Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 98 (1972)

Heft: 22

Artikel: Inventaire des essais in situ de mécanique des roches (principes et critique)

Autor: Einstein, H.H. / Descœudres, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71567

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Inventaire des essais in situ de mécanique des roches (principes et critique) [1]

par H. H. EINSTEIN [2] et F. DESCŒUDRES [3]

I. Introduction

La complexité des massifs rocheux a depuis fort longtemps incité les ingénieurs et les géologues à recourir à des essais in situ et en laboratoire (Müller [30] [4]). Le développement remarquable de la mécanique des roches durant ces dix dernières années a conduit à des progrès importants pour les essais en laboratoire sur roches et sur modèles, mais surtout pour les essais in situ (Serafim [45], Wallace et al. [51]).

Dans le cadre de cette communication, on se bornera à exposer les principes fondamentaux qui sont à la base des essais in situ et à en présenter les limitations.

Comme pour la plupart des constructions du génie civil, le calcul d'ouvrages en rocher repose sur trois éléments d'analyse :

— la modification de l'état de sollicitation existant
— la déformabilité de la roche et de l'ouvrage
— la déformation de la roche et de l'ouvrage.

La connaissance de ces trois éléments, que ce soit pour l'établissement des données du calcul ou pour le contrôle de l'ouvrage pendant et après la construction, nécessite des mesures. En mécanique des roches, les essais in situ jouent un rôle particulièrement important du fait que le comportement du massif avec ses discontinuités n'est souvent pas assimilable à celui de petites éprouvettes de laboratoire.

Les mesures nécessaires au calcul se subdivisent en 6 groupes (fig. 1) que l'on justifiera brièvement, dans le prochain chapitre.

Eléments fondamentaux de l'analyse

1. Modification de l'état de sollicitations existant
2. Déformabilité de la roche et de l'ouvrage
3. Déformation de la roche et de l'ouvrage

Mesures fondamentales in situ

1. Mesure de l'état de contrainte
2. Mesure de la variation des contraintes avec ou sans l'effet du temps
3. Mesure du comportement contrainte-déformation avec ou sans l'effet du temps
4. Mesure de la structure du massif rocheux
5. Mesure de déformations
6. Mesure de la perméabilité

Fig. 1. — Eléments fondamentaux de l'analyse. Mesures fondamentales in situ.

II. Mesures fondamentales

II.1 *Mesures relatives à l'état de sollicitation*

En principe, la connaissance des relations contrainte-déformation et de la modification des charges permet de calculer les déformations.

Mais en rocher comme dans les sols, la déformabilité dépend souvent de l'état de contrainte lui-même, ce qui signifie qu'à côté de la modification des contraintes, il faut connaître l'état initial des contraintes. Malheureusement, cet état ne dépend généralement pas uniquement de la gravité et de propriétés élastiques (Kastner [24], Lombardi [27]), mais aussi d'autres facteurs tels que la tectonique

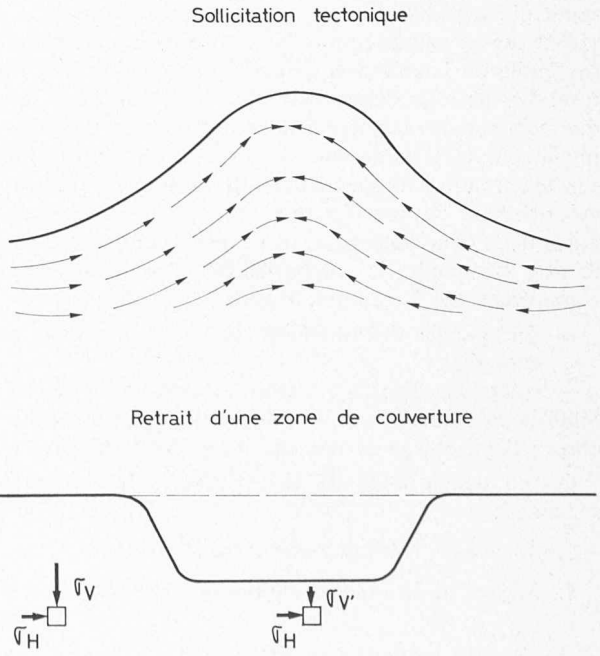

Fig. 2. — Sollicitations d'un massif rocheux qui dépassent l'influence de la gravité.

[1] Conférence prononcée à Berne, le 5 novembre 1971, devant les membres de la *Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations*, lors de la session d'automne.

[2] Dr sc. tech. EPFZ, Prof. invité à l'EPFL et professeur associé au MIT.

[3] Professeur à l'EPFL.

[4] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

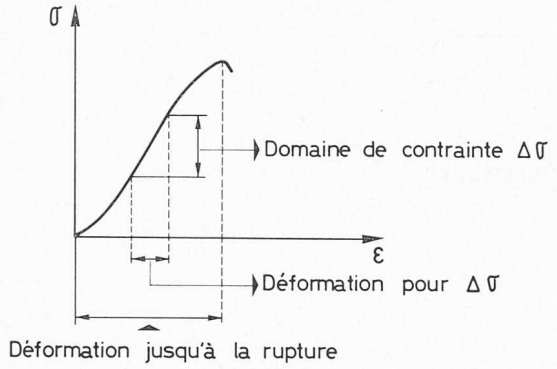

Fig. 3. — Déformabilité de la roche.

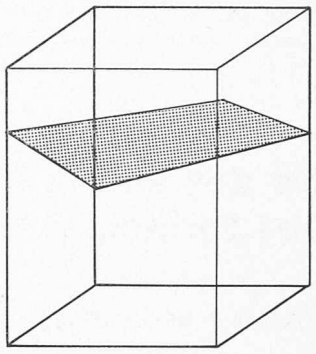

Fig. 4. — Fissure dans un massif rocheux.

ou l'histoire des charges (fig. 2). Au contraire de la mécanique des sols où l'on peut interpréter la déformabilité mesurée dans certains essais (œdomètre) pour définir l'état de contrainte in situ, cela n'est, la plupart du temps, pas possible en mécanique des roches.

La première mesure fondamentale est par conséquent :

1. *Mesure de l'état de contrainte in situ.*

Dans les calculs, les modifications de charge ou de contrainte qui sont introduites ne sont généralement qu'une simplification de la réalité. La schématisation est d'autant plus importante que la structure rocheuse étudiée est plus complexe et que l'interaction roche-ouvrage ou le comportement rhéologique (effet du temps) sont mal connus.

La vérification des hypothèses et l'amélioration des connaissances définissent la deuxième mesure fondamentale :

2. *Mesure de la variation des contraintes.*

II.2 *Mesures relatives à la déformabilité (et à la résistance)*

La déformabilité s'exprime par la déformation relative à une variation de contraintes dans un domaine donné (fig. 3). Cette variation de contraintes peut être aussi bien croissante que décroissante, encore que les déformations ne seront pas les mêmes (hystérèse). La résistance constitue le cas limite où la variation de contrainte conduit à la rupture. Les grandes dimensions d'un massif rocheux, ainsi que son caractère hétérogène, anisotrope et discontinu, impliquent qu'il faille souvent mesurer la déformabilité sur des volumes fragmentaires. Il faut alors évaluer la déformabilité du massif à partir de celle des fragments à l'aide de la connaissance de leur répartition dans l'espace. A titre d'exemple, le comportement d'un corps idéalisé comportant une fissure (fig. 4) peut être étudié :

— soit par la déformabilité du corps pris dans son ensemble

— soit par la déformabilité de la roche, par la déformabilité de la fissure et par la position de la fissure dans le corps ; l'assemblage se fait ensuite analytiquement.

On en déduit donc les deux mesures fondamentales suivantes :

3. *Mesure des relations contrainte-déformation.*

4. *Mesure de la structure du massif rocheux.*

II.3 *Mesures relatives à la déformation*

Les hypothèses simplificatrices du calcul évoquées plus haut impliquent que les déformations d'ouvrage en rocher doivent être mesurées à la fois à titre de contrôle et comme méthode d'amélioration du calcul. De plus, les mesures de déformation constituent un des éléments essentiels de l'étude du comportement contrainte-déformation. Enfin, ces mesures peuvent être très utiles dans des zones naturelles ou artificielles de stabilité douteuse. Il s'agit donc bien d'un type de mesure fondamental :

5. *Mesures de déformation*

II.4 *Mesure de perméabilité*

Bien que l'écoulement en milieu poreux ou fissuré soit en fait un problème de déformations dépendantes du temps sous variation de l'état de contrainte, la perméabilité est en général traitée comme un problème séparé et par conséquent la dernière mesure fondamentale est :

6. *Mesure de la perméabilité.*

III. Méthodes de mesure

Chacune des mesures fondamentales peut être effectuée par différentes méthodes. Les principes et les limitations doivent en être discutés, pour les principales méthodes tout au moins.

III.1 *Mesure de l'état de contraintes*

Les méthodes actuelles les plus connues pour la mesure des contraintes dans la masse rocheuse solide (Fairhurst [15], Obert [31]) peuvent être schématisées sur un tableau (fig. 5). S'y ajoutent les mesures de contraintes dans les phases fluides du massif fissuré ou poreux.

III.1.1 *Libération des contraintes*

Cette méthode existe depuis les années 1930 (voir par ex. Müller [30]) et joue toujours un rôle important (fig. 6). En principe, il s'agit d'isoler un élément (fig. 6b) du massif rocheux — considéré comme non pesant — qui se trouvait soumis au champ des contraintes naturelles (fig. 6a). Le tenseur des contraintes se trouve ainsi simplifié et réduit dans une forte proportion, sinon à zéro puisque la séparation de l'élément n'est pas totale. En mesurant la variation de contrainte entre l'état initial et l'état isolé « O », les 9 composantes — qui se réduisent à 6 par symétrie — du tenseur des contraintes initial peuvent être déterminées. Au lieu du découpage de l'élément représenté sur le dessin (fig. 6b), on peut également créer une perturbation partielle correspondant à une modification du champ des contraintes théoriquement connue.

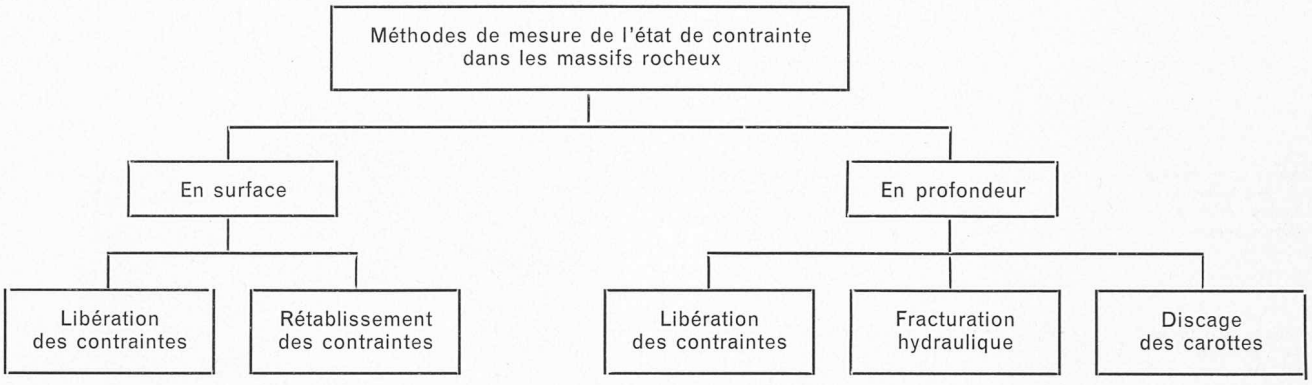

Fig. 5. — Méthodes de mesure de l'état de contrainte dans les massifs rocheux.

La variation de contraintes peut être mesurée de 3 façons différentes :

a) Mesure de la déformation causée par la séparation de l'élément dans plusieurs directions, dans un plan (fig. 6c) ou dans plusieurs plans (fig. 6d) (Overcoring). Pour en revenir aux contraintes, il faut mesurer les constantes élastiques de l'élément lui-même, par exemple en y prélevant une carotte (Austin [1], Roberts [37]).

b) Mesure de la déformation comme ci-dessus (fig. 6c, 6d) ; retrait complet de l'élément pour le placer dans un bâti qui permet de lui appliquer un champ de contraintes artificiel que l'on varie jusqu'à annuler la déformation mesurée initialement (Bieniawski et al [6], Leemann [26]). La variation des contraintes est ainsi déterminée directement sans passer par les constantes élastiques mais cela n'est possible à présent que dans un seul plan et pas dans l'espace.

c) Mesure de contraintes sur une cellule de mesure mise en place dans l'élément (fig. 6) avant sa séparation ce qui permet de mesurer directement la variation de contraintes (Méthode de N. Hast décrite par ex. par : Terzaghi [50], Roberts [37]). Il faut toutefois veiller à ce que la rigidité de la cellule de mesure n'induise pas de contraintes résiduelles dans l'élément libéré : la cellule doit être au moins dix fois plus souple que la roche pour que l'état « O » puisse s'instaurer (Berry et al [5]). Sinon une interprétation théorique reste possible à condition de connaître les rigidités respectives de la cellule et de la roche.

Deux points doivent être soulignés pour l'ensemble de ces méthodes :

— le passage des déformations aux contraintes et inversement suppose un comportement élastique linéaire puisqu'à partir d'une courbe de décharge ou de recharge, il faut calculer l'état initial naturel ;

— les 6 composantes du tenseur des contraintes (fig. 6a) nécessitent des mesures dans plusieurs plans : 3 plans dans un milieu isotrope, 2 plans dans un milieu à isotropie transversale (où les constantes élastiques sont différentes dans 2 directions perpendiculaires. (Fairhurst [15], Becker et al. [3], Hooker et al. [23])).

Les hypothèses d'élasticité et d'isotropie ne sont évidemment pas souvent conformes à la réalité. D'autres limitations de ces méthodes sont relatives à la petitesse des éléments considérés où les irrégularités locales et les fissures jouent un rôle qui peut être considérable. La mise en place

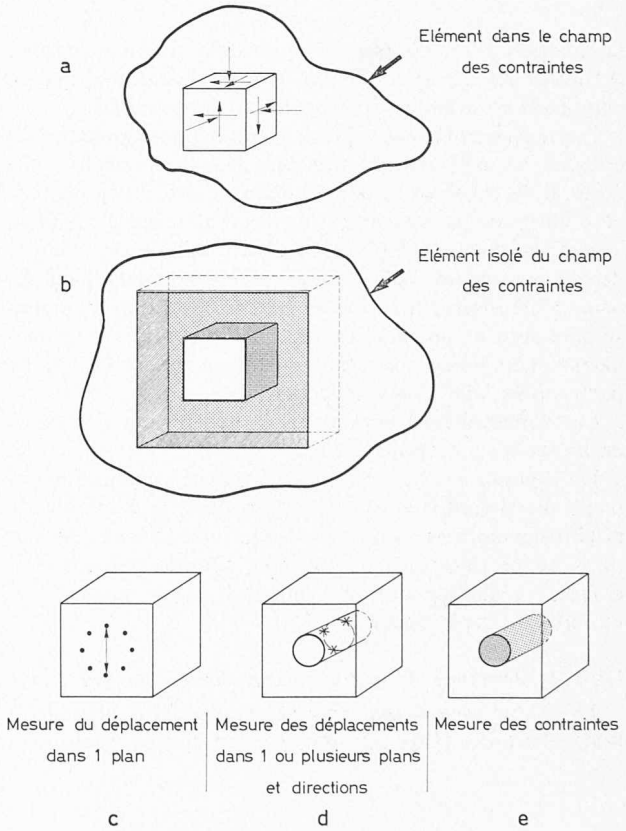

Fig. 6. — Méthode de libération des contraintes.

des appareils de mesure et les mesures elles-mêmes sont entachées d'imprécisions. (Bonnechère [7] a réalisé des essais avec différents instruments dans une même roche et sous des contraintes artificielles identiques. L'écart des méthodes atteignait 20 % pour des instruments de même type et 50 % entre instruments différents).

Ces limitations ne signifient pas qu'il faille renoncer à de telles méthodes mais qu'elles doivent être conduites avec soin. Dans la plupart des cas pratiques, la connaissance de l'orientation des contraintes principales et le rapport entre ces contraintes en ordre de grandeur constituent déjà une solide base de calcul. Cela peut être obtenu par la méthode de libération des contraintes.

III.1.2 *Rétablissement des contraintes*

Ici également, il s'agit d'isoler un élément de roche et de mesurer la déformation ainsi provoquée ; mais ensuite

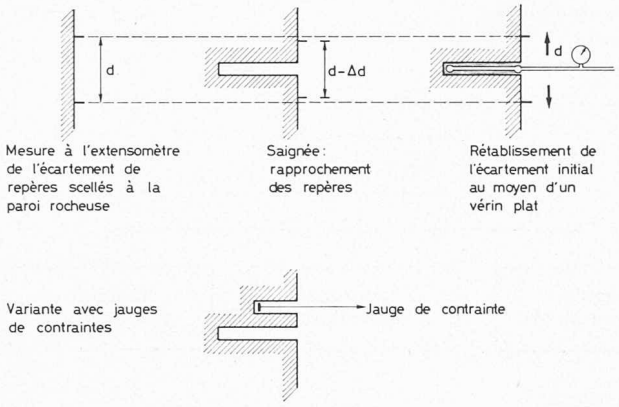

Fig. 7. — Rétablissement des contraintes.

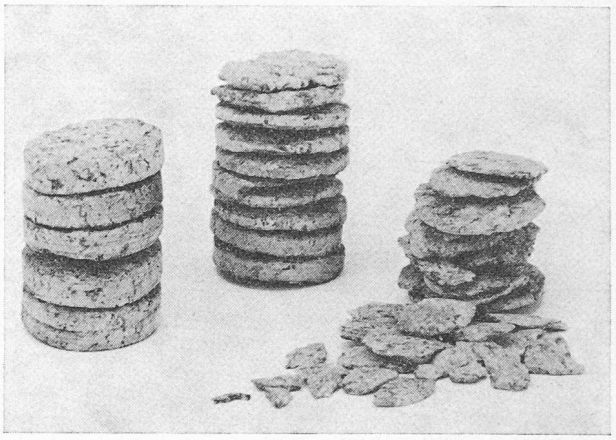

Fig. 9. — Discage des carottes de sondage. (document mis à disposition par M. Panet [33]).

la création d'un champ de contrainte intérieur permet d'annuler les déformations, en faisant l'hypothèse que ce champ de contrainte correspond au champ initial.

Pratiquement (Roberts [37]), l'essai le plus simple (fig. 7) consiste à ouvrir une saignée dans la paroi rocheuse et à mesurer le rapprochement de deux points situés de part et d'autre de la saignée ; un vérin plat scellé dans la saignée permet de rétablir l'écartement initial, avec mesure de la pression nécessaire. Deux saignées perpendiculaires sont utilisées pour mesurer un état de contrainte bidimensionnel pour autant que la direction des contraintes principales soit connue, sinon il faut une troisième saignée oblique par rapport aux deux précédentes.

Cette méthode est également appliquée pour des essais en forage à faible profondeur.

Un comportement élastique et isotrope constitue également une hypothèse fondamentale pour la méthode de rétablissement des contraintes. Des irrégularités locales de la roche ne jouent pas un rôle considérable mais les défauts de surface ont une influence importante sur les mesures de déplacement.

III.1.3 *Fracturation hydraulique et discage des carottes*

La fracturation hydraulique (Fairhurst [15], Schonfeldt [43], Haimson [19]) est utilisable en forage profond à condition qu'une direction de contrainte principale soit parallèle à l'axe du forage.

La méthode consiste à mettre en pression une partie du sondage isolée par un obturateur double, ce qui provoque des contraintes de traction dans la roche périphérique. Selon la grandeur du champ de contraintes naturelles et selon la résistance à la traction de la roche parallèlement et perpendiculairement à l'axe du forage, une fissure se développe perpendiculairement à la plus petite des contraintes principales (fig. 8). Lorsque la fissure est parallèle à l'axe du forage, les contraintes principales mineure et moyenne peuvent être déterminées en direction et en grandeur, alors que la contrainte principale majeure correspond au poids de la couverture rocheuse (Fairhurst [15]). Lorsque la fissure est normale à l'axe du forage, on peut simplement en conclure que les plus grandes contraintes sont perpendiculaires à l'axe du forage tant que le développement de l'accroissement de la fissure ne peut pas être observé.

La fracturation hydraulique ne suppose pas la connaissance des constantes élastiques, mais il est admis que la roche ne présente que de faibles déformations plastiques jusqu'à l'apparition de la fissure. Dans les roches très poreuses ou très fissurées ainsi qu'à proximité de la surface, la méthode n'est pas utilisable.

Le *discage des carottes* de sondage (fig. 9) se produit quand les contraintes radiales sur la carotte excèdent les contraintes axiales (Obert [31], Panet [33]). En connaissant la résistance au cisaillement et le poids spécifique apparent de la roche, il est possible, pour un sondage vertical, d'évaluer les contraintes radiales avec la relation d'Obert et Stephenson [32].

Des recherches sont en cours pour remplacer la connaissance de la résistance au cisaillement par l'épaisseur des disques des carottes qui en dépend. La méthode ne s'applique qu'en rocher relativement homogène et non dérangé, c'est-à-dire essentiellement à grande profondeur. Jusqu'à présent elle ne donne que des résultats utilisables comme ordre de grandeur.

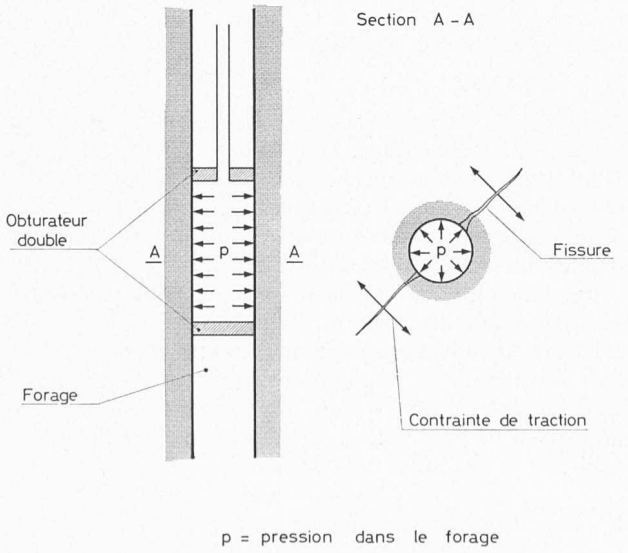

Fig. 8. — Fracturation hydraulique.

III.1.4 *Mesures de pression d'eau*

Les pressions d'eau dans des pores ou des fissures peuvent être mesurées dans des nappes au repos et en écoulement stationnaire ou non au moyen des mêmes instruments que ceux employés pour les sols (piézomètres), ou d'appareils pour la mesure d'écoulements en fissure. A part les difficultés d'installation des appareils, l'interprétation des mesures est souvent difficile en milieu discontinu à 3 dimensions.

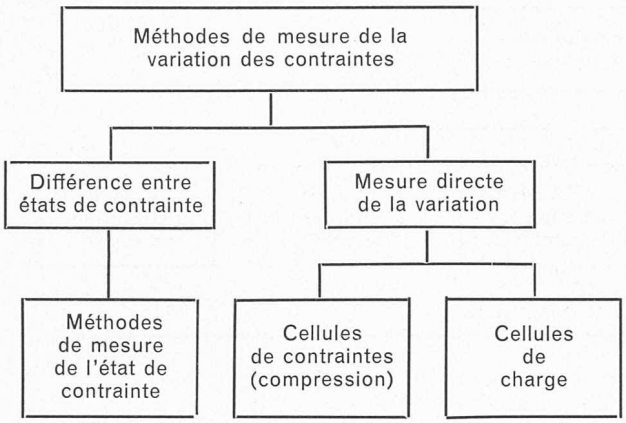

Fig. 10. — Méthodes de mesure de la variation des contraintes.

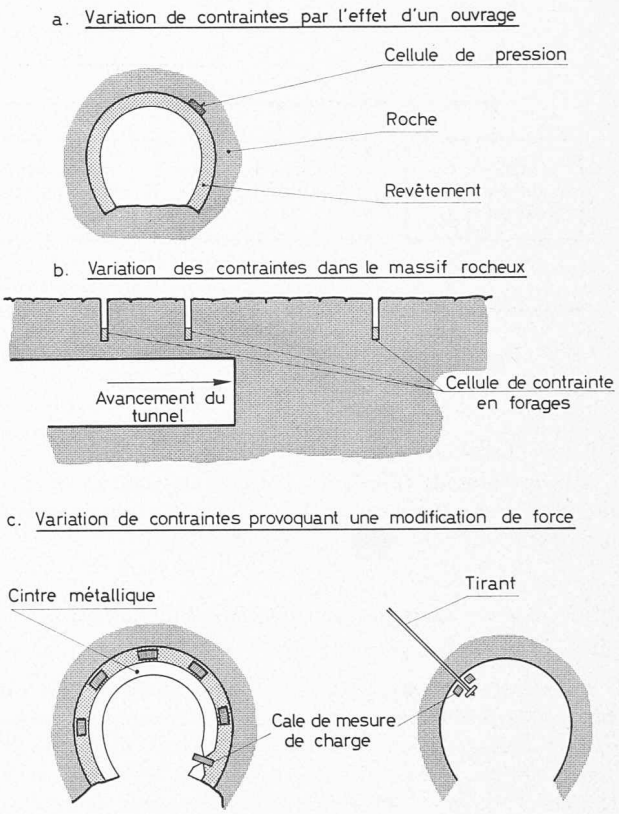

Fig. 11. — Mesure de variation de contraintes.

III.2 *Mesure de la variation des contraintes*

Comme l'indique le tableau (fig. 10), des variations de contraintes peuvent être établies à partir de mesures d'état de contrainte à différents intervalles et temps. Les méthodes de mesure des contraintes évoquées au chapitre précédent ne permettent que des mesures momentanées mais pas continues sur une période d'observation (du fait de leur principe ou pour des raisons instrumentales).

Il existe d'autres méthodes qui sont réservées à la mesure directe de variation des contraintes (fig. 11).

III.2.1 *Cellules de contraintes*

Il en existe du type mécanique, hydraulique, photoélastique (cylindre en plexiglas par exemple), électrique, (jauge de contrainte, corde vibrante, capteur inductif) qui peuvent être placées entre la surface du rocher et l'ouvrage pour ausculter la variation de contraintes causée par l'interaction roche-ouvrage (Hartman [21]) ou en profondeur dans le massif rocheux (Berry [4], Roberts [37]), pour mesurer les contraintes en fonction du temps (fig. 11b). Les cellules doivent être bien fixées au milieu à ausculter, roche ou élément d'ouvrage. En forage, il faut veiller à ce que la rigidité de la cellule soit environ 4 fois plus grande que celle de la roche — contrairement à ce qu'il fallait pour la méthode de libération des contraintes — afin d'obtenir une relation constante entre « contrainte en rocher — contrainte dans la cellule » sur tout le domaine de contrainte (Peleg [34]). Comme les éléments de mesure tels que les jauges électriques ont une sensibilité limitée, il faut également veiller à ce que la rigidité de la cellule ne soit pas *trop* grande. L'utilisation des cellules de mesure se limite donc aux roches assez déformables ou marquant une tendance au fluage. En outre, il faut admettre que la roche se comporte élastiquement ou viscoélastiquement, ce qui est aussi limitatif. Des influences locales jouent, encore une fois, un rôle considérable. Lorsque l'on place les cellules entre roche et ouvrage (fig. 11a) il faut se méfier de l'effet-voûte.

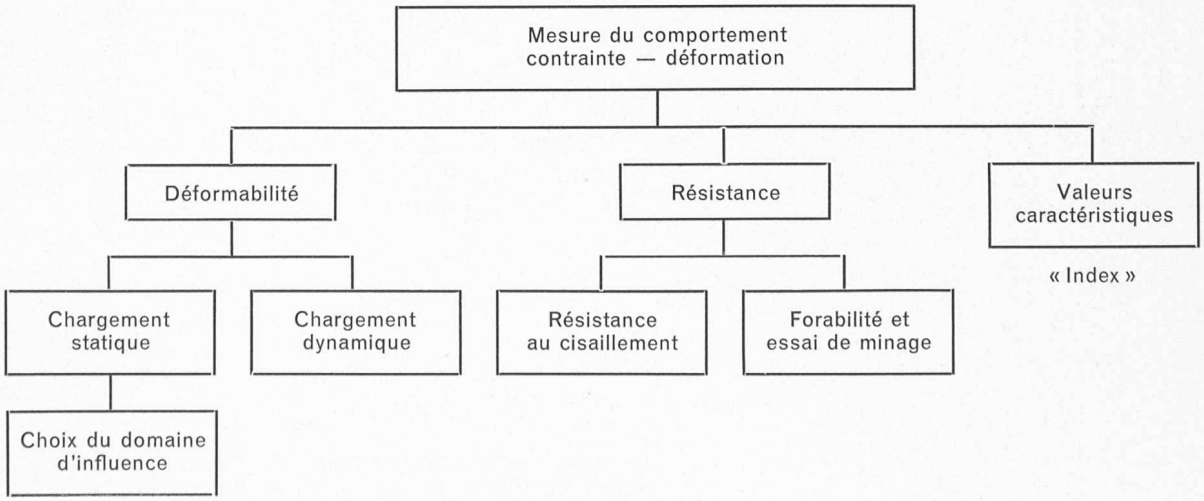

Fig. 12. — Mesure du comportement contrainte — déformation.

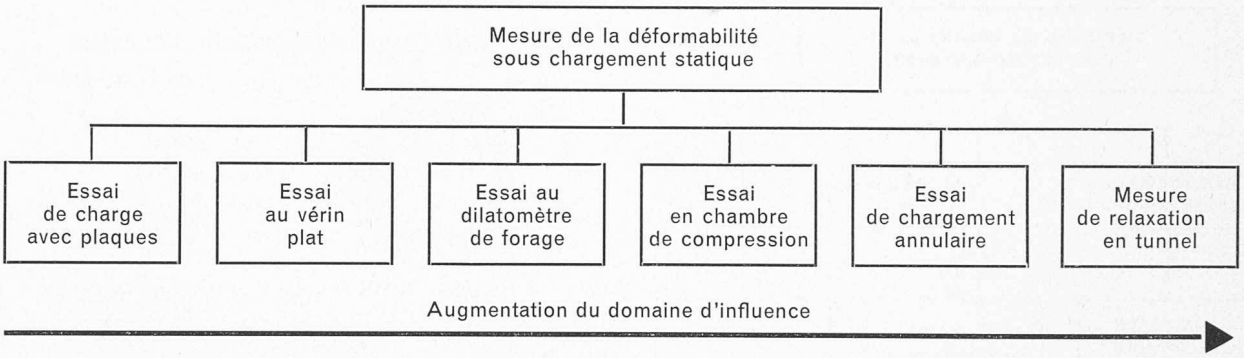

Fig. 13. — Mesure de la déformation sous chargement statique.

III.2.2 *Cales de force*

Des mesures de force (fig. 11c) sur des cintres ou des tirants d'ancrage permettent d'évaluer des changements dans l'état des contraintes (Hartmann [21]).

III.3 *Mesure des relations contrainte-déformation*

III.3.1 *Généralités*

La mesure des relations contrainte-déformation est un des grands problèmes de la mécanique des roches, surtout si l'on considère la résistance comme cas limite de la déformabilité. Il est clair que, mis à part les essais où la résistance est prise simplement comme valeur caractéristique « d'index », les mesures de résistance doivent s'accompagner de mesures de déformation pendant tout le cycle de chargement jusqu'à la rupture. La résistance est évidemment essentielle pour l'état d'équilibre, mais elle ne permet pas d'analyser complètement le comportement d'un ouvrage.

Les différentes méthodes de mesure des relations contrainte-déformation se distinguent par le système d'application des charges (fig. 12).

III.3.2 *Essais sous chargement statique*

C'est la grandeur de la zone d'influence qui constitue la principale variable de ces essais (fig. 13).

Les *essais de charge avec plaques* (Coates et al. [11], Bovet et Descoeudres [8], Dodds [13], Stagg [48]) consistent à charger une plaque circulaire rigide au moyen d'un vérin hydraulique prenant appui contre la paroi opposée d'une galerie. La déformation est mesurée, au fur et à mesure de l'application de cycles de charges croissant ou décroissant, sous la plaque à la surface et éventuellement en profondeur aussi bien qu'à distance de la plaque. La

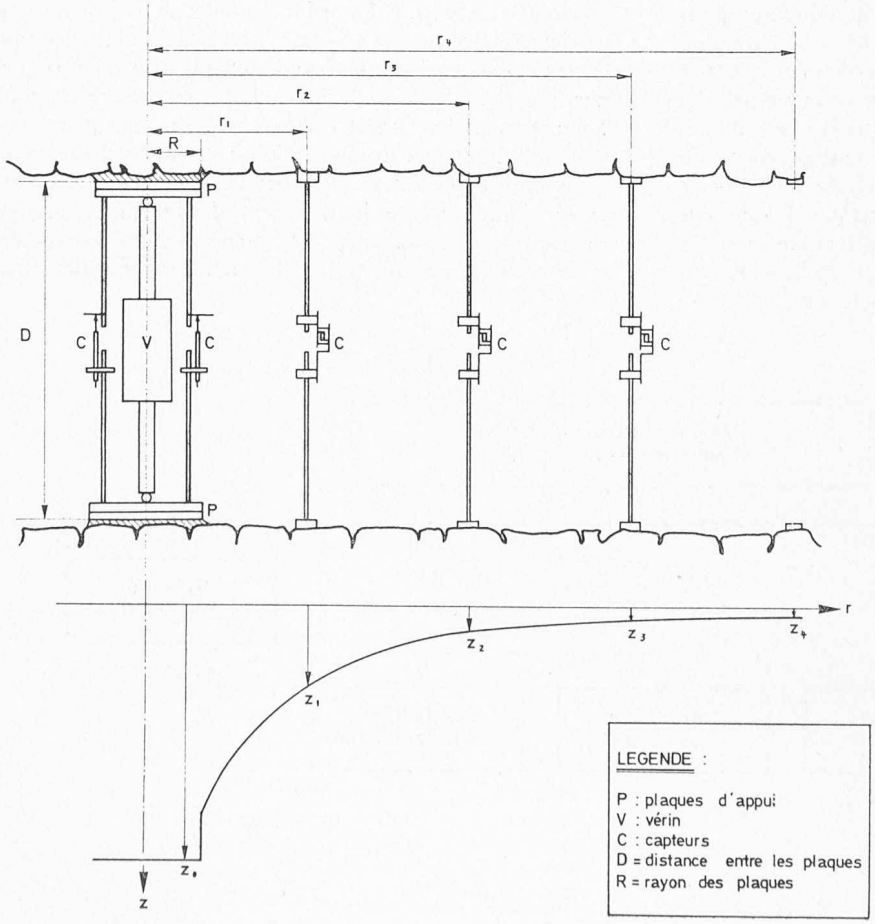

Fig. 14. — Schéma du dispositif pour essais de charge utilisé par le laboratoire de géotechnique de l'EPFL.

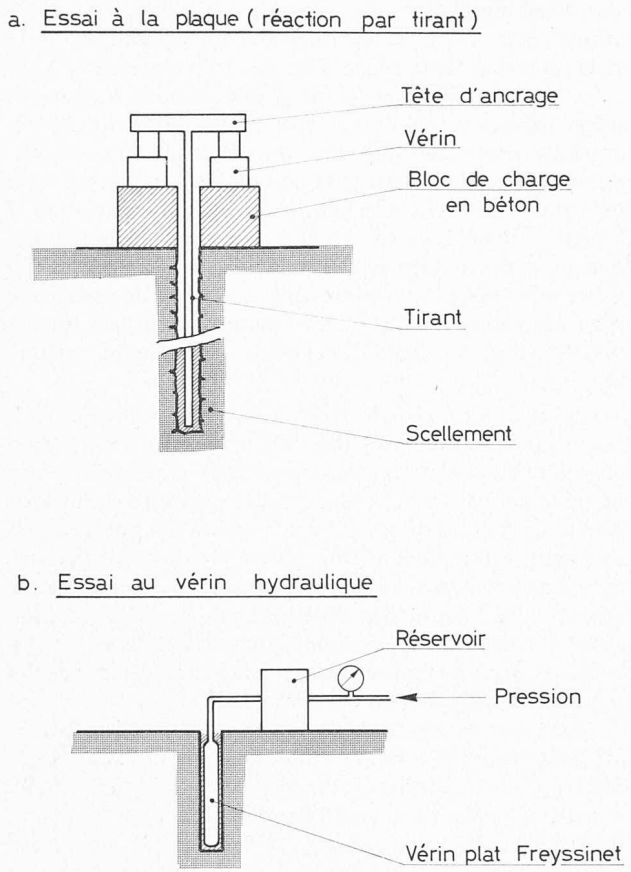

Fig. 15. — Essais de charge.

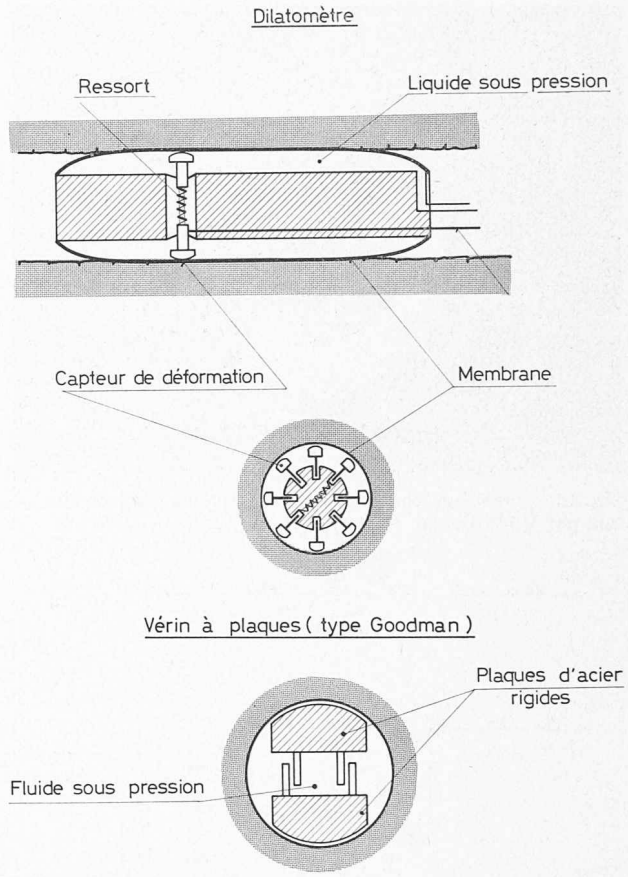

Fig. 16. — Mesures de déformabilité en forage.

figure 14 montre à titre d'exemple le dispositif utilisé par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne avec deux plaques diamétralement opposées et mesures à distance à la surface du rocher.

Dans ces essais, la surface des plaques est normalement inférieure à 1 m^2, la contrainte appliquée est de l'ordre de 100 kg/cm^2 au maximum. La zone de roche sollicitée par l'essai se limite à la zone superficielle et même si la pression appliquée correspond à celle de l'ouvrage les déformations seront différentes à cause de la différence des zones d'influence. La décompression, l'altération superficielle ou naturelle et les défauts locaux ont une incidence énorme sur les résultats d'essai. Les mesures à distance de la plaque, moins dispersées, remédient très partiellement à ces inconvénients.

Deux autres dispositifs (fig. 15) constituent des variantes utilisant soit un tirant d'ancrage comme réaction d'appui dans les cas où l'on travaille à l'air libre (fig. 15a), soit un vérin plat comme système de charge dans une saignée (fig. 15b) (Rocha et al. [39], Müller [30]) ce qui présente l'avantage d'éliminer partiellement les défauts de surface mais l'inconvénient de solliciter la roche dans une direction souvent différente de celle de la charge de l'ouvrage.

Les *essais de charge en forage* sont une adaptation des essais précédents à la géométrie du forage, avec la possibilité de mesurer la déformabilité en profondeur.

Le *dilatomètre* (Rocha [38], Stagg [48], Goodman [18]) (fig. 16a) permet la mise en pression de la roche jusqu'à 150kg/cm^2 au moyen d'une membrane souple avec mesure de la dilatation du diamètre dans une ou plusieurs directions sous chargement radial.

Le dispositif mis au point par Goodman [18] (Stowe [49]) (fig. 16b) utilise au contraire des plaques rigides qui con-

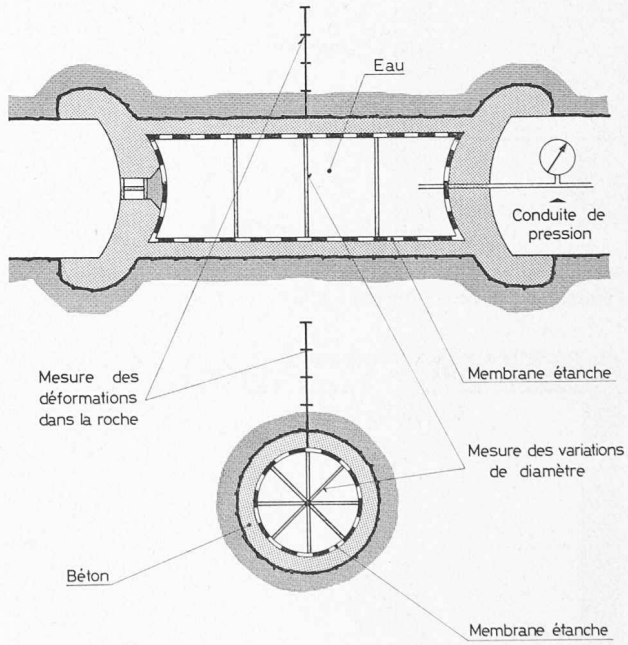

Fig. 17. — Essai en chambre de compression.

centrent la charge dans une direction et permettent de monter à des contraintes élevées de l'ordre de 650 kg/cm^2.

Avec ces instruments, il est possible de réaliser rapidement un grand nombre d'essais, et de plus dans un sondage qui sert lui-même à la reconnaissance. Il est également possible d'analyser statistiquement la déformabilité du massif rocheux, le cas échéant d'établir des corrélations avec

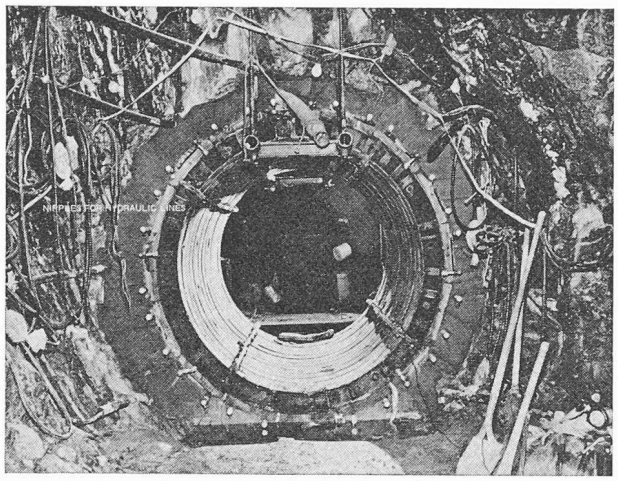

Fig. 18. — Essai de charge annulaire (document mis à disposition par le US Bureau of Reclamation [51]).

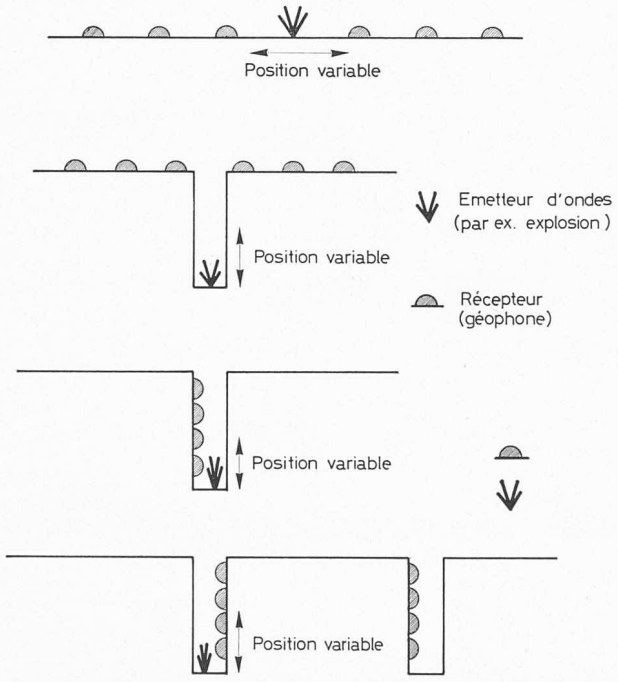

Fig. 19. — Mesures de réfraction sismique. Disposition de l'émetteur d'ondes et des récepteurs.

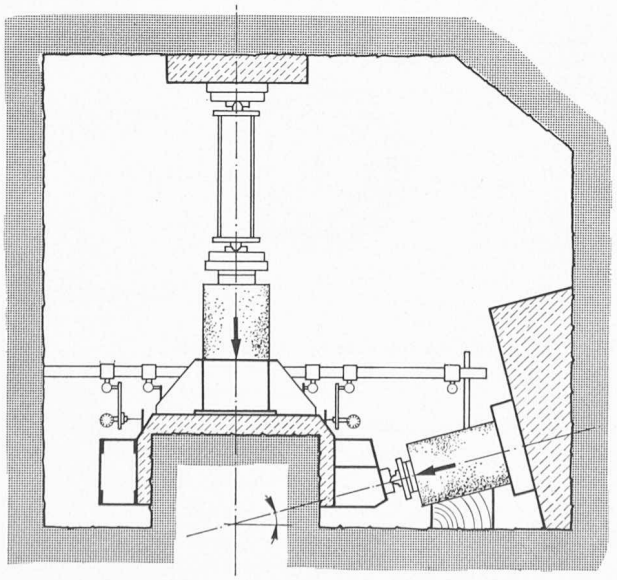

Fig. 20. — Essai de cisaillement direct.

des essais de charge avec plaques et d'apprécier l'anisotropie de la roche. Le vérin Goodman permet en outre, si la résistance de la roche n'est pas trop élevée, d'évaluer cette dernière. Pour éviter dans une certaine mesure les inégalités des parois du sondage, la perforation doit être conduite avec beaucoup de soin. Mais de toute façon, il n'est pas possible d'éviter la décompression ni la petitesse du volume de roche auscultée qui peut faire douter de la représentativité de l'essai. Le dilatomètre ne peut être utilisé que dans des roches relativement déformables. Le vérin Goodman présente l'inconvénient que l'état de contrainte n'est pas clairement défini. Ces mesures sont donc plus à prendre comme mesures relatives que comme valeurs absolues.

Les *essais en chambre de compression* (Dodds [13], Stagg [48], Brown [10]) (fig. 17) consistent à mettre en charge une portion de galerie isolée par deux masques en béton définissant un cylindre (trois à quatre fois plus long que large) qui est progressivement soumis à une pression intérieure hydraulique et dont on mesure les déformations de diamètre. Dans l'hypothèse d'un milieu élastique et isotrope, la mesure des déformations et de la pression suffit à définir la déformabilité du massif. Des extensomètres peuvent compléter les mesures superficielles par des mesures de déformation dans le massif.

A cet égard, les *essais de charge annulaires* (Wallace et al. [51], Stagg [48]) (fig. 18) sont plus indiqués : des vérins plats s'appuient sur des cintres agissant par l'intermédiaire d'une couche de béton répartissant la charge sur la surface de la roche qu'on peut ainsi charger jusqu'à 70 kg/cm^2 environ, alors que l'eau de la chambre de compression ne permet guère de monter à plus de 50 kg/cm^2. Dans les essais annulaires le rapport de la longueur au diamètre est ramené à 2/1 ou 1/1.

L'avantage de ces deux derniers types d'essai est évidemment d'intéresser une zone de roche assez importante. Pour certaines galeries l'essai est même en vraie grandeur alors que pour un appui de barrage une extrapolation reste nécessaire. Le coût exorbitant de ces essais réduit notablement leur portée pratique.

La *mesure de relaxation en tunnel* (Kruse [25]) se fonde sur l'effet d'une modification dans le champ de contrainte. Si l'on connaît la distribution des contraintes avant le percement du tunnel, et que l'on peut mesurer les déformations au moment de l'excavation, il est possible de calculer la relation contrainte-déformation de la roche en décompression dans l'hypothèse d'un comportement élastique ; cette hypothèse est évidemment très discutable surtout à proximité de la surface du tunnel (encore que là des mesures en profondeur permettent une correction). L'anisotropie de la roche n'est en outre pas prise en compte et la mesure du champ de contrainte primaire est souvent imprécise.

III.3.3 *Essais sous chargement dynamique*

Les *essais de sismique-réfraction* (par ex. : Stagg [48], Simmons [46]) représentent la méthode la plus connue de prospection géophysique. De ce fait, on n'en rappellera ici que les aspects principaux : les ondes sont engendrées dans le milieu à prospecter au moyen d'une explosion, d'un choc ou d'un oscillateur électro-mécanique. La figure 19 montre quelques dispositions possibles pour l'émetteur et le récepteur. La sismique-réfraction permet de délimiter géométriquement différentes formations dont la déformabilité est bien distincte, pour autant que la géométrie ne soit pas trop compliquée. Les renseignements obtenus sont plus qualitatifs que quantitatifs dans la mesure où les contraintes exercées dans le milieu sont très faibles (voir

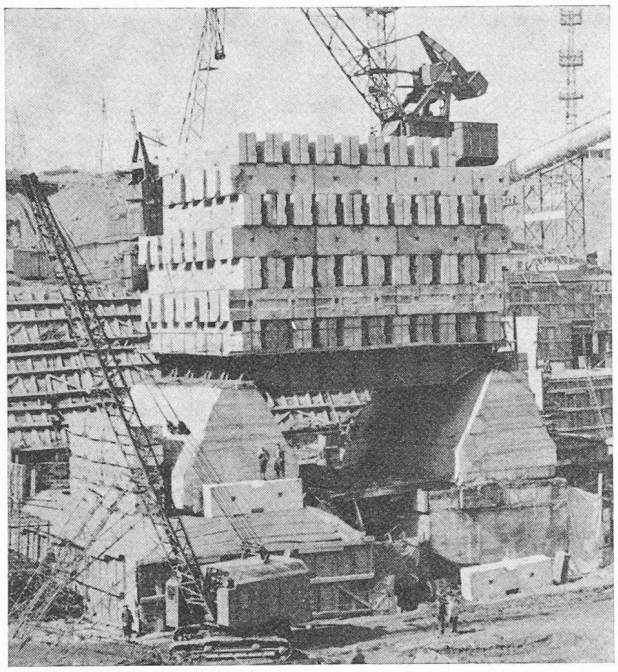

Fig. 21. — Essai de cisaillement direct à grande échelle au barrage de Krasnoiarsk, URSS (document mis à disposition par P. D. Evdokimov [14]).

p. ex. Walsh [52]), ce qui conduit à sous-estimer la déformabilité, d'autant plus que les fractures remplies d'eau propagent les ondes longitudinales de façon semblable à la roche intacte. Si l'on exprime la déformabilité par un module d'élasticité, on a de la peine à mesurer en complément le coefficient de Poisson, car les ondes transversales sont difficiles à identifier.

Parmi les autres méthodes de prospection géophysiques il faut noter les *mesures ultrasoniques* où l'on observe également la propagation d'ondes et les mesures de *résistivité électrique* qui permettent de distinguer les zones altérées et non altérées d'un massif ou de déceler des cavités de dissolution (Scott et al. [44], Gabillard et al. [16]).

III.3.4 *Mesures de résistance*

Il s'agit généralement de la mesure de la résistance au cisaillement sur éprouvettes de volume limité de roche comportant ou non une discontinuité. L'essai de cisaillement direct est le plus pratiqué, mais il est possible également d'effectuer des essais triaxiaux ou de torsion. La figure 20 schématise l'essai classique (Schnitter [42], Baldovin [2]) où la section de cisaillement du bloc est de l'ordre du m^2 au maximum. La figure 21 montre toutefois jusqu'à quelles dimensions peuvent aller certains constructeurs.

La dimension étonnante de ces essais n'est d'ailleurs pas une garantie de la validité des résultats dans les cas où la surface de discontinuité n'est pas plane à grande échelle, ce qui affecte la résistance au cisaillement globale. En outre, il est difficile d'analyser la progression de la rupture et la répartition des contraintes sur le plan de cisaillement.

La figure 22 donne un exemple d'essai triaxial (Gilg [17]) in situ où les contraintes sont appliquées par vérins plats. Des essais sur éprouvettes prismatiques à 3 contraintes principales différentes sont également utilisés.

Les *essais de forabilité et de minage* sont des mesures de résistance où l'on utilise en principe les mécanismes de la méthode d'excavation à échelle plus ou moins réduite. Plus l'échelle est réduite, plus les résultats d'essais doivent être examinés avec circonspection.

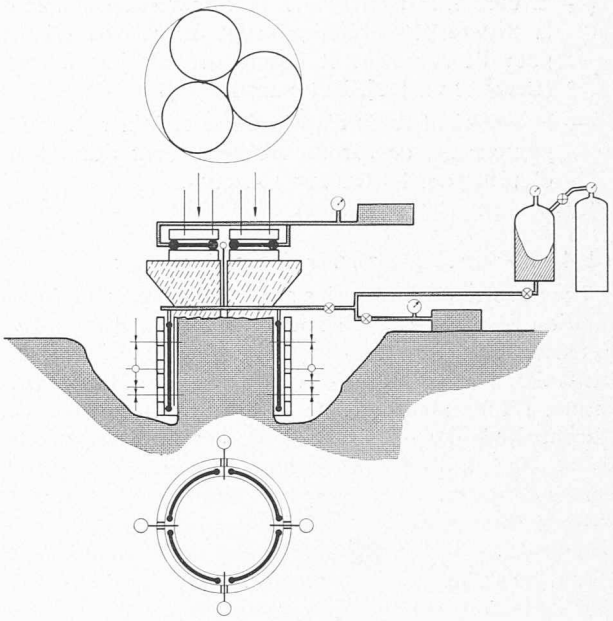

Fig. 22. — Essai triaxial in situ.

III.3.5 *Mesure de valeurs caractéristiques (Index)*

Par définition il s'agit de mesures simples et rapides destinées à fournir des valeurs indicatives que l'on cherchera à corréler avec des propriétés complexes de la roche. Les valeurs simples seront alors des valeurs d'index de celles plus complexes. A titre d'exemple, on peut citer :

— la vitesse de pénétration d'une sondeuse est une valeur d'index pour la résistance à la compression simple

— le ressaut du scléromètre en relation avec le poids spécifique apparent est une valeur d'index pour la résistance et le module d'élasticité

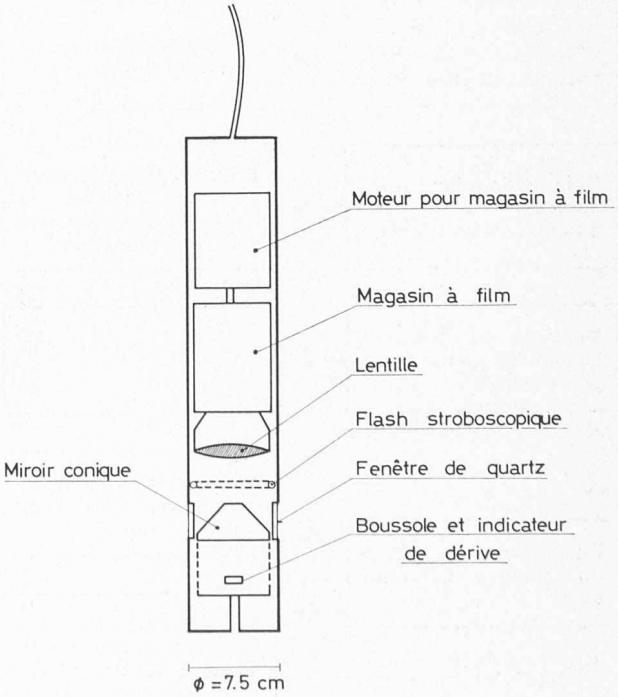

Fig. 23. — Caméra de forage.

— la dureté, la résistance à la compression simple et la texture pétrographique sont des valeurs d'index pour l'avancement et l'usure de machines à forer (Deere et al. [12], Rutschmann [41])

— le coefficient RQD d'après Deere et Miller [12] ou le pourcentage de carotte récupérée sont des valeurs d'index pour la structure rocheuse.

III.4 *Mesure de la structure du massif rocheux*

Les mesures in situ les plus anciennes concernent l'organisation de caractères géologiques et minéralogiques dans l'espace. Elles demeurent aujourd'hui comme hier indispensables. L'observation de la morphologie et des affleurements, l'étude statistique de la distribution spatiale des discontinuités des massifs rocheux, l'examen des carottes de sondage ou de puits et tranchées se complètent actuellement de quelques méthodes plus récentes. La caméra de sondage (Lundgren et al. [29], Halstead et al. [20]) (fig. 23) permet de prendre des photographies ou des images télévisées, où l'orientation est repérée.

Il est utile de rappeler que pour éviter des erreurs grossières dans l'interprétation d'une structure rocheuse, la méthode d'observation doit tenir compte du caractère tridimensionnel du massif : par exemple, les sondages de reconnaissance ne doivent pas tous être implantés dans un même plan ou des plans parallèles. Tant pour les mesures que pour l'extrapolation de volumes limités observés à toute la structure, la collaboration d'un géologue expérimenté est indispensable.

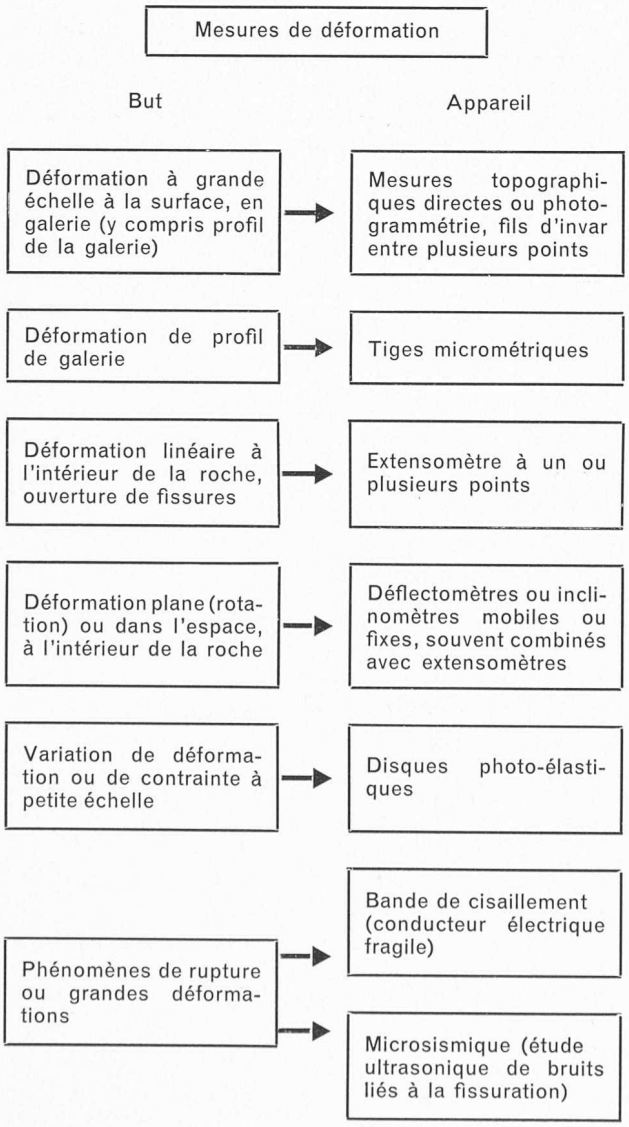

Fig. 24. — Mesures de déformation.

III.5 *Mesure de déformations*

Les mesures de déformations interviennent soit pour la surveillance de massifs rocheux instables, soit pour le contrôle du comportement de la roche pendant et après la construction d'ouvrages (Rescher [36]), soit enfin comme composantes de mesures de contrainte-déformation (Rouse et al. [40], Pincus [35]). Le rôle essentiel de l'ingénieur est d'adapter l'instrument aux variables à mesurer en ce qui concerne les dispositions générales, la mise en place, la sensibilité, la précision et la stabilité dans le temps. Le choix de l'appareillage est toujours lié aux problèmes d'installation dont les difficultés ne seront pas traitées ici.

La figure 24 récapitule les principales mesures de déformation en reliant les buts à atteindre aux appareils correspondants. Les plus récents développements concernent :

— les inclinomètres reposant sur le principe d'inertie

— la microsismique (Broadbent [9]) qui prend une importance croissante pour la détection de tremblements de terre et de glissements.

III.6 *Mesure de la perméabilité*

La perméabilité d'un massif rocheux est dictée par l'écoulement dans les discontinuités plus que par la perméabilité de la roche elle-même. Mesurée en forage par essais d'eau, elle s'exprime en unités Lugeon (absorption d'un litre par mètre de forage et par minute sous une pression de 10 kg/cm^2). Dans des cas spéciaux, on peut recourir à l'air comprimé en massif rocheux sec très fissuré. Des essais de pompage avec observation du rabattement dans plusieurs forages ou des essais avec colorants sont d'un emploi assez fréquent. Dans tous les cas, chaque essai doit être interprété en relation avec la structure du massif rocheux, dans la mesure du possible. (Louis et al. [28], Holzlöhner [22], Snow [47], Wittke et al. [53]). L'anisotropie du massif joue un rôle essentiel sur le système d'écoulement. Actuellement il n'est possible de traiter analytiquement des problèmes avec anisotropie tridimensionnelle que d'une manière approximative.

IV. Conclusions

Le calcul et la conception d'ouvrages en rocher nécessitent des mesures in situ qui ont été présentées en six catégories relatives aux différents éléments de l'analyse mécanique. Les méthodes de mesure actuelles et les appareils correspondants permettent, d'une façon générale, d'obtenir les renseignements désirés.

Il faut toutefois veiller à adapter aussi précisément que possible la méthode de mesures aux paramètres recherchés tout en considérant les limitations. Les principales sources d'erreurs ou d'imprécision dans les mesures et leur interprétation sont à imputer :

1) aux hypothèses simplificatrices faites sur le massif rocheux telles que l'élasticité, l'isotropie, l'homogénéité et la continuité ;

2) à l'hypothèse de représentativité, souvent douteuse, même sur d'assez importantes éprouvettes d'essai in situ ;

3) aux difficultés pratiques de mise en place des appareillages.

La plupart des méthodes de mesures devraient encore être améliorées sous tous ces aspects. Il est aussi concevable que des méthodes complètement nouvelles s'élaborent et se développent. La libre information et la publication d'expériences faites en matière d'essai in situ, particulièrement si ces expériences sont *négatives*, constituent une contribution importante à la progression des idées et des techniques en ce domaine.

BIBLIOGRAPHIE

1. AUSTIN, W. G. : *Development of a Stress-Relief Method with a Three Directional Borehole Deformation Gage*, US Bureau of Recl. March 1970, 60 p.
2. BALDOVIN, G. : « La résistance au cisaillement le long de joints de roches avec stratigraphie hétérogène ». *Proc. 1st Cong. of the Int. Soc. on Rock Mech.*, Lisbonne 1966.
3. BECKER, R. M., HOOKER, V. E. : « A Method of Determining In-Situ Stress in Anisotropic Rock ». *Transactions Soc. of Mining Eng. AIME*, Dec. 1969, p. 436-445.
4. BERRY, D. S. : *The Theory of Determination of Stress Changes in a Transversely Isotropic Medium, Using an Instrumented Cylindrical Inclusion*, Missouri River Div. Corps of Eng. Omaha, 1970, 36 p.
5. BERRY, D. S., FAIRHURST, Ch. : « Influence of Rock Anisotropy and Time-Dependent Deformation on the Stress-Relief and High-Modulus Inclusion Technique of In-Situ Stress Determination ». *Testing Techniques for Rock Mechanics* ASTM, STP-402, 1966, p. 190-206.
6. BIENIAWSKI, Z. I., DENKHAUS, H. G. : « The Triaxial State of Stress in Rock ». Reprint 8. Ländertreffen des Int. Büros für Gebirgsmechanik, 1966, 40 p.
7. BONNECHERE, F. : *A Comparative Field Study of Rock Stress Determination Techniques*, Missouri River Div. US Corps of Eng. Omaha, April 1969, 56 p.
8. BOVET, D., DESCOEUDRES, F. : « Etude in-situ de la déformation superficielle d'un massif rocheux dans un essai de charge avec plaques », article 2-1. *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, 1970*, 7 p.
9. BROADBENT, C. D., ARMSTRONG, C. W. : « Design and Application of Microseismic Devices ». *Proc. 5th Canada Symp. on Rock Mechanics*, Toronto, 1968, p. 91-103.
10. BROWN, L. A. : *Strain Distrib. around Underground Openings*, ARPA U. S. Dept. of Defense Jan. 1970, 256 p.
11. COATES, D. F., GYENGE, M. : « Plate Load Testing on Rock for Deformation and Strength Properties ». *Testing Tech. for Rock Mech.* ASTM, STP-402, 1966, p. 19-35.
12. DEERE, D. U., MILLER, R. P. : *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*. Tech. Report No AFWL-TR-65 116. U.S. Air Force Weapons Lab. 1966, 324 p.
13. DODDS, R. K. : « Measurement and Analysis of Rock Physical Properties on the Daz Project Iran ». *Testing Tech. for Rock Mech.* ASTM, STP, 402, 1966, p. 52-72.
14. EVDOKIMOV, P. D., SAPEGIN, D. D. : « A Large-Scale Field Shear Test on Rock », art. 3-17. *Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrade 1970*, 5 p.
15. FAIRHURST, Ch. : *Methods of Determining In-Situ Rock Stresses at Great Depths*. Missouri River Div. U.S. Corps of Eng. Omaha. Feb. 1968, 390 p.
16. GABILLARD, R., DUBUS, J.-P., CAUTERMAN, M. : « Campagne de détection de carrières souterraines dans la région lilloise par une méthode de prospection électrique ». *Bulletin de liaison Labor. Ponts et Chaussées*. Août-sept. 1971, p. 101-108.
17. GILG, B. : « Scherversuche in Sondierstollen ». Mitteilung N° 71 der *Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik* (S.G.B.F.) 1970, 6 p.
18. GOODMAN, R. E., VAN, T. K., HEUZE, F. E. : « The Measurement of Rock Deformability in Boreholes ». *Proc. 10th Symp. on Rock Mechanics*, Austin Tex. 1968, Preprint 45 p.
19. HAIMSON, B. : *Hydraulic Fracturing in Porous and Nonporous Rock and its Potential for Determining In-situ Stresses at Great Depth*. Missouri River Div. U.S. Corps of Eng. 1968, 235 p.
20. HALSTEAD, P. N., CALL, R. D., HUBBARD, S. J. : *Two Borehole Photograph Goniometers*. U.S. Bureau of Mines, Report of Investigations 7097, 36 p.
21. HARTMANN, B. E. : *Rock Mechanics for Tunnel Construction*. Terrametrics Inc., Golden (Colo.) 1967, 154 p.
22. HOLZLOEHNER, U. : « Der Injektionsvorgang in klüftigem Fels ». *Rock Mechanics*, vol. 12, n° 1, 1970, p. 31-60.
23. HOOKER, V. E., JOHNSON, Ch. F. : *Near Surface Horizontal Stresses Including the Effects of Rock Anisotropy*. U.S. Bureau of Mines, Report of Investigations 7224, 29 p.
24. KASTNER, H. : « Der Seitendruck im Lockerboden und Fels der Erdkruste ». *Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TH, Wien*, Heft 5, 1963, p. 14-20.
25. KRUSE, G. H. : « Deformability of Rock Structures, California State Water Project ». *Determination of the In-Situ Modulus of Deformation of Rock* ASTM, STP-477, 1970, p. 58-88.
26. LEEMAN, E. R. : « The Doorstopper and Triaxial Rock Stress Measuring Instruments by the CSIR » *Journal of the South Afr. Institute of Mining a. Metallurgy*, vol. 69, n° 7, Feb. 1969, p. 305-339.
27. LOMBARDI, G. : « Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen » *Schweizerische Bauzeitung*, vol. 87, n° 3.
28. LOUIS, C., WITTKE, W. : « Etude expérimentale des écoulements d'eau dans un massif rocheux fissuré : Tachien Project. Formose », *Géotechniques*, Vol. 21, n° 1, 1971, p. 29-42.
29. LUNDGREN, R., STURGES, F. C. : « Borehole Cameras » *Material Research and Standards*, vol. 8, n° 8, Aug. 1968, p. 17-22.
30. MUELLER, L. : « Technologische Gebirgsprüfung » in : *Der Felsbau*. F. Enke, Stuttgart 1967, p. 295-330.
31. OBERT, L. : *Determination of Stress in Rock*. A State of the Art Report, ASTM, STP-429, 1967, 56 p.
32. OBERT, L., STEPHENSON, D. : « Stress Conditions under which Core Disking Occurs » *Transactions AIME*, vol. 232, n° 3 ; 1965, p. 227-236.
33. PANET, M. : « Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont Blanc ». *Annales de l'ITBTP* n° 264, décembre 1969, p. 1951-1988.
34. PELEG, N. : *The Use of High Modulus Inclusion for In-Situ Stress Determination in Visco-Elastic Rocks*. Missouri River Div. U.S. Corps of Eng. Omaha, March 1968, 144 p.
35. PINCUS, H. J. : « Capabilities of Photoelastic Coatings for the Study of Strain in Rocks ». *Testing Techniques for Rock Mechanics*, ASTM, STP, 402, 1966, p. 87-102.
36. RESCHER, O. J. : « Aménagement Hongrin-Léman ». *Bulletin technique de la Suisse romande*, n° 18, 1968, 12 p.
37. ROBERTS, A. : « The Measurement of Strain and Stress in Rock Masses ». Chapter 6 in *Rock Mechanics in Eng. Practice*, ed. Stagg K. G. and Zienkiewicz O. C., Wiley, London, 1968, p. 157-202.
38. ROCHA, M. : « New Techniques in Deformability Testing of In-Situ Masses ». *Determination of the In-Situ Modulus of Deformation of Rock*, ASTM, STP-477, 1970, p. 39-57.
39. ROCHA, M., LOPES, J. J. B., DA SILVA, J. N. : « A New Technique for Applying the Method of the Flat Jack in the Determination of Stresses inside Rock Masses ». *Proc. 1st Cong. of the Int. Soc. on Rock Mech.*, Lisbon 1966, 11 p.
40. ROUSE, G. C., RICHARDSON, J. T., MISTEREK, O. L. : « Measurement of Rock Deformation in Foundations for Mass Concrete Dams ». *Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*, ASTM, STP. 392, 1965, p. 94-114.

41. RUTSCHMANN, W. : *Zusammenhänge zwischen Gesteinseigenschaften und Bohrbarkeit*. Vorabdruck, Zurich, Januar 1971, 25 p.

42. SCHNITTER N. : « Geomechanische Untersuchungen für die Staumauer Emosson ». *Proc. 1st Cong. of the Int. Soc. on Rock Mech.* Lisbon 1966, 8 p.

43. SCHONFELDT, H. : *An Experimental Study of Open-Hole Hydraulic Fracturing as a Stress Measurement Method with Particular Emphasis on Field Tests*. Missouri River Div., U.S. Corps of Eng., Nov. 1970, 225 p.

44. SCOTT, J. H., CARROLL, R. D. : « Surface and Underground Geophysical Studies at Straight Creek Tunnel Site. Colorado ». *Highway Research Record*, nº 185, 1967, p. 20-35.

45. SERAFIM, J.-L. : « Instrumentation for Rock Mechanics ». *Int. Büro für Gebirgsmechanik*, 12, Ländertreffen, Leipzig 1970, Vorabdruck 26 p.

46. SIMMONS, K. B. : *Dynamic Rock Instrumentation Survey*. Technical Report nº AFWL-TR-68-3 U.S. Air Force Weapons Lab., 1968, 50 p.

47. SNOW, D. T. : « Anisotropic Permeability of Fractured Rock ». *Hydrology and Flow through Porous Media*, Ed. De Wiest, Academic Press, New York 1967, 86 p.

48. STAGG, K. G. : « In-Situ Tests on the Rock Mass ». *Ch. 5, in Rock Mechanics in Engineering Practice*, ed. Stagg K. G., Zienkiewicz D. C. Wiley, London 1968, p. 125-156.

49. STOWE, R. L. : « Comparison of In-Situ and Laboratory Test Results on Granits ». Paper SPE-3217 in *Proc. 5th Cong. on Drilling and Rock Mechanics*, Austin 1971, p. 59-70.

50. TERZAGHI, K. : « Measurement of Stresses in Rock ». *Géotechnique*, vol. 12, nº 2, 1962, p. 105-124.

51. WALLACE, G. B., SLEBIR, E. J., ANDERSON, F. A. : « Foundation Testing for Auburn Dam ». *Chap. 25 in Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics*, Berkeley 1969, AIME New York, 1970, p. 461-498.

52. WALSH, J. B. : The Effect of Cracks on the Uniaxial Elastic Compression of Rocks. *JGR*, vol. 70, nº 3, Jan. 1965, p. 399-411.

53. WITTKE, W. : « Modellversuche zur Durchströmung klüftiger Medien ». *Felsmechanik and Ing. Geol.*, Supplementum IV, 1968, p. 52-78.

Adresses des auteurs :

F. Descœudres, Laboratoire de géotechnique de l'EPFL, 67 rue de Genève, 1004 Lausanne

H. Einstein, Laboratoire de géotechnique de l'EPFL, 67 rue de Genève, 1004 Lausanne

Nécrologie

Charles Petitat, ingénieur

Charles Petitat, ingénieur civil SIA, GEP, originaire de Fahy (JB), est né le 10 avril 1884 à Yverdon. Fils d'une famille de sept enfants, bien connue dans la capitale du Nord vaudois où son père tenait un commerce de vins, il étudia au gymnase d'Yverdon, au collège Saint-Michel de Fribourg, puis, de 1902 à 1906, à l'Ecole polytechnique de Zurich, division du génie civil. Il compléta ses études par des stages à Milan en 1906 et l'année suivante à l'Ecole polytechnique royale de Charlottenburg, à Berlin, où il se spécialisa dans le domaine des chemins de fer.

Le 3 juin 1907, il entre au Bureau central d'études du Ier arrondissement des CFF, à Lausanne. Il y est alors chargé de projets d'extension de gares et d'ouvrages d'art. Occasionnellement, il remplace les chefs de section de la voie. Le 1er avril 1924, il est désigné comme chef de section du bureau de construction des CFF nouvellement créé à Genève. Il le dirigera avec une grande compétence pendant vingt-cinq ans, ayant à s'occuper de travaux de génie civil importants et variés.

CHARLES PETITAT
1884-1972

Ce sera, de 1926 à 1933, la reconstruction de la gare de Cornavin. Outre le bâtiment des voyageurs et les passages d'accès aux quais, de nombreux chantiers furent entrepris, notamment les ponts ferroviaires sur les artères principales : rue Voltaire, rue Bautte, rue de la Servette, rue des Grottes, rue de Montbrillant, sans parler du cinéma Rialto, dont une partie de la salle pénètre sous les voies ferrées. Puis vinrent le remaniement des voies du côté du Jardin botanique et l'établissement d'un long mur sous le parc de l'Ariana pour protéger le palais de la SDN, nouvellement construit, contre le bruit des trains. Deux ponts furent en outre édifiés, celui de l'avenue de France et celui de l'avenue de la Paix.

En 1939, le Bureau de construction CFF de Genève était sur le point d'être supprimé et M. Petitat allait être mis à la retraite prématurément, lorsque fut décidée la construction de la ligne de raccordement entre les gares de Cornavin et des Eaux-Vives. Dès cette date, les chantiers se sont succédé pour l'établissement du premier tronçon de cette nouvelle ligne entre Cornavin et La Praille. Etablie à double voie, cette ligne comprend plusieurs ouvrages d'art, dont deux tunnels, celui de Saint-Jean, de 220 m de longueur, qui fut construit à ciel ouvert, et le tunnel de la Bâtie, de plus d'un kilomètre, qui a été creusé en galerie. En outre, le pont de la Jonction, de 220 m de longueur, enjambe le Rhône au confluent de l'Arve. M. Petitat terminait son activité aux CFF le 31 décembre 1949, atteint par la limite d'âge, peu après l'ouverture à l'exploitation, le 15 décembre de la même année, du premier tronçon Cornavin-La Praille et de la gare des marchandises de Genève-La Praille.

Au cours de ses vingt-cinq années d'activité à Genève, M. Petitat dut maintes fois se faire l'interprète des CFF auprès de la République et Canton de Genève. Il les représenta notamment aux cérémonies du cinquantenaire du percement du Saint-Gothard organisées en l'honneur des Genevois Favre et Colladon. Il fut aussi un ardent défenseur des prérogatives genevoises auprès de la Direction des CFF.

Charles Petitat épousa à Coppet, le 29 février 1916, Simone Wiswald, née comme lui à Yverdon, dont il eut trois enfants. Il la perdit le 23 août 1954 et demeura veuf pendant 18 ans, partageant sa vie entre sa parenté et ses connaissances. D'un commerce agréable, M. Petitat aimait en effet à se retrouver en famille ou avec ses collègues. Il était un membre assidu de la société des ingénieurs des