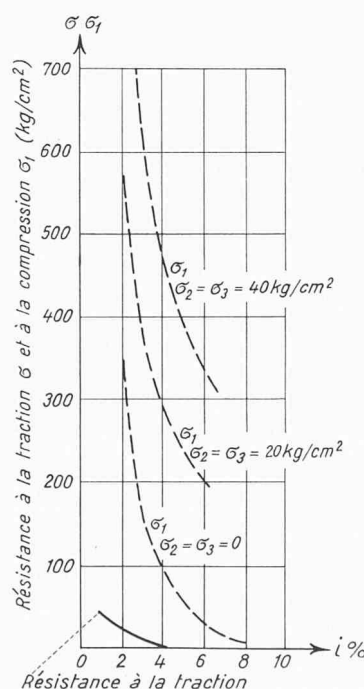


Fig. 12. Les principales caractéristiques de certaines roches dépendent du module «i» de porosité (d'après Serafim, Lopes et Hamrol): Résistance à la traction et à la compression en fonction du module «i». Le module d'élasticité  $E$  varie de façon analogue

### Bibliographie

- [1] Heim, H.: Mechanismus der Gebirgsbildung. Basel, 1878.
- [2] Harrison, J. V. et Falcon, N. L.: The Saidmarreh Landslip, South West Iran. «Geographical Journal», Vol. 89, 1937.
- [3] Jaeger, Ch.: Present Trends in the Design of Pressure Tunnels and Shafts for Underground Hydro-Electric Power Stations. «Proc. Inst. Civil Eng.», London, Mars 1955.
- [4] Rabcewicz, L. v.: Die Ankerung im Tunnelbau. «Schw. Bauzeitung», 75e année, No. 9, 1957.
- [5] Talobre, J.: La mécanique des roches. Paris 1957.
- [6] Oberti, G.: Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristik der Verformbarkeit der Felsen. «Geologie und Bauwesen», Vol. 25, No. 2/3, 1960.
- [7] Jaeger, Ch.: Rock Mechanics and Hydro Power Engineering. «Water Power», Vol. 13, No. 9/10, 1961.
- [8] Pancini, M.: Results of the first series of tests performed on a model of the Vajont Dam. Intern. Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik. Salzburg, Oktober 19/20, 1961.
- [8a] Pancini, M.: Observation and Surveys on the Abutments of the Vajont Dam. «Geologie und Bauwesen», Vol. 26, No. 3, 1961.
- [9] Serafim, L. et Lopez: In situ shear tests and tri-axial tests of foundation on rocks of concrete dams. 5th Congress Soil Mechanics, Paris 1961.
- [10] Leliavsky, S.: Rock Mechanics and the 7th Congress on Large Dams, Rome, 1961. «The Engineer», Vol. 214, No. 5559/62, Août 10, 17, 23, 31, 1962.
- [11] John, K. W.: An Approach to Rock Mechanics. «Proc. A.S.C.E.», Vol. 88, S.M. 4, Août 1962.
- [12] Borowicka, H.: Bodenmechanik – Felsmechanik. Mitt. Inst. f. Grundbau, Techn. Hochschule Wien, Juin 1962.
- [13] Rabcewicz, L. v.: Aus der Praxis des Tunnelbaues. «Geologie und Bauwesen», Vol. 27, No. 3/4, 1962.
- [14] Hamrol: A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks. Lab. Nacional de Engenharia Civ. Publication No. 142, Lisbonne, 1962.
- [15] Jaeger, Ch.: Der heutige Stand der Mechanik des Felsens und ihre Beziehungen zum Wasserkraftbau. «Die Bautechnik», Vol. 39, No. 3, Mars 1962.
- [16] Müller, L.: Die technischen Eigenschaften des Gebirges. «Schw. Bauzeitung», 81e année, No. 9, Février 1963.
- [17] Müller, L.: Der Felsbau, Vol. 1. Stuttgart, 1963.
- [18] Mayer, A.: Recent work in rock mechanics. Third Rankine Lecture, Géotechnique, Londres, Juin 1963.
- [19] Jaeger, Ch.: The Malpasset Report. «Water Power», Février 1963.
- [20] Krsmanovic D. et Langof, Z.: Large scale laboratory tests on shear strength in rocky material. 14th Congress Intern. Society of Rock Mechanics, Salzburg, 27/28 Septembre 1963.
- [21] Krsmanovic, D. et Milic, S.: Model Experiments on Pressure Distribution in Some Cases of Discontinuum. 14th Congress Intern. Soc. of Rock Mechanics, 27/28 Septembre 1963, Salzburg.
- [22] Kiersch, G. A.: Vajont Reservoir Disaster, «Civil Engineering» (New York), Mars 1964.
- [23] Jaeger, Ch.: Bemerkungen zum Problem Felsmechanik und Wasserkraftbau. «Die Wasserwirtschaft», Vol. 54, No. 6, Juin 1964.
- [24] Jaeger, Ch.: Rock Mechanics and Dam Design. «Water Power», Mai 1964.
- [25] Jaeger, Ch.: Rock Mechanics for Dam Foundations. «Civil Engineering» (Londres), Mai 1964.
- [26] Anonyme: The Large Dams Congress, Edinburgh, Part I. Water Power, Août 1964. (Voir en particulier le rapport Japonais R 10 et les communications verbales de Londe et de Habib).
- [27] Zienkiewicz O. et Cheung, Y. K.: Buttress Dams on Complex Rock Foundations. «Water Power», Mai 1964.
- [28] Müller, L.: The Rock Slide in the Vajont Valley. «Rock Mechanics and Engineering Geology» (Geologie und Bauwesen), Vol. 2, No. 3/4, 1964.
- [29] Skempton A. W.: Long term stability of clay slopes. 4th Rankine Lecture. Géotechnique, Londres, Juin 1964.
- [30] Jaeger, Ch.: The Vajont Rock Slide. «Water Power», Mars/Avril 1965.
- [31] Bollo, M. F.: Etude Technique de la rupture du barrage de Vega de Tera. «Revue de la Féd. Intern. du Bâtiment et des Trav. Publ.», No. 45, 1er Trimestre 1965.
- [32] Rocha, M.: Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams. Memoria No. 244. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbonne, 1965.
- [33] Zienkiewicz, O. C. et Holister, G. S.: Stress Analysis, John Wiley and Sons, New York, London, 1965.

Adresse de l'auteur: Charles Jaeger, Dr. ès sc. techn., Professor of Hydro Power Engineering, Imperial College, London, England.