

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 94 (1968)
Heft: 18: Aménagement Hongrin-Léman; 49e Comptoir Suisse, Lausanne, 7-22 septembre 1968

Artikel: Aménagement Hongrin-Léman soutènement de la centrale en caverne de Veytaux par tirants en rocher et béton projeté: calculs statiques et essais sur modèle

Autor: Rescher, Othmar J.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-69658>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 22.01.2025

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)
de la Section genevoise de la SIA
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique
de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole poly-
technique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: E. Martin, arch. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

Membres:

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgrin, arch.; J.-C. Ott, ing.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; M. Chevalier, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.;
M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: D. Bonnard, ing.

Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; M. Cosan-
dey, ing.; J. Favre, arch.; A. Métraux, ing.; A. Rivoire,
arch.; J.-P. Stucky, ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

RÉDACTION

F. Vermeille, rédacteur en chef; E. Schnitzler, ingénieur, et M. Bevi-
lacqua, architecte, rédacteurs
Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse	Fr. 46.—	Etranger	Fr. 50.—
Sociétaires	»	» 38.—	»	» 46.—
Prix du numéro	»	» 2.30	»	» 2.80

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »
N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au
numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie
La Concorde, Terreaux 29, 1003 Lausanne

ANNONCES

Tarif des annonces:
1/1 page Fr. 450.—
1/2 » » 235.—
1/4 » » 120.—
1/8 » » 62.—



Adresse: Annonces Suisses S.A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26, 1000 Lausanne et succursales

SOMMAIRE

Aménagement Hongrin-Léman:

Soutènement de la centrale en caverne de Veytaux par tirants en rocher et béton projeté, par M. Othmar J. Rescher, D^r ès sc. techn.

Considérations sur le choix des solutions d'équipement de la centrale de Veytaux, de la chute Hongrin-Léman, par J. Pingoud, ing. EPUL

Documentation générale. — Documentation du bâtiment.

AMÉNAGEMENT HONGRIN-LÉMAN

SOUTÈNEMENT DE LA CENTRALE EN CAVERNE DE VEYTAUX PAR TIRANTS EN ROCHER ET BÉTON PROJETÉ

CALCULS STATIQUES ET ESSAIS SUR MODÈLE

par M. OTHMAR J. RESCHER, D^r ès sc. techn., Compagnie d'Etudes de Travaux Publics S.A.

Chargé de cours EPUL et Dozent der Technischen Hochschule Wien.

1. Introduction

La conception et le dimensionnement des ouvrages d'une certaine importance dans le domaine du génie civil sont basés sur les résultats des calculs statiques et de résistance des matériaux, ainsi que sur les expériences faites lors des précédentes réalisations d'ouvrages semblables.

En ce qui concerne la réalisation des ouvrages souterrains, tunnels et cavernes, la part qu'on attribue aux calculs est particulièrement faible comparativement à celle de l'expérience et d'un certain empirisme. Cela provient essentiellement du fait que même un calcul très poussé pour un ouvrage souterrain ne peut pas prétendre être infaillible et les méthodes courantes, basées sur l'application de la statique des constructions et la résistance des matériaux, ne sont pas très satisfaisantes.

Toutefois, ces dernières années, l'ordinateur électronique est devenu dans la pratique de l'ingénieur un outil d'une prodigieuse efficacité et ouvre la voie à l'application de nouvelles méthodes de calcul dans le domaine de la mécanique des milieux continus et discontinus. Ces méthodes très complexes, développées souvent dans le cadre de l'étude des problèmes aéronautiques et spatiaux, peuvent être utilisées avec avantage également dans le domaine du génie civil et, en particulier, dans le domaine, en plein développement, de la mécanique des roches. Elles permettent de tenir compte des propriétés de résistance et de structure d'un massif rocheux d'une manière plus satisfaisante qu'auparavant et d'obtenir une meilleure appréciation du comportement d'un ouvrage souterrain. C'est pourquoi il est indispensable que l'ingénieur concevant de tels ouvrages s'occupe aussi de l'application de nouvelles

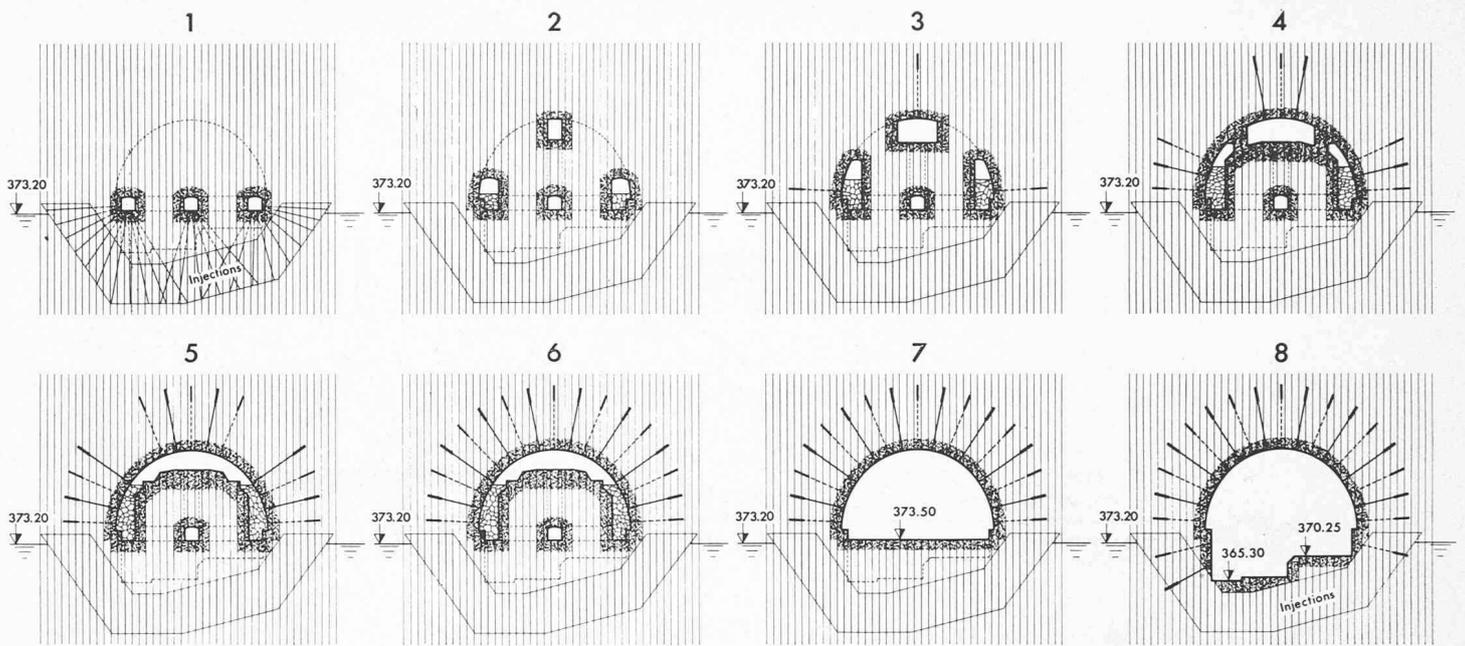


Fig. 3. — Etapes d'excavation, profils en travers.

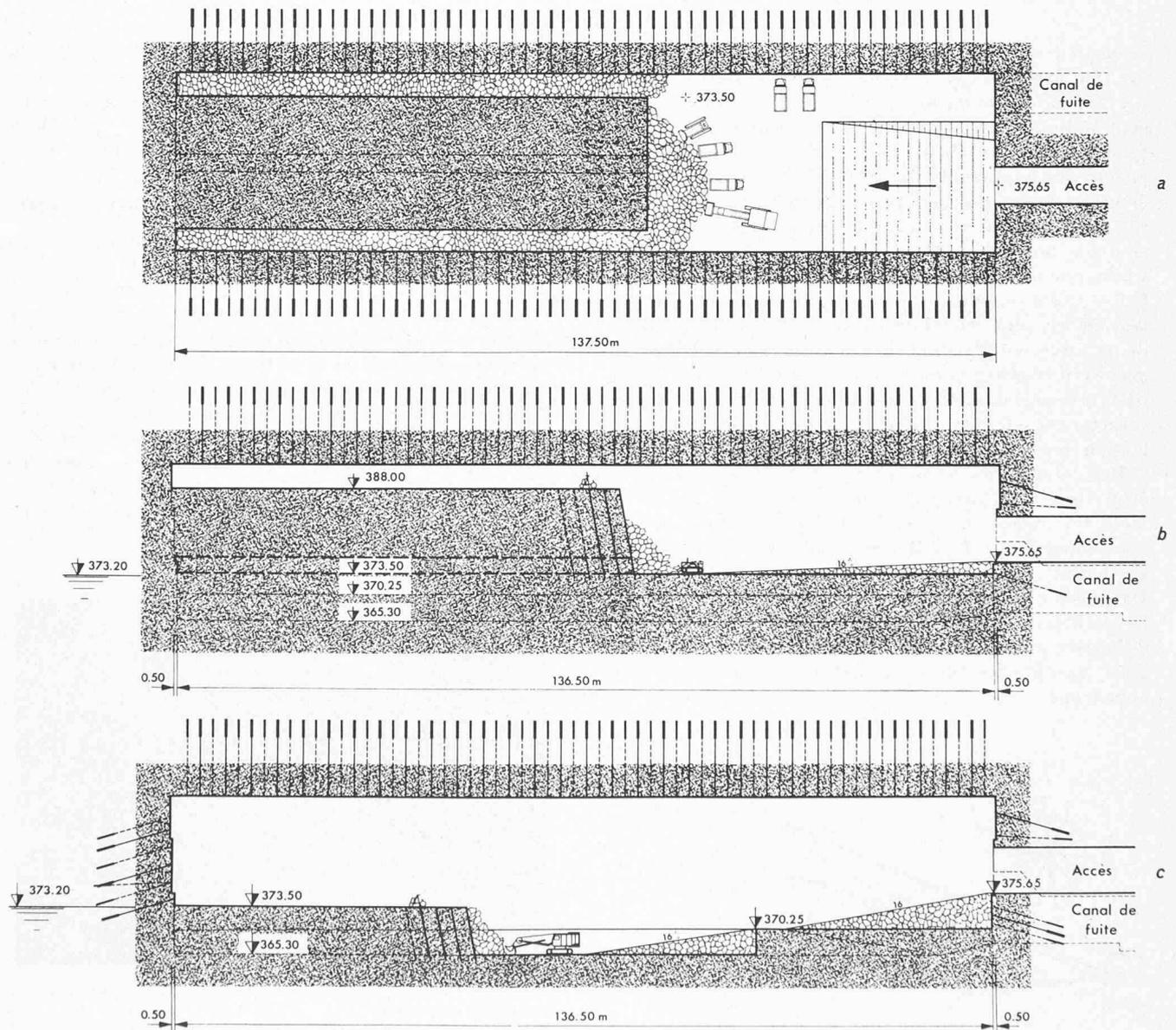


Fig. 4. — Abattage des noyaux supérieur et inférieur.
4 a. Noyau supérieur : coupe horizontale au-dessus du niveau 373,50 m

4 b. Noyau supérieur : profil en long
4 c. Noyau inférieur : profil en long

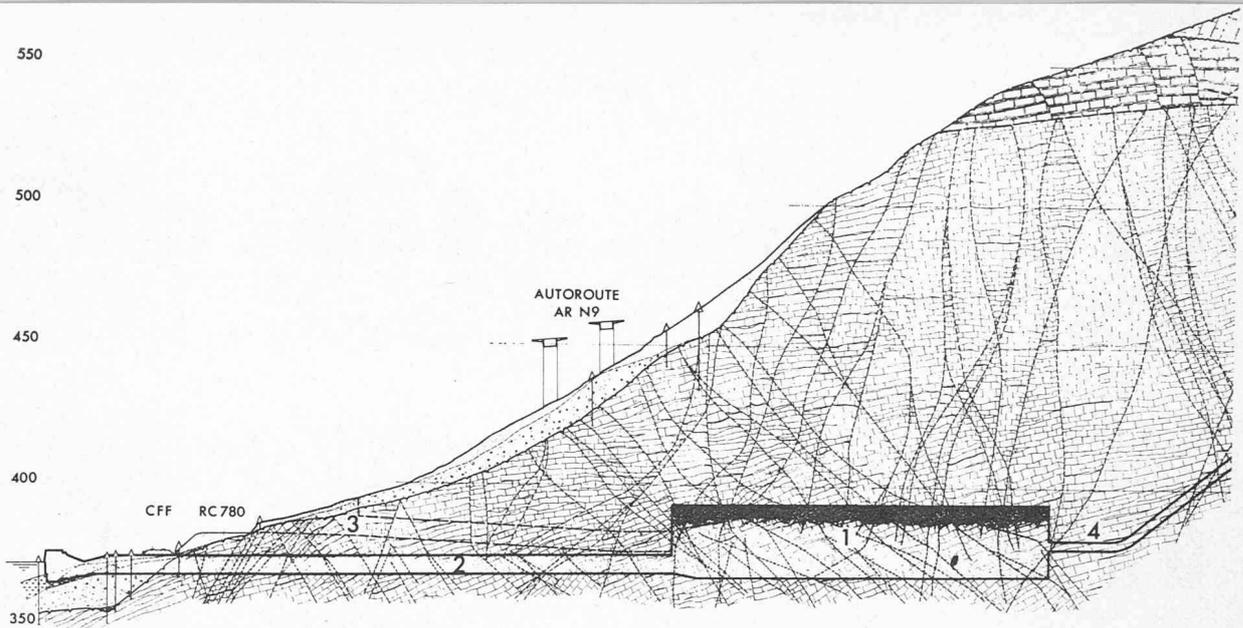


Fig. 5. — Profil en long géologique (selon J. Norbert, géologue, Lausanne).

- | | |
|--------------------|-----------------------|
| 1. Centrale | 4. Puits blindé |
| 2. Canal de fuite | 5. Galerie de sondage |
| 3. Galerie d'accès | |

roche, plus ou moins vertical. Trois systèmes de diaclases ont pu être relevés, système A 1 + A 2, B 1 + B 2, C 1 + C 2. L'orientation et la fréquence des diaclases sont indiquées sur la figure 6. En ce qui concerne la tenue du massif rocheux, le système A 1 + A 2 ne joue pas un rôle important. Malgré la fréquence relativement élevée et le remplissage mylonitique de certaines fissures, le système B 1 + B 2 est, grâce à son orientation et à son inclinaison oblique par rapport à l'axe longitudinal de la caverne, moins défavorable que le faisceau C 1 + C 2 à remplissage argileux fréquent; en effet, ce dernier est plus ou moins vertical et parallèle à l'axe de la caverne. Pendant l'excavation, on n'a pas pu découvrir une région où l'un de ces trois faisceaux n'ait pas été représenté. La tenue de la roche rencontrée est caractérisée par le fait qu'une galerie d'excavation d'une largeur plus grande que 3,50 m n'est pas stable.

Par conséquent, le massif rocheux de Veytaux peut être considéré comme de qualité moyenne, uniformément fragmenté, en général sans joint continu dans le plan vertical (fig. 7) (« Mehrkörper » selon MÜLLER [6]). En outre, quelques zones broyées ont été constatées. Dans l'ensemble, la roche est très hétérogène de par la qualité de ses constituants; les défauts de liaison différents entre les bancs plus ou moins horizontaux, ainsi que les fractures verticales en font une roche anisotrope.

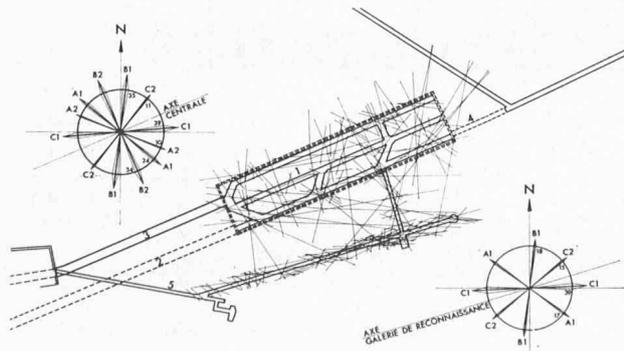


Fig. 6. — Plan de situation, avec indication de la fracturation de la roche (selon J. Norbert).

Toutefois, il est difficile, sur une grande échelle, de déterminer une orientation préférentielle.

C'est ainsi que nous avons admis pour les essais dans un milieu fracturé, un milieu remplaçant semblable à la structure d'un mur en appareil courant, figure 8.

3. Soutènement par tirants en rocher et béton projeté

Le soutènement par tirants en rocher, en liaison avec l'application d'une couche de béton projeté en surface de l'excavation, a pour but de créer au sein du massif rocheux un anneau porteur. Lorsque les poussées ou charges sont importantes ou irrégulières, une forme plus ou moins circulaire de la section d'excavation s'impose. La fragmentation du massif rocheux ne restreint pas l'application du soutènement par ancrage, si la nature de la roche est saine. Toutefois, dans des roches noyées, qui risquent de perdre leur résistance, et dans des terrains plastiques, on doit renoncer aux ancrages.

L'idée de considérer le massif rocheux comme élément porteur et d'y créer par ancrage un anneau a été déjà

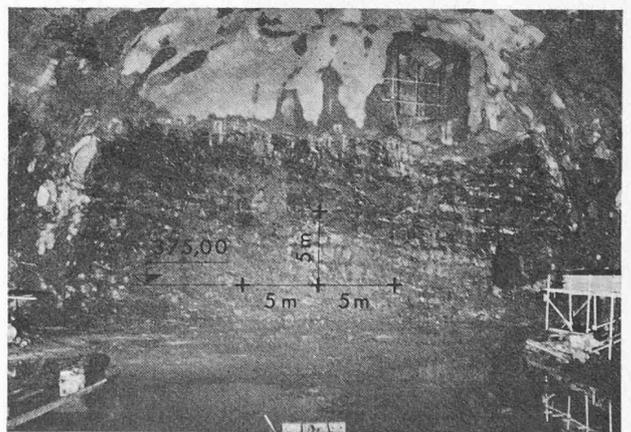


Fig. 7. — Vue du tympan côté montagne après excavation du noyau supérieur.

- A droite, en haut : ouverture pour réservoir d'eau de réfrigération
- A droite, en bas : ouverture pour puits blindé

Photo J. Charpié, Lausanne.

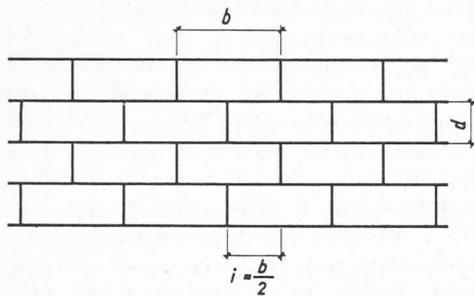


Fig. 8. — Schéma du réseau de diaclases du milieu remplaçant.

formulée par RABCEWICZ [7, 8] et TALOBRE [11]. Rabcewicz a par ailleurs démontré sur un modèle, que même dans du sable sans cohésion la bonne tenue d'un tunnel soutenu par des ancrages peut être assurée [9]. Le massif rocheux, au-delà de l'anneau qui se forme entre les appuis inférieur et supérieur de l'ancrage, s'oppose à la déformation de cet anneau. Un ancrage systématique en fonction de la structure de la roche permet d'obtenir un effet de serrage dans le sens radial et le sens tangentiel de l'anneau, dont l'épaisseur efficace est un peu inférieure à la longueur des ancrages. En outre, les injections nécessaires pour les ancrages améliorent les qualités de la roche de l'anneau porteur. L'application du béton projeté et de la présence de boulons, situés entre les têtes d'ancrage des tirants, évitent la formation d'ogives et améliorent sensiblement la qualité de la surface de la roche.

Le soutènement par tirants et béton projeté qui suit immédiatement l'excavation et qui est déformable dans la limite des charges admissibles des tirants, empêche une détente et des dislocations importantes du massif rocheux pendant l'excavation ; l'anneau porteur supporte les poussées de la roche et s'adapte aux déformations pendant la période transitoire jusqu'à la stabilisation.

Pour un ouvrage souterrain important caractérisé par

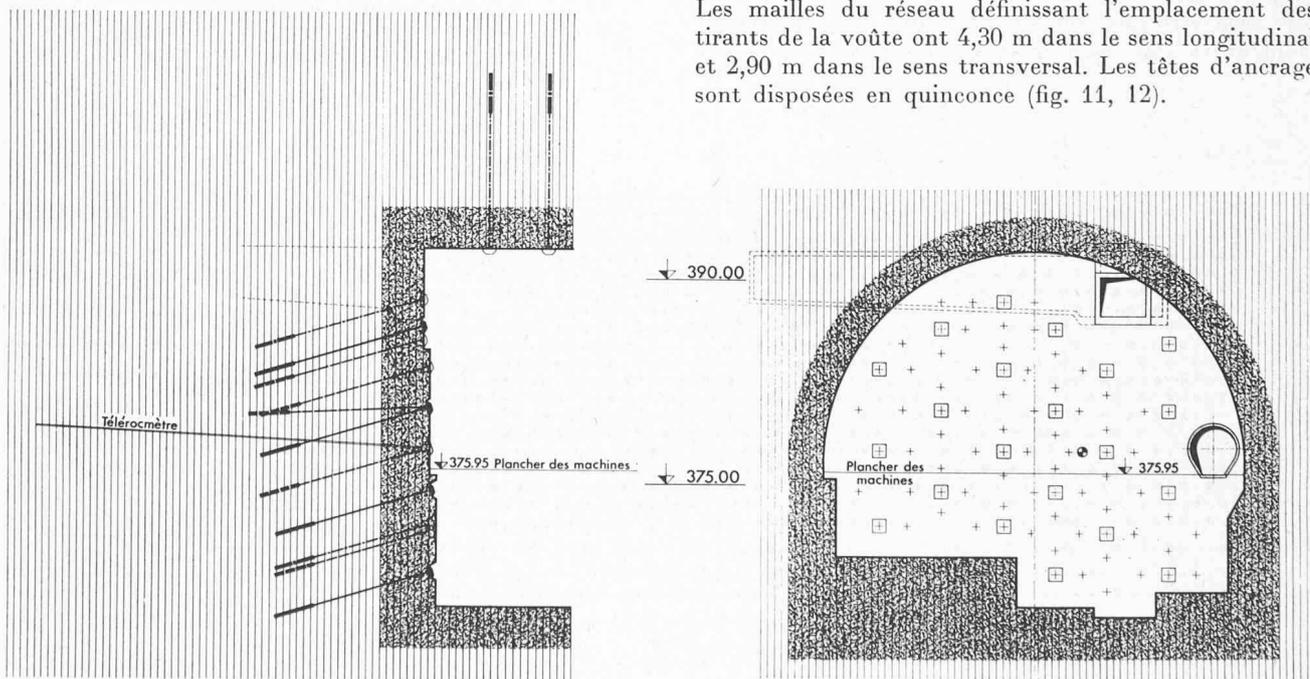


Fig. 9. — Tympan côté montagne. Disposition des tirants précontraints.

plusieurs étapes d'excavation, il est nécessaire après chaque étape de contrôler et, éventuellement, de régler la tension dans les tirants en fonction de la variation de l'état de contrainte dans le massif rocheux.

Dans le cas de l'usine souterraine de Veytaux, une étude approfondie de toutes les questions fondamentales portant sur les possibilités d'application des tirants — en particulier celle de durabilité — a été effectuée. Malgré les expériences encore peu nombreuses dans ce domaine et les dimensions particulièrement importantes de la caverne de Veytaux, située dans une roche d'une tenue moyenne, ce procédé a été adopté pour la réalisation de la voûte, des piédroits et des tympan (fig. 2, 9). Les différentes étapes d'exécution ont en outre nécessité, avant le début des travaux d'excavation, une consolidation et un étanchement de la partie du massif rocheux située dans la nappe phréatique, en dessous du plancher des machines.

Au point de vue rentabilité, la comparaison entre le coût, calculé sur la base des prix de l'adjudication, du procédé par ancrages et béton projeté et celui d'une solution conventionnelle (soutènement par en dessous, avec bétonnage coffré de la voûte) n'a fait ressortir qu'une économie théorique relativement faible. Par contre, cette méthode s'est révélée très rapide, permettant de respecter les délais imposés très courts et de réaliser ainsi une diminution substantielle des frais d'installation et d'administration sur le coût total des travaux.

Les calculs statiques effectués et les essais sur modèle ont été extrêmement utiles à l'élaboration du projet d'exécution et ont permis une meilleure compréhension du jeu des forces très complexe agissant à l'intérieur du massif rocheux. Le levé géologique a montré que, malgré la reconnaissance de trois réseaux de diaclases plus ou moins distincts, les fissures ont toutes les directions possibles ; c'est pourquoi une disposition radiale et systématique des tirants a été choisie ; par la suite, durant l'excavation des travaux, elle s'est révélée judicieuse. La disposition en plan des tirants de 170 et 135 t. de charge admissible est indiquée sur la figure 10. Les mailles du réseau définissant l'emplacement des tirants de la voûte ont 4,30 m dans le sens longitudinal et 2,90 m dans le sens transversal. Les têtes d'ancrage sont disposées en quinconce (fig. 11, 12).

4. Calcul statique du soutènement de la caverne

Les difficultés qui surgissent lors de la résolution d'un problème géomécanique sont essentiellement dues au fait qu'il s'agit souvent d'un problème tridimensionnel, où l'anisotropie de la structure du massif rocheux (stratification, schistosité et fracturation) et les considérations cinématiques jouent un rôle important.

En effet, le problème de la Centrale souterraine de Veytaux représente un problème tridimensionnel, déjà par le fait que la hauteur de recouvrement est variable dans le sens de la longueur; elle est de 150 m au fond de la caverne et de 65 m à son entrée. Pour effectuer un calcul analytique de ce problème, il était nécessaire d'apprécier les conditions imposées et de juger si des simplifications s'avéraient valables et admissibles pour un traitement mathématique. En tenant compte de la stratification plus ou moins horizontale de la roche et de la haute résistance au cisaillement dans les couches, il nous semblait admissible de négliger l'effet de la contrainte longitudinale, considérée comme contrainte principale moyenne, sans influence sur les contraintes agissant dans le sens transversal de la caverne. C'est ainsi que le problème a été considéré comme bidimensionnel, abstraction faite des zones avoisinant les tympans de la caverne.

Les contraintes internes dans un massif rocheux non remanié sont à la base de chaque calcul de résistance. Malgré les conditions géologiques rarement uniformes pour un ouvrage souterrain, il est indispensable de procéder à des mesures in situ et en laboratoire pour pouvoir définir certaines données du calcul. Le temps limité dont on disposait pendant les travaux nous a malheureusement obligé de réduire le nombre des mesures prévu. La valeur moyenne adoptée pour le poids spécifique de la roche est de $2,6 \text{ t/m}^3$, l'angle de frottement entre les plans de glissement potentiels, déterminé sur des échantillons de la roche, de $31,5^\circ$, la cohésion au cisaillement de 30 t/m^2 . Une étude plus approfondie concernant les fractures remplies de dépôts mylonitiques ou argileux n'a pas été effectuée. On peut supposer que dans ces failles, les deux dernières valeurs sont peut-être inférieures à celles que nous indiquons. D'un autre côté, nous n'avons pas pu constater des

surfaces de glissement parfaitement planes. Les valeurs moyennes admises paraissent ainsi acceptables pour l'ensemble du massif rocheux. D'autre part, nous avons dû renoncer aux mesures de compression naturelle dans la roche très hétérogène, étant donné que seul un grand nombre d'essais aurait pu donner une vue d'ensemble représentative. Sur la base de mesures géosismiques et de nombreux essais au vérin, effectués lors de la mise en tension de 205 tirants de la caverne, on a pu constater que pour une charge permanente agissant sur la roche, le module d'élasticité moyen était de l'ordre de $100\,000 \text{ kg/cm}^2$. Malgré la forte fragmentation du massif rocheux, les valeurs mesurées ne s'écartaient que peu de cette valeur moyenne. La valeur de la constante de Poisson a été admise à 5.

Compte tenu de ce qui précède, nous avons admis pour la première étape du calcul un milieu élastique, considéré comme homogène et isotrope, vu à grande échelle; faute de données plus précises, le rapport entre les pressions horizontales et verticales a été choisi à 0,33.

L'expérience a montré, qu'en réalisant une voûte active à l'aide des tirants en rocher et du béton projeté, on ne peut envisager qu'une rupture par cisaillement, la rupture par flexion n'étant pas possible. Basé sur ce fait, TALOBRE [11] propose pour le calcul d'une excavation boulonnée (fig. 13) la méthode suivante :

En supposant la poussée de supportage, l'effort normal dans l'anneau porteur peut être calculé en appliquant la formule du tube. Ainsi, la contrainte normale tangentielle peut être calculée et la courbe intrinsèque permet de déterminer la précontrainte minimum nécessaire pour la stabilisation de l'excavation. L'exemple suivant montre ce mode de calcul pour une galerie, d'un rayon intérieur en calotte de $R_{\text{int}} = 2,50 \text{ m}$ et une poussée de supportage de $p = 3,0 \text{ t/m}^2$.

- Epaisseur de la voûte active : $e = 1,0 \text{ m}$
- Effort normal : $N = p \cdot R_m = 3 \cdot 3,75 = 11,25 \text{ t}$
- Contrainte annulaire : $\sigma_t = \frac{N}{e} = 11,25 \text{ t/m}^2$
- Contrainte radiale minimum, selon courbe intrinsèque : $\sigma_r \text{ min.} = 2,0 \text{ t/m}^2$
- Surface par boulon admise : $1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}^2$
- Précontrainte nécessaire : $T = 2,0 \cdot 2,25 = 4,5 \text{ t}$
- Précontrainte appliquée : $2 \cdot 4,5 = 9,0 \text{ t}$

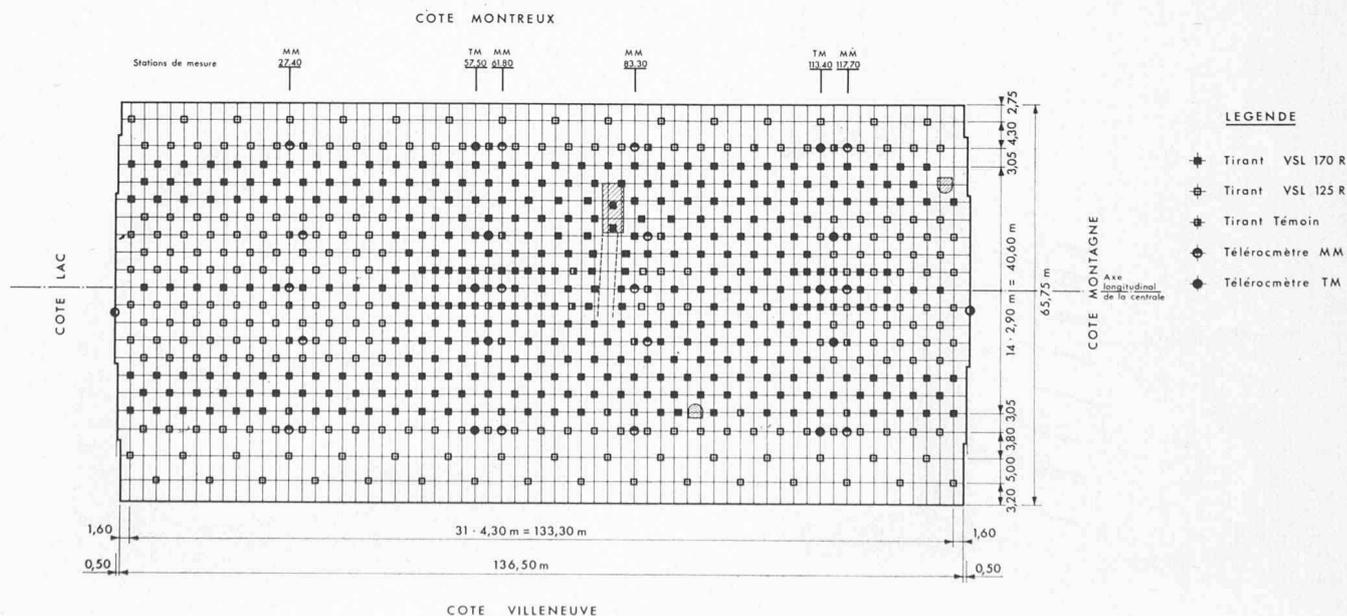


Fig. 10. — Voûte et parois développées. Disposition des tirants en rocher, tirants témoins et télérocmètres.

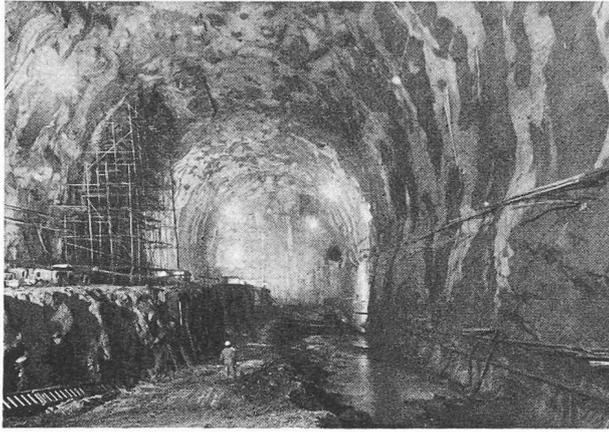


Fig. 11. — Excavation complète du noyau supérieur. Plancher de travail 373,50 m. Au fond, tympan côté montagne.

Photo Germond.

Le calcul dans l'anneau porteur, avec un effort normal constant, correspond à un état de contrainte hydrostatique (hypothèse de Heim) autour de la galerie. La probabilité d'un tel état de contrainte se présente surtout pour des excavations en grande profondeur. Cette hypothèse est commode et permet une évaluation rapide des contraintes moyennes.

Une autre méthode de calcul est proposée par RABCEWICZ [7]. Partant également de l'idée que des moments fléchissants importants ne peuvent pas se former dans une voûte porteuse, si le soutènement de l'excavation peut être considéré comme pratiquement immédiat, le calcul pour un massif stratifié peut se faire de la manière suivante :

T Effort tranchant dans le joint de stratification.

φ^0 Angle de frottement.

e Epaisseur de la voûte porteuse.

F Résultante des forces exercées par les ancrages sur le joint considéré (force de rupture).

ψ^0 Angle formé entre la direction de l'effort intérieur et celle du joint considéré.

α^0 Inclinaison du joint considéré par rapport à l'horizontale.

En admettant les ancrages disposés à 45^0 par rapport aux couches, on obtient pour l'instant de rupture, les relations suivantes découlant de la figure 15 :

$$\frac{H}{\cos \psi} \sin(\alpha + \psi) \cotg(\alpha + \psi) - \frac{F}{\sqrt{2}} =$$

$$= \frac{H}{\cos \psi} \sin(\alpha + \psi) \operatorname{tg} \varphi + \frac{F}{\sqrt{2}} \operatorname{tg} \varphi^2.$$

D'où

$$F = H \cdot \frac{\sqrt{2}}{\cos \psi (1 + \operatorname{tg} \varphi)} \cdot \left[\cos(\alpha + \psi) - \sin(\alpha + \psi) \operatorname{tg} \varphi \right]$$

exemple numérique :

$$H = 40 \text{ t}, \alpha = 0, B = 14,0 \text{ m}, h = 4,5 \text{ m}, e = 5,0 \text{ m},$$

$$\operatorname{tg} \psi = 0,70$$

cas 1,

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,70 : F = H (1 - \operatorname{tg} \psi \cdot \operatorname{tg} \varphi) \cdot \frac{\sqrt{2}}{1 + \operatorname{tg} \varphi}$$

$$= 40 (1 - 0,49) \cdot \frac{1,4}{1,7} = 17 \text{ t}$$

cas 2,

$$\operatorname{tg} \varphi = 0 : \text{en négligeant complètement l'effet du frottement } F = 40 \sqrt{2} = 57 \text{ t}$$

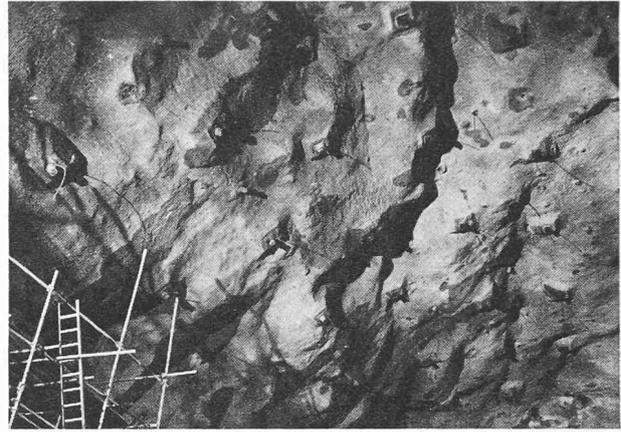


Fig. 12. — Aspect définitif de la calotte, après fin des travaux de soutènement au moyen de tirants en rocher et de béton projeté. On reconnaît, entre les têtes d'ancrage, le réseau des trous de drainage.

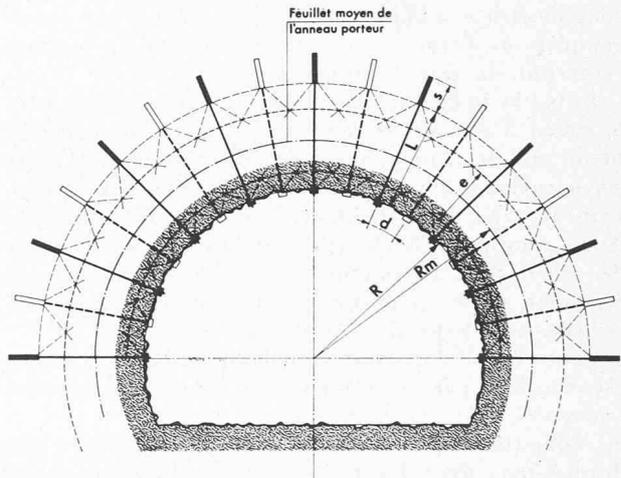


Fig. 13. — Soutènement boulonné (selon Talobre).

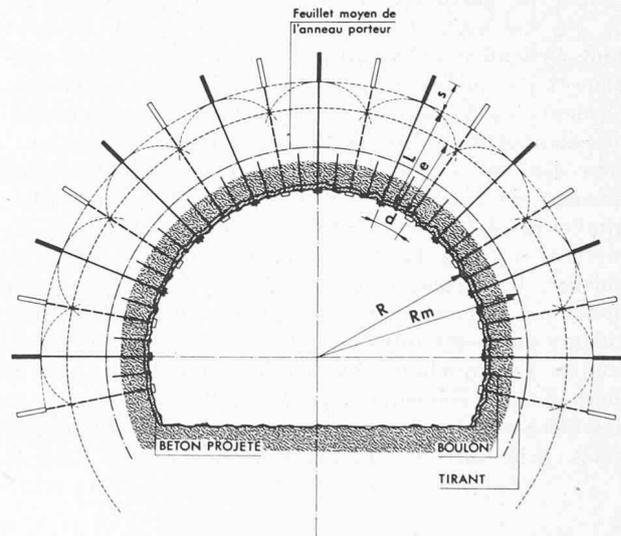


Fig. 14. — Soutènement avec tirants en rocher et béton projeté.

Si l'on adopte un coefficient de sécurité de 1,2 suffisant au vu des hypothèses défavorables admises, et une force à la rupture des boulons de 22 t, un boulon serait nécessaire pour le premier cas et trois pour le second. En outre on peut encore tenir compte de la résistance au cisaillement des ancrages.

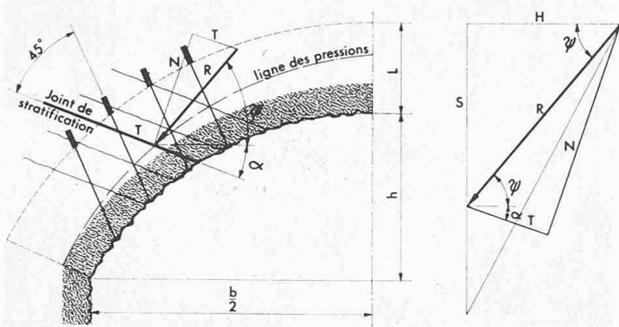


Fig. 15. — Représentation schématique d'un anneau porteur naturel créé par ancrage. Forces agissant le long d'un joint continu (selon Rabcewicz).

Ces deux méthodes de calcul, basées sur une appréciation de la poussée de supportage et des considérations de statique simples, peuvent servir à un premier dimensionnement des ancrages. Toutefois, les hypothèses simplificatrices admises ne peuvent fournir une image complète de l'état de contrainte autour d'un ouvrage souterrain de grandes dimensions.

La méthode de résolution que nous avons utilisée pour le calcul d'un soutènement avec tirants en rocher et béton projeté et que nous exposons ci-après, est basée sur le calcul d'un milieu continu à l'aide d'un ordinateur. Il s'agit de la méthode par éléments finis [12]. Nous pensons utile de résumer brièvement les bases de calcul de cette méthode, car elle est encore peu répandue et les publications qui lui sont consacrées, rédigées essentiellement en anglais.

Pour l'étude d'un problème bidimensionnel le milieu est constitué par des éléments de forme généralement triangulaire ; la continuité entre les éléments est assurée en admettant qu'à l'intérieur de chacun d'eux des droites demeurent des droites après la déformation des éléments. Cette condition est satisfaite si les déformations spécifiques ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} sont constantes à l'intérieur de chaque élément. Ainsi les contraintes σ_x , σ_y , τ_{xy} qui agissent sur les bords de chaque élément sont également constantes. Les contraintes sont remplacées par des forces agissant aux nœuds de chaque élément. Sur la base de ces hypothèses, il est possible de calculer la rigidité de chaque élément comme fonction des forces nodales découlant d'un déplacement unitaire de chaque nœud. Les conditions d'équilibre appliquées à l'ensemble du système des éléments permettent à l'aide du calcul matriciel de déterminer les valeurs des déplacements inconnus de chaque point nodal en respectant les conditions aux limites. Les valeurs des contraintes découlent de celles des déplacements. Ces quelques explications montrent que la méthode des éléments finis diffère fondamentalement des méthodes basées sur l'application des différences finies. Elle offre de nombreuses possibilités dans le

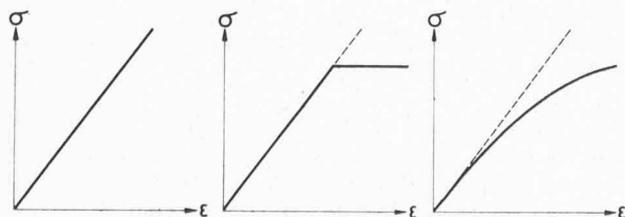


Fig. 16. — Diagramme contraintes-déformations. Élasticité linéaire et élasticité non linéaire (plasticité).

domaine de la mécanique des roches, permettant de tenir compte des différentes particularités d'un solide qui forme le massif rocheux. En effet, il est possible d'introduire dans le calcul de résistance d'un milieu élastique ou plastique (fig. 16), l'anisotropie (p.e. l'orthotropie), la résistance nulle à la traction, l'effet des irrégularités dans le milieu (failles, etc.) et l'effet du fluage de la roche.

KASTNER [3] distingue dans les phénomènes de rupture d'un massif rocheux, la rupture par séparation et la rupture par cisaillement. La rupture par séparation est provoquée par des contraintes de traction, tandis que la rupture par cisaillement découle des contraintes tangentielles. Dans ce dernier cas, les contraintes normales, agissant sur les faces de rupture, sont des compressions, exceptionnellement des tractions. Les deux types de rupture (par séparation ou par cisaillement) ne montrent pas de tendance à se produire progressivement. Sur la base de la théorie de la rupture de Mohr, plusieurs auteurs ont développé différentes formes de la courbe intrinsèque. Un certain nombre de ces courbes est applicable dans les deux domaines, ruptures par séparation et par cisaillement. Malgré cela, l'allure de la courbe intrinsèque dans la zone tendue est incertaine et les hypothèses à ce sujet sont très différentes. KASTNER définit la condition de plasticité, en admettant que la courbe intrinsèque est une droite caractérisée par la résistance uniaxiale de la roche à la compression et l'angle de frottement interne. Si l'on exclut la résistance à la traction, lors du calcul d'un milieu, la courbe intrinsèque peut être représentée selon la manière indiquée dans la figure 17.

Un milieu plastique est caractérisé par le fait que la résistance au glissement est entièrement utilisée, c'est-à-dire que la courbe intrinsèque est tangente aux cercles des contraintes ; avec la désignation de la figure 17, la condition de plasticité peut être écrite comme suit [4,3] :

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_{tp} - \sigma_{rp}}{\sigma_{tp} - \sigma_{rp} + 2K}$$

où φ représente l'angle constant de la résistance au glissement.

Au stade actuel de l'application de la méthode par éléments finis, l'introduction de cette condition de plasticité sous cette forme n'est pas facile et nécessite un certain nombre d'itérations.

Dans notre cas, la couverture de la caverne étant

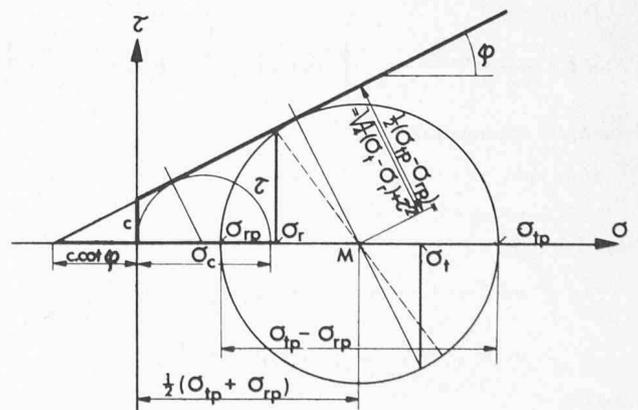


Fig. 17. — Condition de plasticité, basée sur une courbe intrinsèque rectiligne (cercles de Mohr).

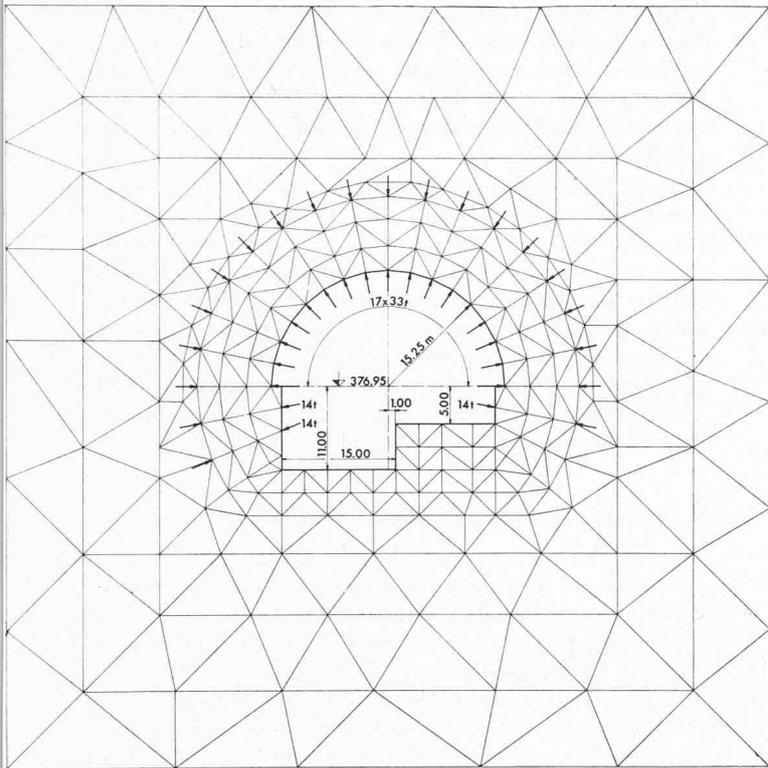


Fig. 18. — Calcul par la méthode des éléments finis.
Réseau du calcul

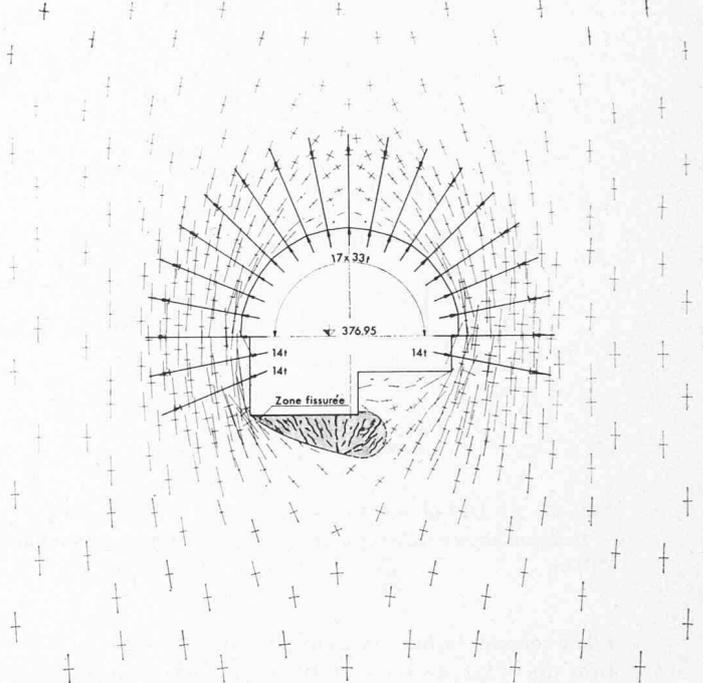


Fig. 20. — Calcul par la méthode des éléments finis.
Répartition des contraintes autour de la caverne avec tirants en rocher dans un milieu élastique, fissuré dans les zones de traction.

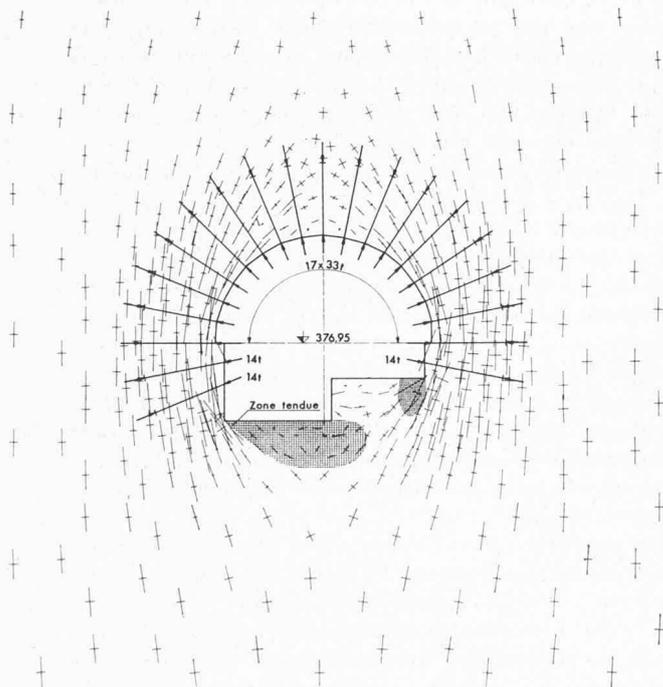


Fig. 19. — Calcul par la méthode des éléments finis.
Répartition des contraintes autour de la caverne avec tirants en rocher dans un milieu élastique.

Hauteur de recouvrement	160,00 m
Poids spécifique	2,6 t/m ³
Module d'élasticité	100 000 kg/cm ²
Coefficient de Poisson	0,15
Rapport entre pressions horizontales et verticales	0,33

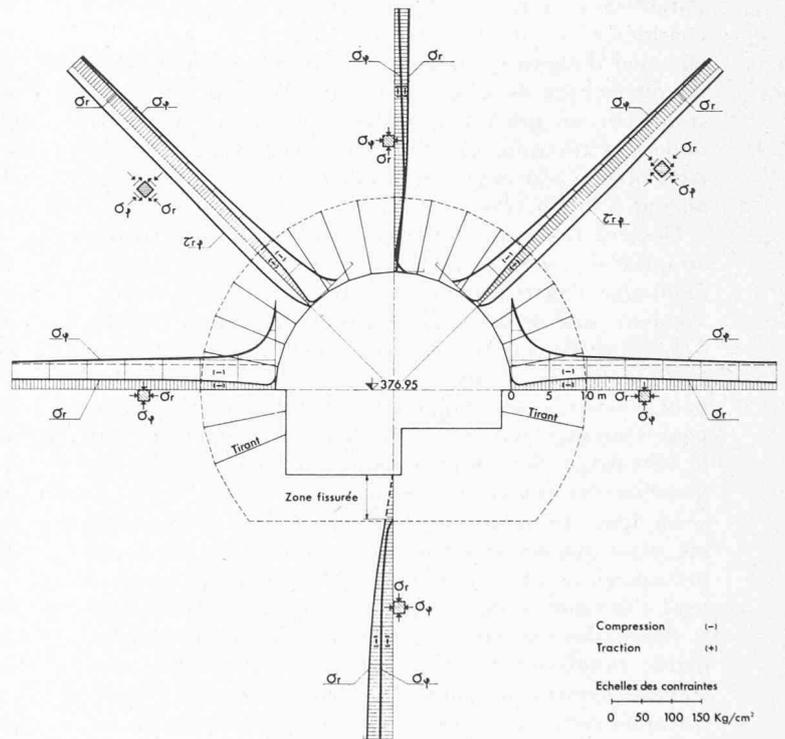


Fig. 21. — Calcul par la méthode des éléments finis.
Répartition des contraintes dans plusieurs sections autour de la caverne. Milieu élastique, fissuré dans les zones de traction.

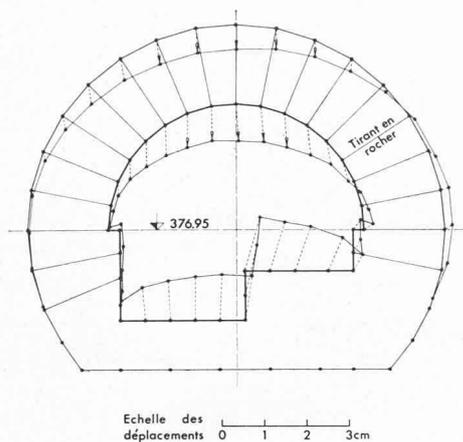


Fig. 22. — Calcul par la méthode des éléments finis.

Déplacement du rocher autour de la cavité dans un milieu élastique.

relativement faible, on pouvait admettre que la formation de l'état de contrainte secondaire dans le massif rocheux se développerait dans un milieu élastique. Les plus grandes contraintes de compression sont de l'ordre de 100 kg/cm^2 , que les calcaires de Veytaux peuvent supporter très facilement. En admettant la résistance uniaxiale de la roche à la compression à 400 kg/cm^2 , et celle au cisaillement à 50 kg/cm^2 , l'angle, admis constant, de la résistance intérieure au glissement est de 63° . Les valeurs moyennes déterminées sur des échantillons de la roche pour des plans de glissement potentiels sont $\tau_c = 30 \text{ kg/cm}^2$ et $\varphi_{\text{mli}} = 31,5^\circ$. Devant considérer un milieu très fracturé, nous avons dû effectuer d'abord un calcul pour un milieu élastique en tenant compte de la résistance à la traction, et par la suite, par un procédé itératif, le cas d'une résistance nulle à la traction. En effet, un milieu fissuré a certainement une résistance au cisaillement, mais n'en offre aucune à la traction.

Deux sections caractéristiques ont été choisies, situées au quart de longueur de la Centrale, l'une côté tympan montagne, l'autre côté tympan lac. La hauteur de recouvrement au-dessus du plancher des machines (niveau 375,95) est de 160 m, respectivement 105 m. Pour ces deux profils, deux cas de charge ont été étudiés, l'un pour l'excavation complète (état transitoire), l'autre pour l'ouvrage terminé (état définitif), caractérisé par le bétonnage de l'infrastructure jusqu'au niveau du plancher des machines.

La figure 18 montre le réseau des éléments finis utilisés, ainsi que les grandeurs et directions des forces de précontrainte. Au voisinage de l'excavation, où l'on peut s'attendre à des variations plus importantes dans le champ des contraintes, on a choisi des éléments plus petits, tandis qu'au large, où les variations des contraintes deviennent faibles, des éléments plus grands. Quelques résultats de ce calcul sont représentés sur les figures 19 et 20*. Celles-ci indiquant les contraintes peuvent servir pour vérifier la sécurité au glissement le long des plans de glissement prononcés et pour délimiter les zones plastiques éventuelles d'une nouvelle

* Les calculs numériques ont été effectués au centre de calcul de l'« University of Wales », sous la direction du professeur O. C. Zienkiewicz, auquel l'auteur tient à exprimer ses remerciements.

étape du calcul. Dans notre cas on s'est limité au calcul d'un milieu élastique puisque les valeurs des contraintes se situent dans un domaine, où l'on peut admettre que le comportement de la roche est élastique. La figure 21 montre que l'effort normal dans la voûte active n'est pas du tout constant.

Il est intéressant de mentionner la bonne correspondance entre les valeurs de déplacement calculées (fig. 22) et celles mesurées dans la caverne à l'aide des télérocmètres. Le mouvement du radier vers le haut n'a pas pu être constaté lors des travaux d'excavation suivis sans interruption par ceux de bétonnage destinés à la fermeture de l'anneau porteur. D'autre part, on peut constater que la déformation des tirants est faible et, de ce fait, l'effet de la variation des tensions dans les tirants est négligeable sur les valeurs des contraintes.

5. Essais statiques par photoélasticité

Pour pouvoir obtenir un aperçu du jeu des forces provoqué par des tirants en rocher, nous avons procédé, dans le laboratoire de photoélasticité de la CETP, à des essais statiques dans un milieu homogène continu et dans un milieu homogène, mais fissuré.

Il est clair que des essais de ce genre ne peuvent pas être considérés au sens rigoureux des lois de similitude ; toutefois ils sont très instructifs et nous renseignent sur le mécanisme de remaniement des forces en jeu [5, 10].

L'objet de ces essais était de déterminer une disposition favorable des tirants pour créer au sein de la roche un anneau porteur par un serrage aussi uniforme que possible. Du fait que la stratification de la roche était horizontale et la liaison dans les surfaces de contact bonne, nous avons limité cette étude à la zone en calotte. L'épaisseur de l'anneau porteur a été admise à 10 m. Sur une durée relativement courte, après la mise en précontrainte, les tirants ne sont sollicités que par la précontrainte. C'est la raison pour laquelle nous avons effectué une série d'essais sans prendre en considération l'effet des poussées de supportage.

La matière utilisée pour ces essais était le polyester VP 1257, qui a été choisi à cause de son effet de bord relativement faible en tenant compte de la durée prolongée de préparation des modèles de chaque série d'essais. Le modèle a été réalisé à l'échelle 1 : 200 ; l'épaisseur de la plaque était de 10, 25 mm, le module d'élasticité de $32\,500 \text{ kg/cm}^2$ et le coefficient de Poisson de 0,45. Pour la réalisation des tirants sur modèle, nous avons utilisé des rayons de roue de bicyclette. À l'intrados de la voûte, nous avons disposé sur chaque tirant une petite plaque métallique et à l'extrados un dynamomètre photoélastométrique destiné à contrôler la force de précontrainte.

La première série d'essais a été effectuée dans un milieu homogène continu. La figure 23 montre l'image des lignes isochromes pour un seul tirant, la figure 24, celle pour une série de tirants disposés dans le sens radial de la voûte, à une distance de 3,00 m les uns des autres. La distribution des contraintes selon la figure 23 à l'intérieur de la voûte, est très semblable à celle d'un disque circulaire. Ainsi, on peut admettre que la distribution spatiale des contraintes dans la roche dues aux tirants correspond à celle qui s'établirait dans une sphère. Cette constatation peut servir pour déterminer l'épaisseur efficace de l'anneau porteur. Si l'on double la distance entre ancrages, la répartition des contraintes à l'intérieur n'est pas très uniforme et le

serrage de la roche peu satisfaisant (fig. 25). On peut conclure que le rapport entre la longueur de l'ancrage et la distance entre tirants doit être au moins de 2, si l'on veut obtenir une zone uniformément comprimée par les tirants. Sur la figure 24 on distingue clairement la sollicitation uniforme obtenue par la disposition choisie pour les tirants. La figure 26 montre l'effet d'une charge admise dans le sens vertical, qui correspond à des forces de dislocation de la roche agissant sur l'anneau porteur. L'exploitation du réseau des lignes isochromes nous renseigne sur la modification des tensions dans les tirants et dans le champ des contraintes. Le rapport entre la surcharge totale et la force de précontrainte initiale est d'environ 20. La série d'essais a été effectuée pour plusieurs rapports entre surcharge et précontrainte. Dans cette surcharge il faut compter également le poids propre de l'anneau porteur.

Cette série d'essais a permis de se rendre compte de la sensibilité de la précontrainte des tirants à l'effet d'une surcharge. On a pu constater que les tensions dans les tirants disposés à la clef de l'anneau porteur

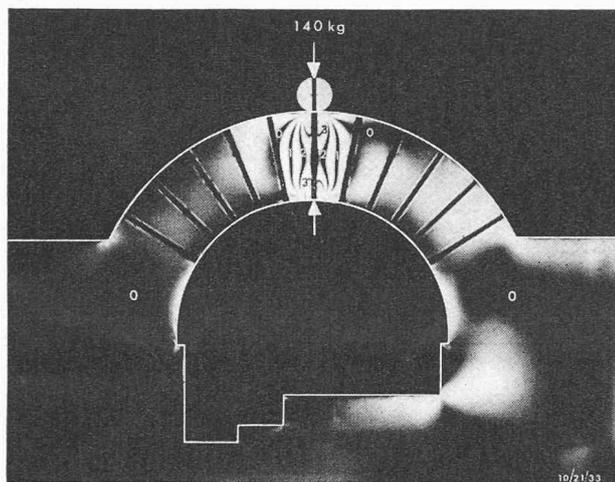


Fig. 23. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu homogène.

Effet d'un seul tirant en rocher situé en calotte.
Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire.

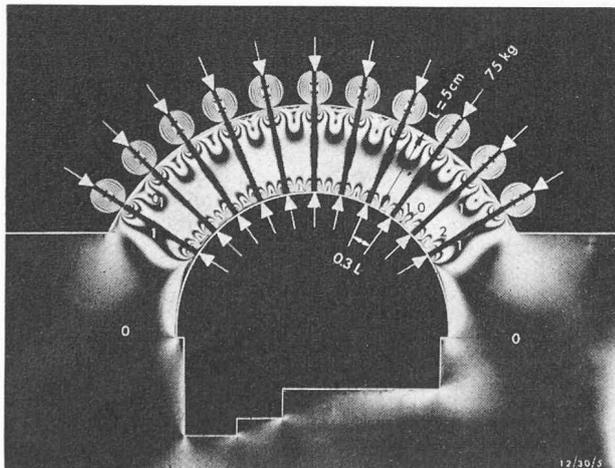


Fig. 24. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu homogène.

Précontrainte uniforme, effet des tirants en rocher en calotte.
Distance entre tirants : 0,3 L.
Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire (champ obscur).

ne subissaient pas de grandes modifications lorsqu'une surcharge verticale agissait sur l'anneau porteur. Les tirants situés au quart de l'anneau porteur subissaient plutôt une diminution de la force de précontrainte initiale, tandis que les tirants disposés dans la zone de naissance accusaient une augmentation assez sensible de la précontrainte. Il est entendu que celle-ci dépend de l'importance de la surcharge.

Une autre série d'essais a été effectuée dans un milieu fissuré. Le réseau des blocs admis formant ce milieu correspond dans les grandes lignes au relevé géologique effectué pour la Centrale. La figure 27 doit être considérée comme une image montrant l'effet de la précontrainte. L'important soulèvement de l'anneau porteur ne peut pas en réalité avoir lieu, étant donné que cette déformation est empêchée par le massif rocheux. L'importance de cette déformation est également fonction de la valeur de la constante de Poisson. Toutefois, cette image montre la création de l'effet de serrage dans l'anneau porteur. On voit qu'il est parfaitement possible de stabiliser un milieu fissuré avec joints réguliers à

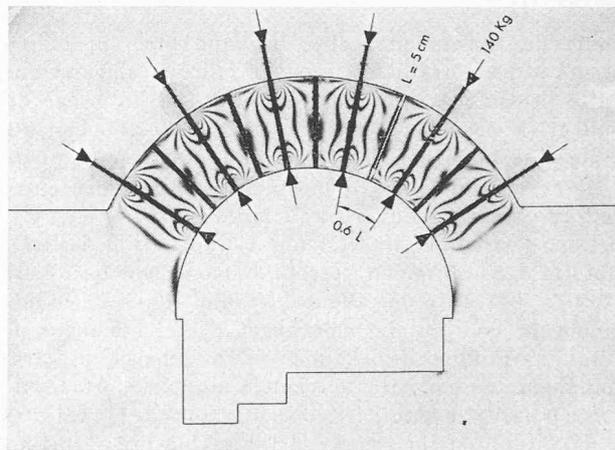


Fig. 25. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu homogène.

Précontrainte uniforme, effet des tirants en rocher en calotte.
Distance entre tirants : 0,6 L.
Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire (champ clair).

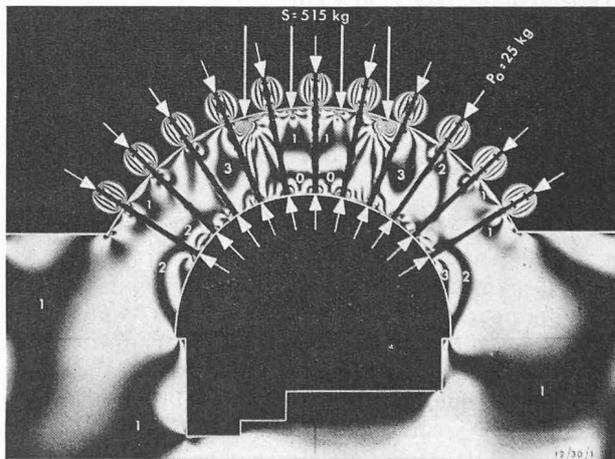


Fig. 26. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu homogène.

Précontrainte uniforme, effet des tirants en rocher en calotte et surcharge verticale. Précontrainte initiale $P_0 = 25$ kg. Surcharge $S = 515$ kg.
Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire.

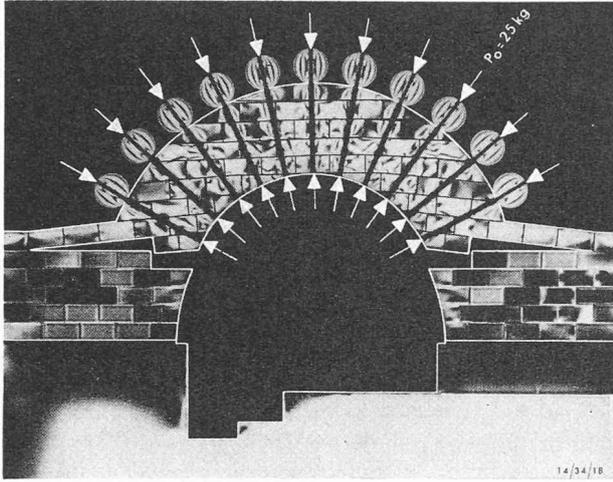


Fig. 27. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu fracturé.

Image du champ de contraintes pour précontrainte uniforme ($P_0 = 25 \text{ kg}$).

Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire.

l'aide de tirants en rocher. Chaque bloc du milieu fissuré a des côtés lisses, et sa stabilité ne dépend que de la pression exercée par les tirants à l'intérieur du milieu. Le coefficient de frottement entre les éléments a été déterminé par des essais préliminaires. Il est de 0,19 et pratiquement indépendant du rapport entre l'effort normal et l'effort tranchant.

Dans l'ensemble, on voit que la répartition des contraintes dans un milieu isotrope homogène mais fissuré est très différente de celle qui s'établit dans un milieu homogène continu. Le mécanisme de remaniement de l'état d'équilibre de chaque cas de charge est très complexe. On constate souvent le long des surfaces de contact entre les blocs, des concentrations de contraintes et la formation de zones plastiques localisées surtout dans les angles, indiquant un glissement et une rotation des blocs. Nous pouvons également observer la transmission des contraintes d'un tirant à l'autre, qui n'est pas du tout uniforme, vu l'image perturbée des isochromes à l'intérieur de chaque bloc. En ce qui concerne la variation des forces de précontrainte dans les tirants et des contraintes dans le champ, dues à une surcharge verticale (fig. 28), la constatation faite dans le milieu continu s'est confirmée dans le milieu fissuré avec cette différence que l'augmentation des tensions dans les tirants est plus grande.

Résumé

La technique de soutènement par tirants en rocher et l'application d'une couche de béton projeté sur la surface excavée offre une solution rapide et économique pour la réalisation des centrales souterraines de grandes dimensions. Cette solution peut être envisagée même dans les cas de roches moyennes, à condition que la bonne tenue et la durabilité de l'ancrage puissent être assurées. Au stade de nos connaissances actuelles, cette technique de soutènement répond au mieux à la condition de conserver la structure naturelle du massif rocheux, empêchant une détente et une forte dislocation pendant les travaux d'excavation ; ainsi la poussée de supportage sur l'anneau porteur, créé au sein du massif, est fortement réduite. La méthode exposée

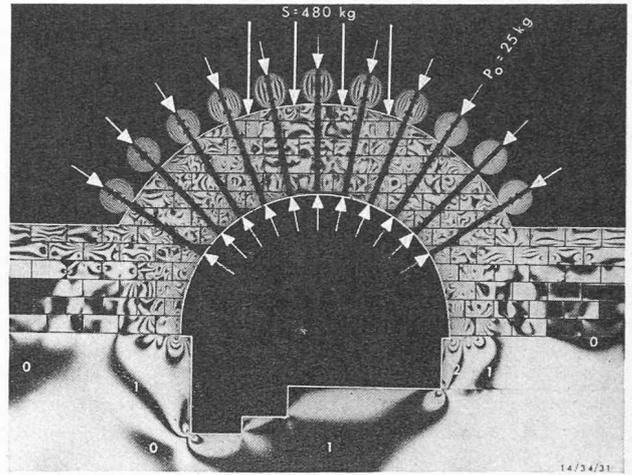


Fig. 28. — Essais photoélasticimétriques dans un milieu fracturé.

Précontrainte uniforme, effet des tirants en rocher en calotte et surcharge verticale. Précontrainte initiale $P_0 = 25 \text{ kg}$. Surcharge $S = 480 \text{ kg}$.

Lignes isochromes pour lumière monochromatique, polarisation circulaire.

pour le calcul d'un soutènement, basée sur la théorie de l'élasticité d'un milieu continu et appliquée pour la centrale souterraine de Veytaux, permet d'apprécier par calcul le comportement d'un soutènement. Certains résultats ont été confirmés et complétés d'une manière instructive par des essais bidimensionnels dans un milieu élastique homogène continu et dans un milieu homogène, mais fissuré avec un réseau de joints réguliers. Les résultats de nos essais montrent une fois de plus que la photoélasticité est un outil précieux dans le domaine de la mécanique des roches, permettant de mieux saisir le mécanisme très complexe du jeu des forces dans un milieu fissuré.

Bibliographie

- [1] CAQUOT, A. et J. KÉRISEL : *Traité de mécanique des sols*, Paris, Gauthier-Villars, 1949.
- [2] CETP : L'aménagement hydro-électrique Hongrin-Léman. *Cours d'eau et d'énergie* 58 (1966), n° 8/9.
- [3] KASTNER, H. : *Statik des Tunnel- und Stollenbaues*. Berlin, Springer, 1962.
- [4] LAMBERT, R. H. et L. W. COUSIN : Evolution du projet d'aménagement de la chute Hongrin-Léman. *Bulletin technique de la Suisse romande* 91 (1965), n° 24.
- [5] LANG, TH. A. : *Rock behavior and rock bolt support in large excavations*. Symposium on underground power stations, New York, october 1957.
- [6] MÜLLER, L. : *Der Felsbau*, Band 1. Stuttgart, Enke Verlag, 1963.
- [7] RABCEWICZ, L. VON : Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden. *Schweiz. Bauzeitung* 75 (1957), Nr. 9.
- [8] RABCEWICZ, L. VON : Spritzbeton und Ankerung als Hilfsmittel zum Vortrieb und als endgültiger Tunnelausbau. *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte* 106 (1961), Nr. 5/6.
- [9] RABCEWICZ, L. VON : Modellversuche mit Ankerung in kohäsionslosem Material. *Die Bautechnik* 34 (1957), Heft 5.
- [10] SONNTAG, G. : Spannungsoptische und theoretische Untersuchungen der Beanspruchung geschichteter Gebirgskörper in der Umgebung einer Strecke. *Forschungsberichte des Landes Nordrhein Westfalen*, Nr. 461. Köln, Westdeutscher Verlag, 1960.
- [11] TALOBRE, J. : *La mécanique des roches*. Paris, Dunod, 1957.
- [12] ZIENKIEWICZ, O. C. : *The finite element method in structural and continuum mechanics*. London, Mc Graw-Hill Company Ltd., 1967.