

# Quelques problèmes relatifs aux fondations des grands barrages-réservoirs: barrages du Mauvoisin et de la Grande Dixence

Autor(en): **Stucky, Alfred**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **80 (1954)**

Heft 22

PDF erstellt am: **29.06.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-60726>

## **Nutzungsbedingungen**

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

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

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

## **Haftungsausschluss**

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

**Abonnements:**  
Suisse: 1 an, 24 francs  
Etranger: 28 francs  
Pour sociétaires:  
Suisse: 1 an, 20 francs  
Etranger: 25 francs  
Prix du numéro: Fr. 1.40  
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »  
N° II. 57 75, à Lausanne.

**Expédition**  
Imprimerie « La Concorde »  
Terreaux 31 — Lausanne.

**Rédaction**  
et éditions de la S. A. du  
Bulletin technique (tirés à  
part), Case Chauderon 475

**Administration générale**  
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président: R. Neeser, ingénieur, à Genève; Vice-président: G. Epitiaux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. P. Joye, professeur; † E. Latelin, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. † L. Archinard, ingénieur; Cl. Grosgrin, architecte; E. Martin, architecte; V. Rochat, ingénieur — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. J. Dubuis, ingénieur; D. Burgener, architecte.

Rédaction: D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration

de la Société anonyme du Bulletin technique: A. Stucky, ingénieur, président;  
M. Bridel; G. Epitiaux, architecte; R. Neeser, ingénieur.

## Tarif des annonces

1/1 page	Fr. 264.—
1/2 »	» 134.40
1/4 »	» 67.20
1/8 »	» 33.60

Annonces Suisses S. A.  
(ASSA)



Place Bel-Air 2. Tél. 22 33 26  
Lausanne et succursales

**SOMMAIRE:** *Quelques problèmes relatifs aux fondations des grands barrages-réservoirs: Barrages du Mauvoisin et de la Grande Dixence (suite et fin), par ALFRED STUCKY, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (Section S. I. A.): Rapport du président sur l'exercice 1953-1954. — DIVERS: 18<sup>me</sup> journée de la haute fréquence; Conférence des Directeurs de travaux publics. — Société suisse des ingénieurs et des architectes: 2<sup>me</sup> Conférence internationale sur la formation des ingénieurs; Groupe S.I.A. des ingénieurs de l'industrie. — NÉCROLOGIE: Albert Rossire, architecte. — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.*

## QUELQUES PROBLÈMES RELATIFS AUX FONDATIONS DES GRANDS BARRAGES-RÉSERVOIRS

### BARRAGES DU MAUVOISIN ET DE LA GRANDE DIXENCE

(Suite et fin<sup>1</sup>)

par ALFRED STUCKY, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne

#### III. Détermination expérimentale de la déformabilité des appuis du barrage

Le tassement et la rotation des appuis d'un barrage peuvent, s'ils sont importants par rapport aux déformations propres de l'ouvrage, influencer d'une manière sensible les réactions d'appui et la distribution des contraintes dans l'ouvrage, surtout s'il s'agit d'un barrage-voûte, hautement hyperstatique. Quant au barrage-poids, une déformation non uniforme du sol de fondation peut également modifier la distribution des contraintes et devenir, le cas échéant, la cause de désordres. Pour tous les barrages de grande hauteur, il importe donc de connaître la déformabilité de la roche le long du pourtour de l'ouvrage.

Pour cette analyse, il est nécessaire de définir un critère permettant d'évaluer le degré de déformabilité de la masse rocheuse non seulement en surface mais aussi en profondeur. Quoique cette masse ne soit ni parfaitement élastique, ni isotrope, il est indispensable

pour le calcul de l'assimiler à un milieu élastique et isotrope dans certaines limites; on peut alors lier le tassement à la pression exercée par l'ouvrage et introduire un coefficient, analogue au module d'élasticité des corps élastiques, que l'on pourrait appeler module apparent de déformation du rocher  $E_r$ .

La détermination d'un tel module a déjà été tentée à plusieurs reprises, soit en comprimant des échantillons de la roche, ce qui donne des valeurs trop élevées car on néglige ainsi l'effet de la fissuration, soit par mise en pression hydraulique de tronçons de galeries; dans ce cas, les déformations dépendent essentiellement de la résistance à la traction de la roche, qui est inconnue alors que c'est le module de déformation à la compression que nous recherchons.

Certains ingénieurs ont réalisé des essais au moyen de vérins exerçant une pression sur une surface de quelques décimètres carrés, et ont mesuré le tassement au centre ou sur le pourtour de la plaque d'appui. Les résultats de tels essais sont sujets à caution pour deux raisons: tout d'abord, la surface d'action étant petite et la mesure du tassement n'étant faite qu'en un seul point,

<sup>1</sup> Voir *Bulletin technique* du 16 octobre 1954, page 317.

des accidents locaux (fissures, petites cavités, etc.) peuvent fausser complètement l'expérience. Puis le module de tassement est calculé en fonction de la charge et du tassement au centre en partant de la formule de Boussinesq. Or, nous présenterons dans un instant le résultat des essais que nous avons réalisés dans de grandes cavernes, où la surface déformée relevée était toujours sensiblement différente de celle qui résulte de la formule de Boussinesq. A une certaine distance du centre de la plaque d'appui, le tassement est en général bien inférieur à ce que donne le calcul classique selon Boussinesq, tandis que dans le voisinage du centre le tassement est plus grand. La déformation est ainsi beaucoup plus localisée que ne le voudrait la théorie.

a) Description des essais

On voit donc que la détermination du module ne peut se faire que par une expérience réalisée sur place, dans de grandes cavernes, où on mesure les déformations d'ensemble de la masse rocheuse intéressée par l'essai. Il importe en effet que le module exprimant la déformabilité des appuis tienne compte de la structure générale de la roche, des fissures, de la stratification.

Si l'essai de charge doit affecter une zone aussi grande que possible, il faut que les forces exercées soient importantes, 1000 à 2000 t. Pour exercer de telles forces, il faut un appui, difficile à réaliser à la surface du sol. Il est plus facile d'opérer dans une caverne en prenant appui contre la paroi externe, et en exerçant, au moyen de vérins puissants, une force dirigée comme le seront les réactions du barrage, horizontales ou légèrement obliques pour le barrage-voûte — verticales ou presque pour le barrage-poids. Il faut que la paroi de la caverne

Champ des contraintes dans le rocher.

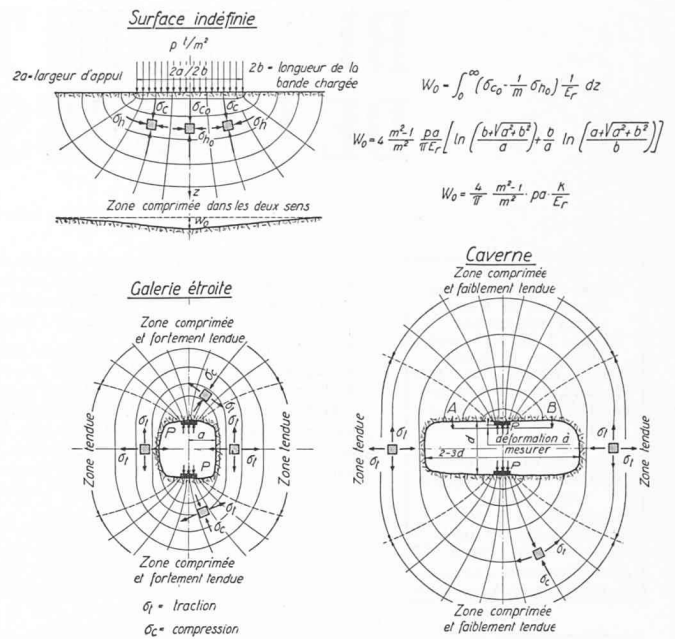


Fig. 14. — Champ des contraintes résultant des pressions exercées sur une surface indéfinie et dans une galerie.

soit aussi grande que possible pour pouvoir être assimilée à une surface plane indéfinie. Si les faces sur lesquelles s'exerce la pression sont trop faibles par rapport à la distance qui les sépare, « l'effet de tunnel » reste important, le champ des forces est alors très différent de celui d'une surface infinie subissant une poussée

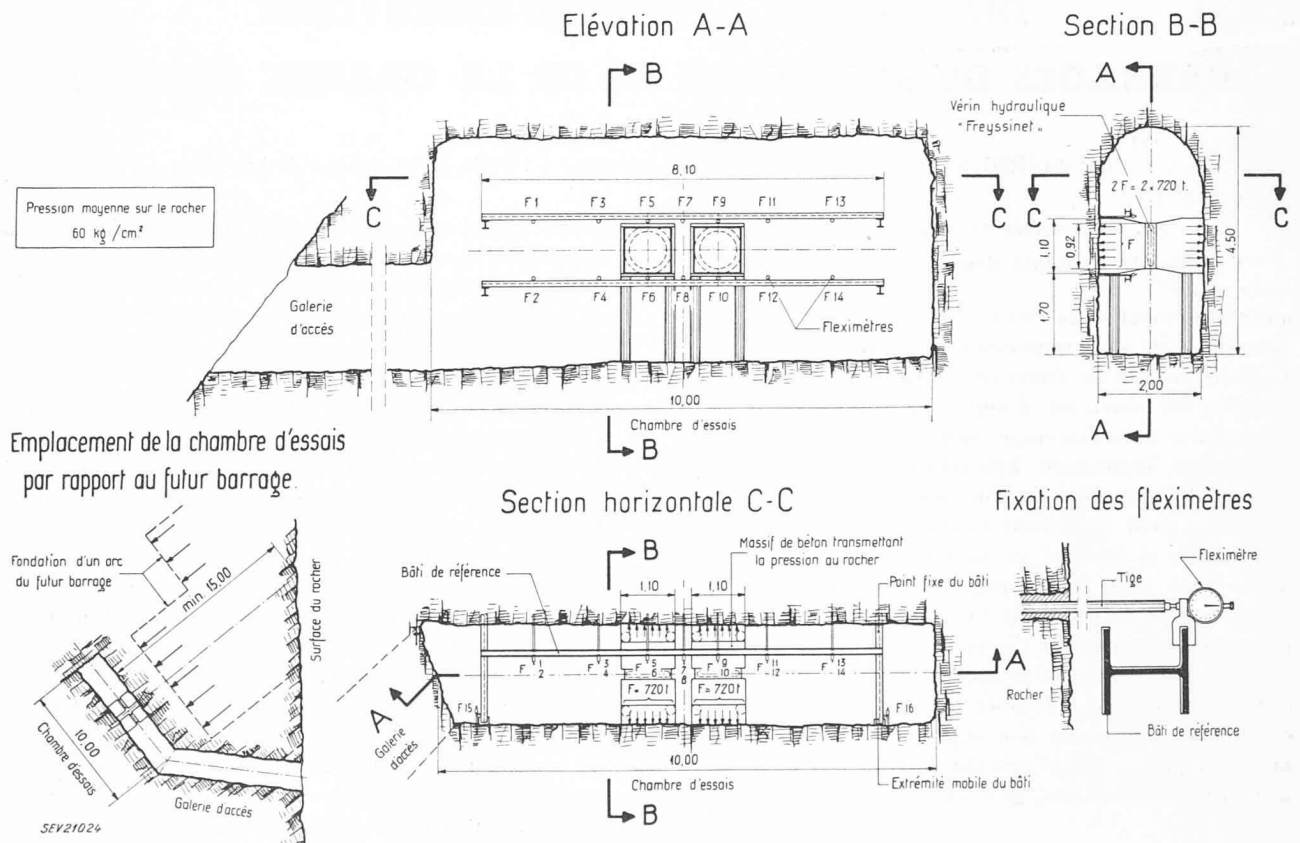


Fig. 15. — Disposition générale de l'essai dans une caverne.

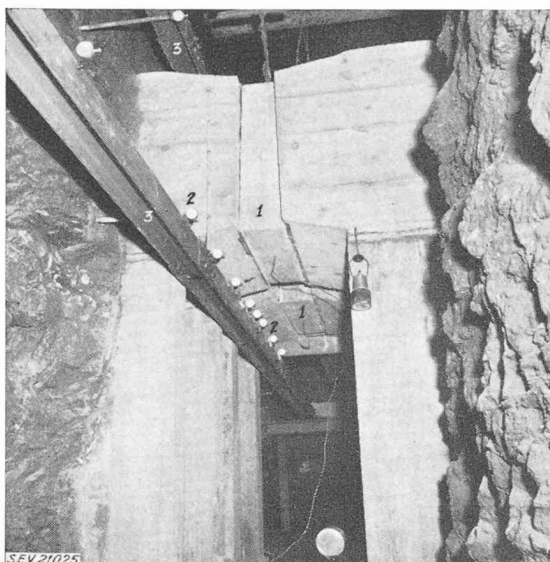


Fig. 16. — Photographie des vérins capsulaires avec le dispositif de mesure des déformations.

localisée comme c'est le cas du barrage qui s'appuie sur une paroi.

Si la forme de la caverne se rapproche trop de celle d'une galerie (carrée ou circulaire) le champ (fig. 14) est totalement différent de celui que nous voulons étudier. Il comprend, au lieu d'une seule zone comprimée, deux zones comprimées et tendues et deux zones tendues le long des parois parallèles à la direction des forces. Les deux faces chargées s'écartent bien mais sont retenues par la résistance à la traction des faces tendues. Si le rocher était élastique et isotrope, on pourrait déduire des déformations mesurées le module  $E_r$ , qui serait le même pour les zones tendues et comprimées, mais c'est loin d'être le cas pour le rocher. Il faut donc chercher à réduire l'effet des parois parallèles à la pression, en allongeant au maximum raisonnable les faces chargées.

Des essais préliminaires nous ont montré qu'il n'était pas utile d'élargir la caverne au-delà de trois fois l'écartement des parois. Si les charges sont concentrées au milieu, on peut alors sans grande erreur assimiler le champ dans le voisinage des charges à celui qu'exerce un barrage sur une paroi indéfinie. Les cavernes de Mauvoisin avaient une longueur de 8 m et une hauteur de 5 m (fig. 15).

Les déformations doivent être mesurées en un grand nombre de points ; pour éliminer, autant que possible, l'effet de perturbations locales, il ne suffit pas de déterminer, par exemple, l'enfoncement du vérin.

Les déformations sont mesurées par rapport à un bâti rigide reposant en quatre points, assez éloignés de la charge pour que leurs déplacements soient insignifiants, ce que l'on vérifie en mesurant l'écartement des parois dans leur voisinage (fig. 16 et 17).

Le résultat de l'essai n'est satisfaisant que si l'effort appliqué est grand (grande surface de charge, 1 à 2 m<sup>2</sup>) et la pression de même ordre que celle du barrage (environ 50 kg/cm<sup>2</sup>). Le nombre des cavernes doit être en outre proportionné à l'importance du barrage.

Pour réduire l'encombrement, on peut, puisque la course demandée aux vérins est très faible, recourir à

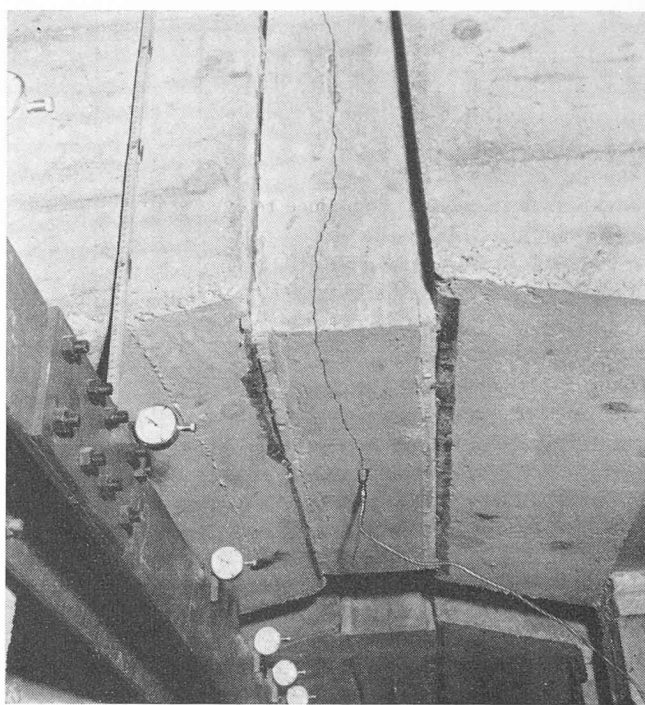


Fig. 17. — Photographie des vérins capsulaires avec le dispositif de mesure des déformations. Le vérin a été gonflé. Son enrobage a éclaté.

des capsules métalliques circulaires, gonflées à l'eau à 50 ou 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Le diamètre de ces capsules pouvant aller jusqu'à 1 m, l'effort développé est très grand, de plusieurs centaines de tonnes. La capsule est enrobée dans un double matelas en béton très fortement armé.

#### b) Résultat des essais et interprétation

Tous nos essais, exécutés dans 14 cavernes, 8 dans les schistes lustrés ou calcschistes de Mauvoisin et 6 dans les schistes de Casanna de la Dixence, ont, comme je l'ai rappelé il y a un instant, conduit à des surfaces déformées sensiblement différentes de celles qui découlent de la théorie de Boussinesq (fig. 18). M. Fröhlich, de Vienne, avait déjà signalé ce fait et proposé d'en tenir compte en introduisant dans les formules un facteur de concentration qu'il désignait par  $\nu$  et pouvant varier de 3 à 6 suivant le degré de cohésion du sol.

L'écart systématique, constaté dans la forme des surfaces déformées, devait-il être attribué uniquement à la stratification du rocher, par exemple ? Dans tous les calculs, on suppose implicitement que le module du tassement du rocher est le même en surface et en profondeur ; plusieurs indices semblent montrer que ce n'est pas le cas. Il est probable qu'en général, les couches voisines de la surface sont plus déformables, parce que plus altérées que les couches profondes enfermées dans la montagne. Elles sont aussi plus ou moins décomprimées, donc plus déformables.

C'est dans cette direction que l'on pourrait chercher une explication de cette divergence systématique entre mesures et résultats des calculs selon les formules de Boussinesq.

Les tassements mesurés sont plus accusés dans le voisinage de la zone de la charge. Lorsqu'on s'écarte de la

surface chargée au-delà de trois fois la largeur de celle-ci, à l'encontre de ce que laissait prévoir la formule de Boussinesq, on constate que les tassements de la surface s'évanouissent rapidement. Tout se passe comme si le module d'élasticité  $E$  croissait en profondeur. Comment vérifier cette hypothèse ?

Si l'on admet que seule une couche relativement mince de 5 m par exemple s'écrase et que tout ce qui est à l'arrière ne se déforme pas, nous calculons que l'enfoncement dans l'axe de charge atteint déjà 85 % de l'enfoncement pour un massif compressible d'épaisseur infinie. Tandis qu'à 4,5 m de l'axe le tassement pour une épaisseur de 5 m n'est que de 15 % de ce qui se produirait si la couche compressible était très épaisse (fig. 19).

La couche superficielle est donc déterminante pour l'enfoncement au centre tandis que ce sont les couches profondes qui conditionnent l'enfoncement au large ; c'est évident puisque le tassement au large est provoqué par la diffusion, en profondeur, de la charge centrale. Si le module  $E$  des couches profondes est élevé, le tassement au large reste très faible, une fraction de ce qu'il serait si l'épaisseur de la couche compressible était infinie. Au centre, au contraire, le tassement est très grand du fait des couches superficielles et n'augmente presque pas (une fraction des 15 % restants), si l'épaisseur de la couche compressible augmente.

Si le module est plus élevé pour les couches profondes, la courbe de tassement réelle doit donc être analogue à la courbe valable pour les faibles valeurs de  $e$  de la couche compressible (fig. 19). Si au contraire on admet  $E$  constant sur toute la profondeur, on obtient la courbe donnée pour une épaisseur infinie. C'est précisément la différence d'allure des deux courbes observées et calculée de la figure 18.

Pour déterminer la valeur du module  $E_r$ , il faut donc établir, pour les charges de l'expérience (dans notre cas deux forces de 750 tonnes) des courbes de tassement

Enfoncement  $W$  sous une charge  $P$   
pour différentes épaisseurs  $e$ , de couche compressible.

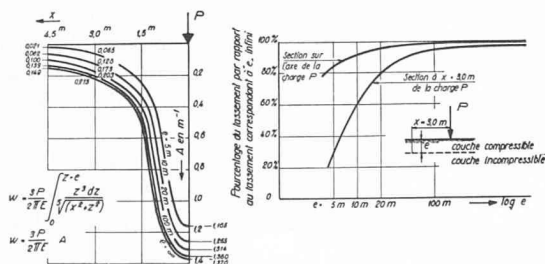


Fig. 19. — Tassements. Calcul d'après Boussinesq pour des épaisseurs variables de la couche compressible.

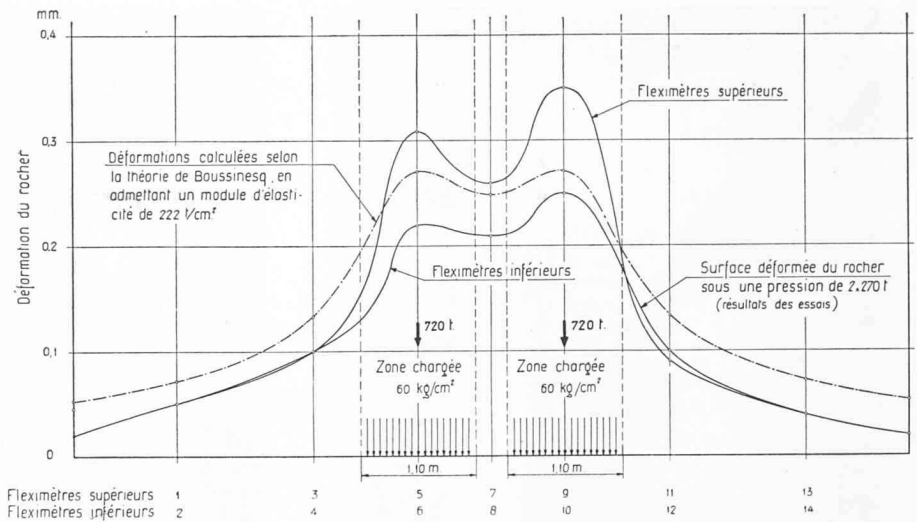


Fig. 18. — Surface déformée du rocher sous une pression de 1500 tonnes.

analogues à celles de la figure 18, mais pour différentes valeurs de l'épaisseur  $e$  de la couche compressible et une valeur du module  $E_r = 1 \text{ t/cm}^2$ . On choisira parmi ces courbes celle dont l'allure se rapproche le plus de la courbe mesurée. Le rapport des deux surfaces comprises entre les deux courbes et l'axe des  $x$  donnera alors la valeur du module  $E_r$  des couches superficielles du rocher.

On trouve ainsi pour les rochers réputés bons des valeurs moyennes de 80 à 250-300 tonnes par  $\text{cm}^2$ . Ce qui importe en fait, ce n'est pas la valeur absolue du module  $E_r$  mais plutôt le rapport  $E_r/E_b$  du module du rocher à celui du béton que nous désignons par  $n$ .

En ce qui concerne le béton, il faut distinguer entre le module instantané du béton tel qu'il est déterminé généralement par les laboratoires d'essai et le module différé, qui tient compte du fluage. Des essais réalisés dans divers laboratoires d'essai des matériaux en vue d'étudier le béton précontraint avaient déjà permis de déterminer le fluage de bétons fins. De nouveaux essais viennent d'être exécutés durant deux ans à Mauvoisin sur de gros bétons de barrage. Ils ont donné pour le coefficient de fluage, soit le rapport entre la déformation élastique et la déformation totale après fluage, des valeurs comprises entre 2 et 2,4. Le module d'élasticité différé du béton est ainsi très heureusement ramené à moins de 200  $\text{t/cm}^2$ , si le module instantané est 300-400  $\text{t/cm}^2$ . Remarquons que l'on n'a aucun intérêt à fabriquer des bétons à trop haut module  $E_b$ . L'idéal serait de pouvoir fabriquer un béton à haute résistance et faible module d'élasticité.

Ainsi pour un rocher réputé bon, le rapport  $n = E_r/E_b$  doit être compris entre 0,4 et 1,0 au maximum.

Des essais tels que ceux qui viennent d'être décrits sont très coûteux et exigent beaucoup de temps. Le nombre des cavernes est généralement limité à cause des frais importants.

On peut également essayer de déterminer le module d'élasticité du rocher par la méthode dite sismique, qui consiste à provoquer une légère explosion en un point déterminé et à enregistrer d'une part l'instant de l'explosion et d'autre part l'instant de l'arrivée des trains



d'ondes en un certain nombre de points. Ces enregistrements permettent de déterminer la vitesse de propagation de l'onde qui est fonction du module d'élasticité.

En réalité, lorsque l'on compare les résultats des deux méthodes, on trouve que les valeurs de  $E$  déterminées par la méthode sismique sont systématiquement beaucoup plus élevées que les valeurs obtenues par la méthode statique. L'explication en est très simple : dans le premier cas, les pressions sont alternatives et ne s'exercent que pendant un temps très court. Dans le second cas, les pressions sont, on l'a vu, de l'ordre de  $60 \text{ kg/cm}^2$  et même davantage et s'exercent pendant des heures, voire même pendant plusieurs journées. Dans la seconde expérience, le tassement de la roche n'est pas instantané. Il croît avec le temps. Il est dès lors naturel que les essais de déformation sous une pression exercée lentement donnent des modules plus petits que ceux de l'expérience sismique. La comparaison des essais effectués par les deux méthodes au barrage de la Grande Dixence montrent que l'écart est en général de l'ordre de 100 %.

c) Influence de la déformation du rocher d'appui sur les contraintes dans les barrages-voûtes

On sait que le tassement des appuis d'un arc se traduit par un soulagement aux naissances compensé par une aggravation des contraintes à la clé ; plus précisément, la compression à l'extrados de la clé est augmentée. Il est donc intéressant d'étudier l'influence du module de tassement de la roche ou, ce qui revient au même, l'influence du rapport «  $n$  » sur les contraintes dans les arcs. Le tracé des arcs d'un barrage-voûte résulte d'un compromis entre différentes considérations. Si l'on se borne à envisager les contraintes dans le béton de la voûte, on a tendance à réduire le rayon de cette dernière, par conséquent à en augmenter l'angle au centre. Le calcul classique de l'arc encastré montre alors que les contraintes à la clé, en particulier, diminuent. Si l'on tient compte de l'effet des variations de température, on est également conduit à amincir la voûte et à augmenter l'angle au centre. Mais en augmentant trop ce dernier, on modifie la direction des réactions d'appui, dont l'orientation se rapproche ainsi de plus en plus de celle des flancs de la vallée. Les réactions ne plongent plus assez vers l'intérieur de la montagne. Le choix de l'angle au centre et par conséquent du rayon de la voûte doit tenir compte de ces deux conditions contradictoires ; il est en outre influencé par l'effet du tassement du rocher.

Il est donc intéressant d'étudier l'influence de la valeur du module de tassement du rocher, ou mieux du rapport  $n = E_r/E_b$  sur le comportement de la voûte (fig. 20). On voit alors que, tant que le rapport  $n$  ne tombe pas au-dessous d'une valeur bien déterminée pour chaque arc particulier, comprise entre 0,3 à 0,4, les efforts dans la voûte et en particulier les contraintes à la clé ne varient que très peu. Par contre, à partir d'une certaine valeur critique, l'aggravation s'accroît très rapidement. La courbe qui représente, pour un arc déterminé, la variation de la contrainte à la clé en fonction du rapport  $n$  a une forme très caractéristique qui permet de fixer pour une voûte donnée la valeur du rapport  $n$  au-dessus de laquelle il n'y a pas de danger. On

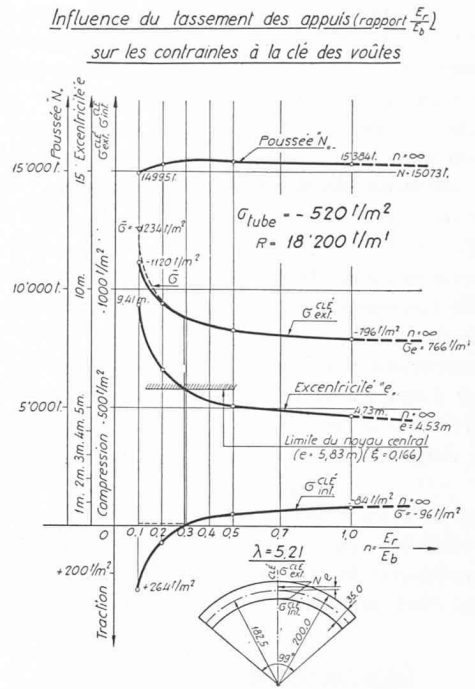


Fig. 20. — Influence du tassement des appuis sur les contraintes à la clé des voûtes.

peut donc choisir pour chaque cas particulier les proportions des arcs les plus convenables en tenant compte des différents points de vue qui viennent d'être énumérés.

IV. Déformation de la cuvette du lac sous l'effet de la poussée de l'eau

Différents ingénieurs ont déjà signalé, à plusieurs reprises, que selon leurs observations le remplissage de la cuvette d'un lac artificiel avait pour effet d'écarter les flancs de la vallée à l'amont du barrage. Certains signalent en outre avoir constaté qu'à l'aval du barrage, la vallée s'est très légèrement refermée. Pour la résistance d'un barrage-voûte, cet écartement des flancs de la vallée se traduit d'une manière analogue à un refroidissement du barrage, c'est-à-dire qu'il est susceptible de provoquer des tractions relativement importantes aux naissances à l'extrados et à la clé à l'intrados. S'il s'agit au contraire d'un barrage-poids, le calcul classique n'est pas affecté par ce phénomène, mais on peut craindre que les joints de contraction s'ouvrent d'une manière exagérée.

Pour les deux barrages de la Grande Dixence et du Mauvoisin, ce problème revêt une grande importance et a été étudié par des essais en laboratoire et par le calcul. Il s'agit de savoir si ce mouvement est de quelques millimètres seulement ou de plusieurs centimètres.

On a réalisé une cuvette en forme de V dont les flancs sont constitués par une masse profonde de caoutchouc mousse, dont le module d'élasticité est de l'ordre de  $1,4 \text{ kg/cm}^2$ . Le remplissage de la cuvette avec de l'eau produit des déformations facilement mesurables. Ces expériences ont été menées systématiquement à des échelles différentes dans le but de vérifier la similitude. Les mesures ont été faites dans le plan du parement amont du barrage, à une grande distance à l'amont du

barrage, c'est-à-dire au large, et au pied aval du barrage. On devine facilement que les déformations au large doivent être sensiblement plus grandes qu'au voisinage immédiat du barrage, et à plus forte raison à l'aval de ce dernier. Par application des règles de similitude, on peut, connaissant le module de tassement du rocher et celui du modèle en caoutchouc, supputer l'ordre de grandeur des tassements réels. Dans les dessins (fig. 21 et 22), le tassement du rocher a été calculé pour un module de 100 t/cm<sup>2</sup>. Il est ainsi facile de déterminer le tassement réel pour une valeur quelconque du module  $E_r$ .

L'écartement maximum, au tiers inférieur de la profondeur d'eau, est pour le cas de la Dixence (avec  $E = 100$  t/cm<sup>2</sup>) de 20 mm. On remarquera qu'au niveau du lac les deux flancs de la vallée se rapprochent légèrement.

On peut évidemment se demander ce que valent des essais réalisés à une telle échelle. Aussi est-il intéressant d'en confronter les résultats avec ceux d'un calcul.

A cet effet, on considère les deux flancs de la vallée

Déformations de la cuvette d'un lac.

PROFIL II: parement amont du barrage.  
Déplacements normaux et tangentiels en 10<sup>-2</sup>mm.

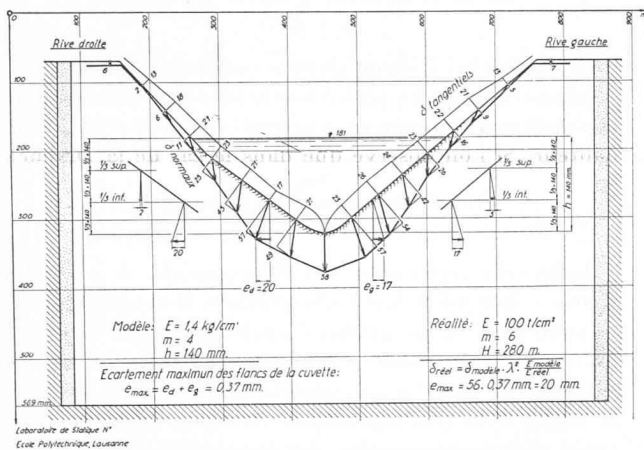


Fig. 21. — Déformation de la cuvette d'un lac le long du parement amont du barrage. Résultat de l'essai.

Déformations de la cuvette d'un lac.

PROFIL III: au large.  
Déplacements normaux en 10<sup>-2</sup>mm.

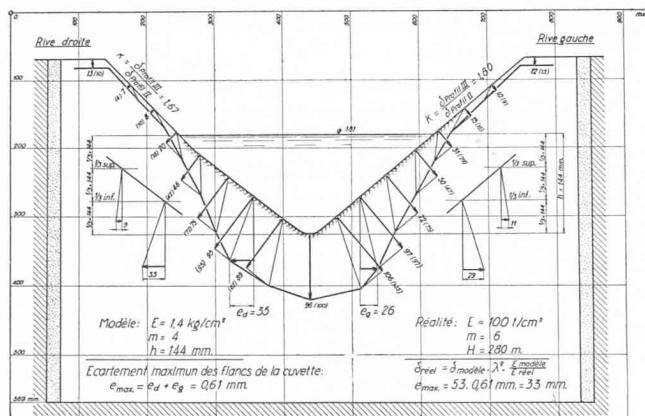


Fig. 22. — Déformation de la cuvette d'un lac à grande distance à l'amont du barrage.

comme deux demi-espaces dont les bords inclinés se coupent au talweg et sont chargés chacun par une charge hydrostatique. Notons qu'il s'agit d'un problème à trois dimensions puisque la charge est limitée dans le sens de la longueur de la vallée comme en hauteur. Les formules de Boussinesq-Voigt permettent de calculer le déplacement (normal et tangentiel) d'une série de points. On trouve, comme pour les essais sur modèle, que les tassements au large sont 1,7 à 1,8 fois plus grands que les tassements le long du parement amont.

Sous l'effet des deux seules charges d'eau la vallée s'ouvrirait le long d'un plan vertical passant par le talweg, ce qui est impossible. Il faut donc introduire des forces de liaison horizontales pour rétablir la soudure. On n'en connaît pas a priori la distribution. Tout ce que l'on peut pressentir, c'est qu'elles doivent diminuer rapidement en profondeur. Pour obtenir quelques éclaircissements à ce sujet, on a exécuté, au Laboratoire de statique de l'Ecole polytechnique de Lausanne, un essai à deux dimensions au moyen de la photo-élasticité (fig. 23). L'interprétation de cette figure donne, entre autres, l'allure de la traction qui agit dans le plan vertical par le talweg (fig. 24). Au fond du sillon, les isochromes sont très serrés, ce qui signifie que les contraintes décroissent très rapidement en profondeur. Si l'on fait abstraction de cette valeur locale, on peut utiliser cette courbe pour choisir l'allure probable du diagramme des forces de liaison; on peut en particulier arrêter à quelle profondeur ces tractions peuvent être considérées comme nulles, c'est à peu près 1 1/2 fois la profondeur de l'eau. Pour simplifier le calcul, on a remplacé la courbe par une droite; l'intensité de la résultante, dont la position est connue, est calculée de manière à réaliser la soudure des deux flancs de la vallée. L'écartement variable des isochromes le long des flancs de la vallée signifie que la traction diminue rapidement du talweg au niveau du lac.

Le calcul ainsi effectué conduit aux tassements de la figure 25, valables pour la section au droit du parement amont. Bien que l'ordre de grandeur des tassements semble le même on constatera, par rapport au résultat de l'essai, deux différences intéressantes à relever: l'allure des courbes est assez différente en ce sens que dans l'essai, les tassements au voisinage du niveau du lac, c'est-à-dire dans la région peu ou non chargée, sont plus petits que ceux donnés par le calcul. De même, dans le talweg, les tassements observés sont inférieurs à ceux du calcul. Dans le modèle, la couche compressible est loin d'être d'épaisseur infinie comme le suppose le calcul. L'épaisseur de caoutchouc est limitée; à une certaine profondeur, le module  $E$  croît énormément. Comme pour les essais sur place, décrits plus haut, la même explication pourrait être invoquée ici pour justifier la différence dans la forme des courbes de tassement, c'est-à-dire le fait que  $E$  croît lorsqu'on s'enfonce dans le sol.

Cette traction horizontale agissant sous le talweg a une valeur approximativement égale à la moitié de la pression hydrostatique. Si le fond de la vallée n'est pas coupé par une véritable faille, il est vraisemblablement soumis à une précompression que l'on peut mesurer grossièrement s'il existe une galerie sous le barrage. La traction due à l'écartement des flancs de la vallée est à déduire de cette précompression.

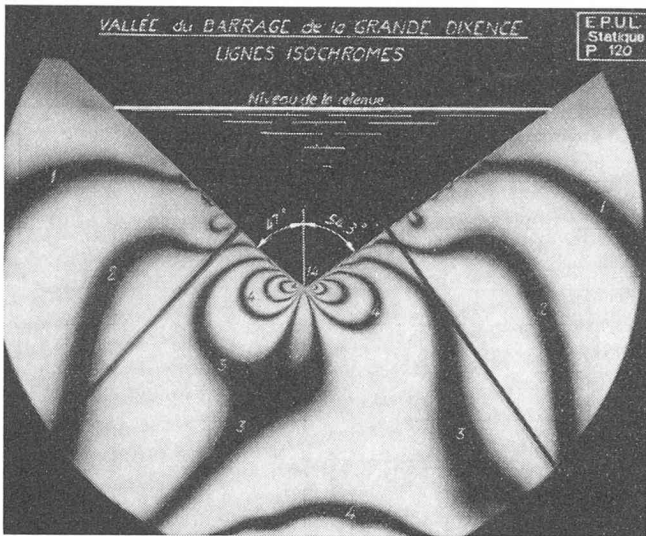


Fig. 23. — Déformation de la cuvette du lac. Essai de photoélasticité.

Interprétation de l'essai photoélasticimétrique

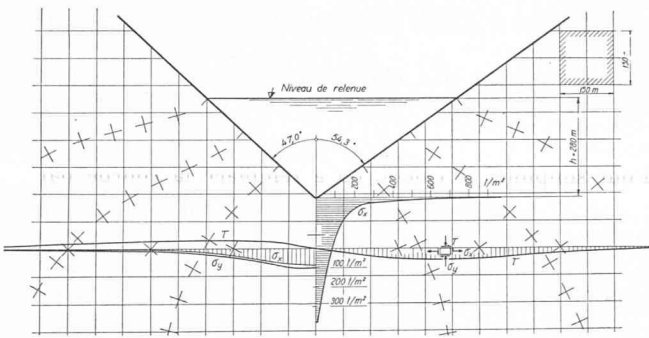


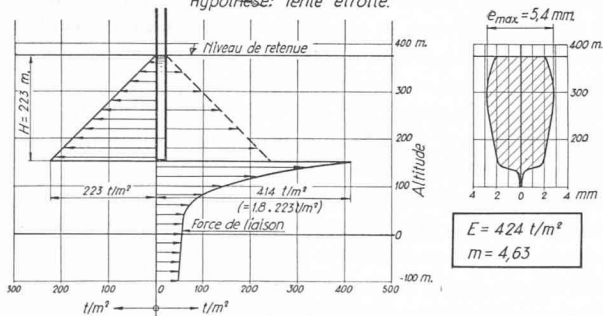
Fig. 24. — Déformation de la cuvette du lac. Interprétation de l'essai de photo-élasticité.

Pour un barrage de 280 m, cet écartement serait de 20 à 25 mm si l'on compte avec un module  $E$  du rocher de  $100 \text{ t/cm}^2$ . Il est intéressant de comparer ces valeurs à celles obtenues par les ingénieurs du « Bureau of Reclamation » pour le barrage Hoover, de 190 m de hauteur (fig. 26 et 27).

Déformation de la cuvette d'un lac.

(HOOVER DAM)

Hypothèse: fente étroite.



Bureau of Reclamation.

Fig. 26. — Déformation de la cuvette d'un lac : Calculs du « Bureau of Reclamation » (cas d'une fente étroite).

Déformation de la cuvette d'un lac.

Déterminée par calcul.

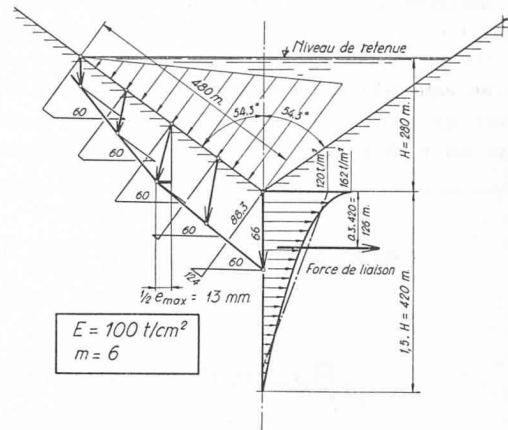


Fig. 25. — Déformation de la cuvette du lac déterminée par le calcul.

Leur calcul a été schématisé en admettant que la vallée est une fente étroite dans un premier cas, une fente large dans le second. Pour un module  $E$  de  $434 \text{ t/cm}^2$  relativement très élevé, les écartements sont de 5 à 6 mm dans les deux cas. Ramenées au module de  $100 \text{ t/cm}^2$  ces deux valeurs sont de 20 à 25 mm. Nous avons nous-mêmes trouvé 20 à 25 mm pour 280 m de hauteur. Si l'on observe que dans le cas de la Dixence la vallée est en forme de V très évasé et non pas en forme de U, on peut dire que la concordance des résultats est satisfaisante.

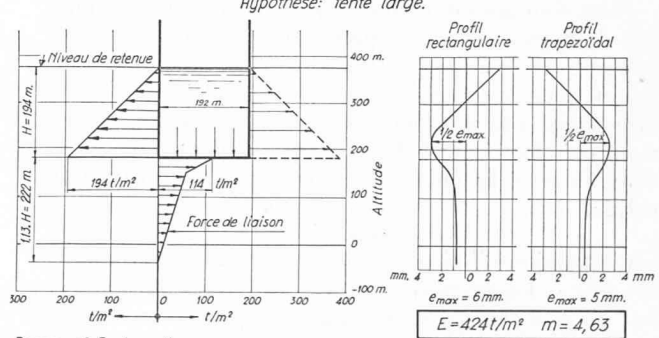
Voilà des valeurs qui peuvent être utilisées pour le calcul des barrages-voûtes. Pour les barrages-poids on sait ainsi dans quelle mesure il faut prévoir la possibilité de réinjecter les joints de contraction pour rattraper cet écartement.

Je vous ai exposé deux des nombreux problèmes que pose la construction des grandes barrages. D'autres mériteraient d'être examinés ; par exemple, l'effet d'un changement du module de tassement sous un barrage-poids de grande hauteur, donc de grande longueur, et bien d'autres.

Déformation de la cuvette d'un lac.

(HOOVER DAM)

Hypothèse: fente large.



Bureau of Reclamation

Fig. 27. — Déformation de la cuvette d'un lac : Calculs du « Bureau of Reclamation » (cas d'une fente large).



Les calculs et les essais de laboratoire peuvent nous donner quelques indications quant à la solution de tels problèmes. Mais ce n'est que lorsque l'auscultation des grands barrages aura confirmé ou amendé les prévisions que l'on pourra considérer ces problèmes comme résolus. On ne saurait donc assez encourager les ingénieurs à soumettre les ouvrages à des mesures aussi complètes que possible, mais ces mesures devraient s'étendre au rocher autant qu'à l'ouvrage lui-même.

Par cet exposé, je voudrais encourager ces observations qui devraient se généraliser.

Je saisis cette occasion pour remercier les deux sociétés — Grande Dixence S.A. à Lausanne, qui construit le barrage de la Grande Dixence, et Electro-Watt S.A., à Zurich, chargée par les Forces Motrices du Mauvoisin de la Direction des travaux de Mauvoisin — qui m'ont autorisé à publier les documents relatifs à ces deux projets.

## SOCIÉTÉ VAUDOISE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SECTION S. I. A.)

### Rapport du président sur l'exercice 1953-1954

présenté à l'assemblée générale du 26 mars 1954, à Lausanne

#### *Effectif*

L'an dernier, nous avons donné la répartition de nos 390 membres selon leur profession. Nous n'y reviendrons pas, puisque l'effectif n'a subi qu'une variation minime. Nous relèverons par contre que si nous sommes à ce jour au nombre de 394, ce chiffre ne donne pas un reflet exact de la situation, étant donné que nous avons une très forte promotion de candidats à l'examen auprès du Comité central. Nous pouvons donc admettre que nous avons pratiquement atteint l'effectif de 408 membres.

Le recrutement, peut donc être considéré comme normal. Les vides ont été comblés et la légère augmentation constatée peut être attribuée à une poussée de jeunes ingénieurs civils et probablement aussi à la propagande faite en faveur de la création d'un groupe des ingénieurs de l'industrie.

Nous ne sommes pas encore arrivés à une procédure stable en matière de candidatures avec le Registre suisse des architectes et des ingénieurs. Alors que nous renvoyons au Registre suisse les candidats dont la caractéristique essentielle est l'absence de formation universitaire, le Registre, de son côté, estime qu'il est de notre ressort d'examiner les candidatures présentant un caractère d'équivalence avec les titres de nos hautes écoles nationales.

#### *Comité*

Il a fallu huit séances du comité pour examiner les affaires en cours, préparer les assemblées générales tenues pendant l'exercice et gérer administrativement notre Société.

Nous sommes intervenus auprès des pouvoirs publics lors de deux mises à l'enquête faites par des personnes non autorisées et avons transmis au Groupe des architectes, pour examen, un projet de réglementation se rapportant à la signature des plans. Le comité a également été chargé par le Comité central d'enquêter sur la délivrance de diplômes d'architectes par une institution privée.

#### *Assemblées générales*

C'est aujourd'hui la troisième assemblée générale de l'exercice. La première devait être consacrée au don fait en vue de marquer dignement le centième anniversaire de l'E.P.U.L. Un règlement pour l'octroi, chaque année, d'une bourse à un étudiant méritant fut adopté et une somme de 3000 fr. votée à cet effet.

Au cours de l'hiver, le comité fut consulté sur plusieurs questions, lesquelles furent mises en discussion à l'assemblée générale du 26 février 1954. Rappelons-en les points principaux :

La création d'un technicum à Yverdon est-elle souhaitable ?

La réforme de l'école secondaire doit-elle être évoquée à la S.V.I.A. ?

Nous donnons par ailleurs de plus amples informations sur la formation professionnelle des dessinateurs.

#### *Fonds de secours*

L'assemblée générale extraordinaire du 22 mai a confié au comité l'étude de l'opportunité de la création d'un fonds de secours.

Une société à caractère professionnel doit-elle organiser elle-même la prévoyance ou laisser pleine liberté à ses membres de se procurer des sécurités ou prendre des risques dans des limites qu'ils veulent être seuls à fixer ?

Peut-on admettre que, spontanément, nous nous lancions tous au secours de l'un d'entre nous tombé brusquement dans une situation inextricable ?

À l'égard de ces questions, posées déjà à plusieurs reprises, le Comité central a déjà pris position et limite son rôle à l'obtention d'un rabais sur les polices d'assurance contractées par les membres de la S.I.A.

Cette mesure est-elle suffisante ? Une de nos grandes sections est allée plus loin et, il y a une vingtaine d'années déjà, a constitué un fonds de secours en faveur de ses membres.

Avant de se lancer dans cette voie, qui conduit à une solution efficace et sûre dans une économie stable, votre comité a tenu à mettre à l'étude d'autres systèmes, dans l'espoir d'en retenir un qui soit moins onéreux au départ. C'est, en effet, au début que se présente la plus grosse difficulté pour un fonds de secours ou de prévoyance.

Si cet appel devait trouver un écho favorable, nous sommes certains que quelques gros dons nous dicteraient immédiatement notre choix.

En cas de malheur, il faut pouvoir agir vite et celui de nos membres à secourir pourrait bien devoir l'être pour une somme que les meilleures volontés ne pourraient réunir en temps utile, faute de s'y être pris à temps.