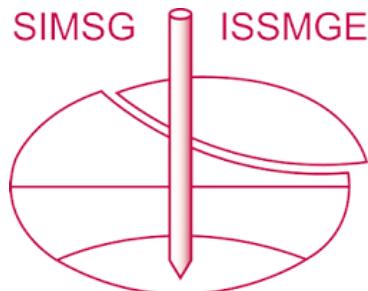


# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

[\*https://www.issmge.org/publications/online-library\*](https://www.issmge.org/publications/online-library)

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

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

Foundation Problems for Large Dams and Storage-Reservoirs  
Mauvoisin and Grande Dixence Dams

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

## I. Introduction

Le programme général du Congrès tel qu'il est décrit dans le bulletin No 2 prévoyait, au cours de l'arrêt à Sion, un bref exposé sur les deux grands projets d'usines hydroélectriques de la Grande Dixence et de Mauvoisin. Or les deux questions qui intéressent le Congrès de mécanique des sols et que je me propose de traiter au cours de la présente conférence concernent précisément ces deux grands barrages. Il a donc paru préférable de réunir les deux exposés en un seul, dont la première partie sera consacrée à une description succincte des deux projets, plus spécialement des barrages-réservoirs, et la seconde à l'examen de deux problèmes relatifs à la déformation des fondations des barrages.

Il est d'usage de considérer le rocher de fondation des barrages-réservoirs comme plus ou moins indéformable et l'on a souvent négligé, dans le calcul de ces ouvrages, l'effet des tassements sur la distribution des contraintes. En réalité les observations faites au cours de ces 15 dernières années sur le tassement et la déformation des barrages ont montré que le rocher, même réputé très bon, et tel qu'il se rencontre généralement dans les Alpes, subit des déformations appréciables, soit sous l'effet des charges du barrage proprement dit, soit sous l'effet de la poussée de l'eau de la cuvette.

Tant que la hauteur des barrages reste limitée à une centaine de mètres, les tassements des appuis n'ont pas une influence déterminante et peuvent être négligés, mais on envisage de plus en plus couramment la construction de barrages de plus de 100 ou même 200 m; il devient ainsi indispensable d'étudier ce problème de la déformation des fondations.

Deux barrages de hauteur exceptionnelle sont actuellement en construction en Suisse: le barrage-poids de la Grande-Dixence, qui, lorsqu'il sera achevé atteindra, 280 m de hauteur, et le barrage-voûte du Mauvoisin, de 230 m. La construction de ces deux ouvrages importants a été l'occasion d'étudier avec un soin particulier quelques problèmes relatifs à la déformation des fondations.

## II. Description générale des deux projets, du Mauvoisin et de la Grande Dixence

Le bulletin No 3 du Congrès contient quelques renseignements sur les deux grands projets de la Grande-Dixence et du Mauvoisin. Ceux d'entre vous qui prendront part à l'excursion de demain recevront sur place une plaquette avec tous les renseignements essentiels. Je pourrai donc me limiter ici à quelques considérations d'ordre général justifiant les dispositions adoptées pour chacun de ces deux projets.

On peut concevoir l'utilisation des eaux d'une région montagneuse comme le Valais selon deux principes différents:

- soit capter l'eau à un niveau très élevé pour l'utiliser sous une chute aussi grande que possible, ce qui fait perdre l'eau des bassins situés immédiatement au-dessous de la cote des prises d'eau,
- soit capter de l'eau à une altitude inférieure, ce qui permet d'en recueillir davantage, mais en sacrifiant une partie de la chute.

L'ingénieur chargé d'étudier l'aménagement hydroélectrique d'une région se trouve toujours en présence de ce dilemme: capter moins d'eau à grande altitude ou davantage d'eau en sacrifiant de la chute.

Le bassin versant de la région en question, qui va de la vallée de Zermatt à celle de Bagnes, fournit en été, au-dessus de la cote 2400, environ 400 millions de m<sup>3</sup> d'eau, susceptibles d'être accumulés. Au niveau 2000, soit 400 m plus bas, le volume d'eau s'accroît de 200 millions de m<sup>3</sup>. La région présente précisément deux possibilités d'accumulation très importantes: le Val des Dix à la cote 2300-2400 et le Val de Bagnes à Mauvoisin au niveau 1900-2000.

Vouloir amener au seul lac du Val des Dix, altitude 2300-2400, par un collecteur élevé, toutes les eaux provenant des vallées de Zermatt à Bagnes, ce serait perdre une tranche importante d'un bassin versant particulièrement riche en eau et en glacières.

Placer au contraire le canal collecteur au niveau plus bas de Mauvoisin, soit à l'altitude 2000 m, serait perdre 400 m de

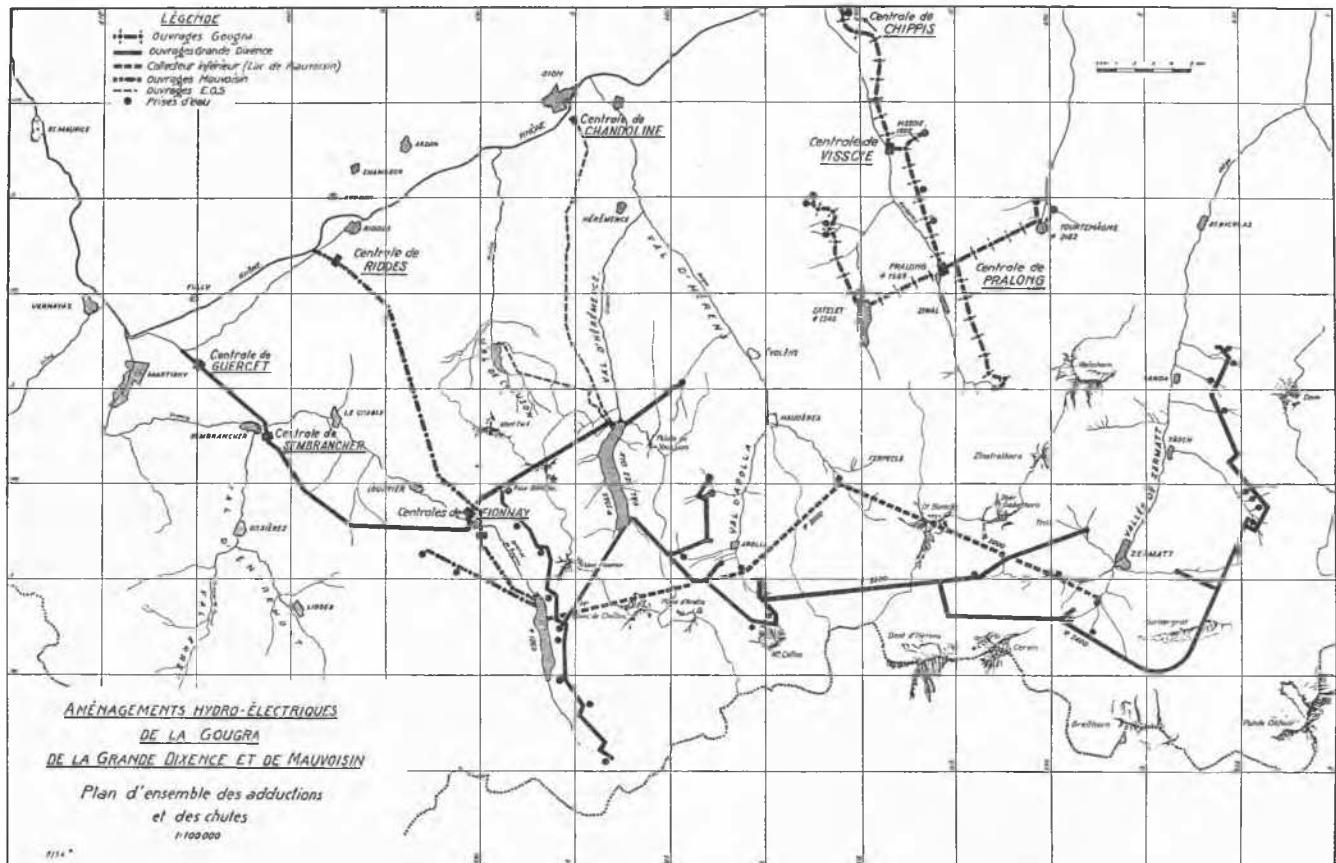


Fig. 1 Plan général des aménagements hydro-électriques des affluents sud du Rhône  
General Plan of the Hydro-electric System of the Southern Rhône Tributaries

chute. Les deux projets, de Mauvoisin et Dixence, tels qu'ils sont arrêtés aujourd'hui, en se complétant, concilient ces deux points de vue (Fig. 1).

Un canal collecteur, situé à l'altitude 2400, recueille les eaux, qu'il est facile de capter à ce niveau élevé dans les vallées de Zermatt, Arolla et Bagnes pour les amener dans le lac de la Dixence; tandis que les eaux de Gorner, Ferrière et Durat, où les glaciers descendent plus bas, sont recueillies par un second canal collecteur situé à l'altitude 2000 m, qui prélève au passage les eaux d'autres petits bassins intermédiaires, pour les amener dans le lac de Mauvoisin, à l'altitude 1960. C'est là une solution rationnelle qui assure une exploitation aussi com-

plète que possible des eaux de cette région. Une entente est intervenue entre les deux entreprises de la Dixence et Mauvoisin pour opérer les compensations nécessaires.

Dans le Val de Bagnes supérieur un emplacement se prête admirablement à la construction d'un grand barrage-voûte, de 230 m de hauteur de 2,1 millions de m<sup>3</sup> de béton, et qui permet de constituer une accumulation de 180 millions de m<sup>3</sup> à l'altitude 1960. Une galerie d'aménée, située sur rive gauche, de 4700 m de long, amène un débit de 23 m<sup>3</sup>/s jusqu'au-dessus du village de Fionnay. Un puits blindé descend à une centrale souterraine travaillant sous 470 m de chute développant une puissance de 85000 kW (Fig. 2).

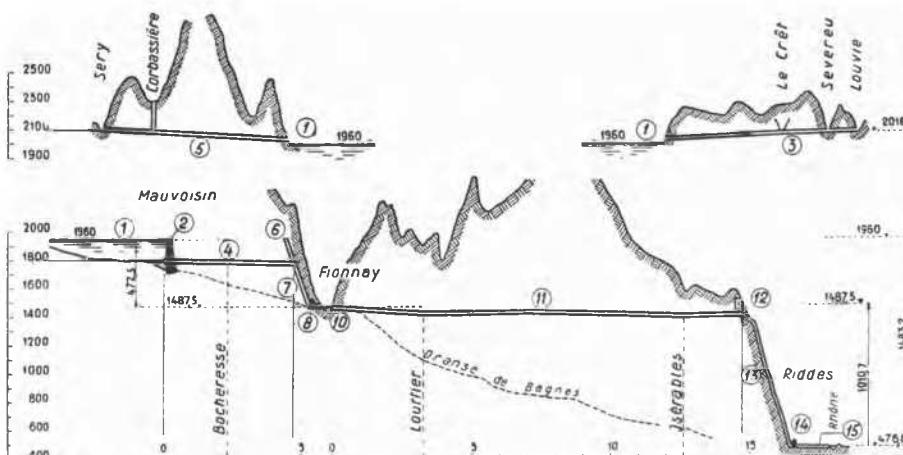


Fig. 2 Profil en long des usines du Mauvoisin  
Longitudinal Cross Section of the Installations at Mauvoisin

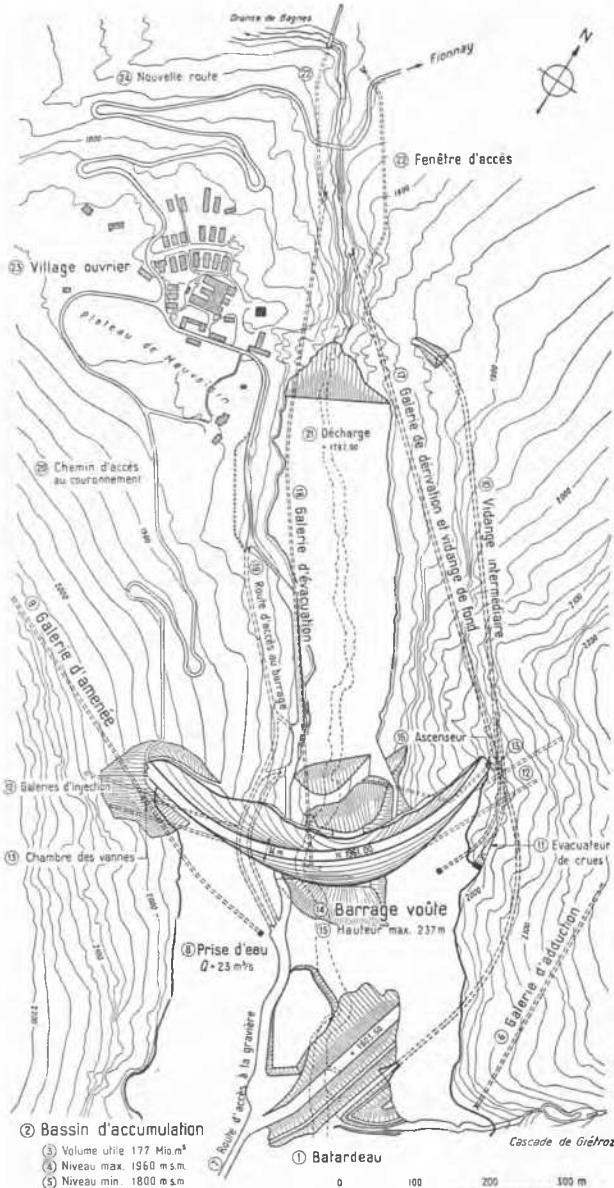


Fig. 3 Barrage du Mauvoisin. Plan  
Plan of the Mauvoisin Dam

Sortant de la centrale de Mauvoisin à Fionnay, les eaux traversent la Dranse pour arriver dans un bassin de compensation qui reçoit également les eaux recueillies par la Dranse à l'aval du barrage. Une seconde usine avec une galerie de 15 km de long pour le même débit de  $23 \text{ m}^3/\text{s}$  débouche dans la vallée du Rhône, au-dessus de Riddes. Une conduite forcée à l'air libre avec une chute de plus de 1000 m alimente l'usine d'Ecône équipée pour 180000 kW.

Tel est le projet du Mauvoisin proprement dit, qui permettra de produire 750 millions de kWh dont 550 millions de kWh en hiver et 200 millions de kWh en été.

Dans le système de la Dixence, les eaux sont captées au niveau 2400 par un canal collecteur supérieur allant de la vallée de Zermatt, par Arolla, jusqu'au Val des Dix, et un second captant les eaux du versant et du Val de Bagnes supérieur pour les amener au Val des Dix. La longueur totale de ces canaux collecteurs atteindra 70 km.

Les eaux accumulées dans le nouveau lac du Val des Dix sont amenées par un tunnel de 8,5 km dans une centrale située

à Fionnay à côté de celle de Mauvoisin. Le débit de  $45 \text{ m}^3/\text{s}$  sera exploité sous une chute variant de 880 m à 680 m permettant de produire 330000 kW. De Fionnay les eaux du Val des Dix doivent être utilisées en deux chutes, la première aboutissant à Sembrancher, avec 750 m et une puissance de 310000 kW, la seconde aboutissant au voisinage de Martigny avec 270 m et 110000 kW installés. La puissance totale installée sera donc de 750000 kW produisant 1700 millions de kWh par an. Une variante est à l'étude qui réunirait les deux chutes inférieures en une seule, semblable à la chute inférieure du système Mauvoisin. C'est probablement cette solution qui sera adoptée pour l'exécution.

#### a) Barrage du Mauvoisin

Le barrage du Mauvoisin sera fondé entièrement sur des schistes lustrés plus ou moins siliceux, en bancs épais alternant avec des zones légèrement siliceuses argilo-graphitiques. Les bancs rocheux sont presque horizontaux, se relevant légèrement à l'aval du barrage. Ainsi les arcs s'appuyeront sur les têtes des couches ce qui leur offre un appui très satisfaisant. Le relèvement des bancs à l'aval améliore l'étanchéité naturelle (Fig. 3).

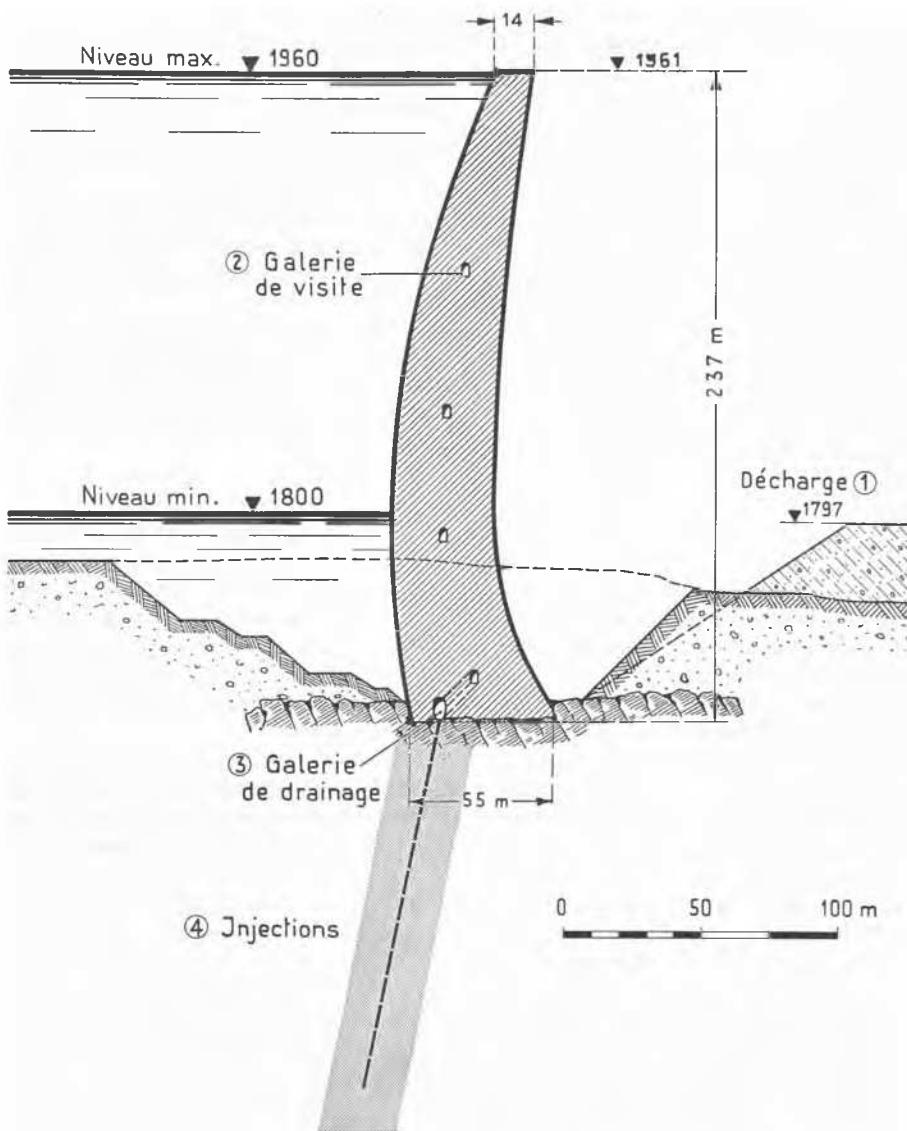
Le profil de la vallée, ainsi que la qualité du rocher d'appui, se prêtait admirablement à la construction d'un véritable barrage-vôûte à double courbure (Fig. 4). Etant donné la grande longueur développée du couronnement du barrage, dépassant 500 m, on a choisi pour le couronnement une largeur de 14 m. L'épaisseur des arcs aux différents niveaux a été choisie de façon que les contraintes du béton soient aussi uniformes que possible dans l'ouvrage. L'épaisseur des arcs pour la partie centrale du barrage est telle que les variations thermiques sont assez faibles pour ne plus influencer notablement les contraintes. Les contraintes déterminantes dues à la poussée de l'eau varient dans la région de la clé de  $60 \text{ kg/cm}^2$  à  $76 \text{ kg/cm}^2$ . L'effet des variations de température se traduit par un supplément de contraintes de l'ordre de  $10 \text{ kg/cm}^2$  seulement dans les régions les plus chargées. La pression sur le rocher a été réduite dans la mesure du possible par un empattement des arcs. Elle varie entre  $45$  et  $55 \text{ kg/cm}^2$  (Fig. 5).

Le volume total du béton, pour une hauteur de 230 m, est de  $2100000 \text{ m}^3$  qui seront mis en place en 5 campagnes de bétonnage. Les campagnes les plus chargées permettront de mettre en place environ  $600000 \text{ m}^3$  par an.

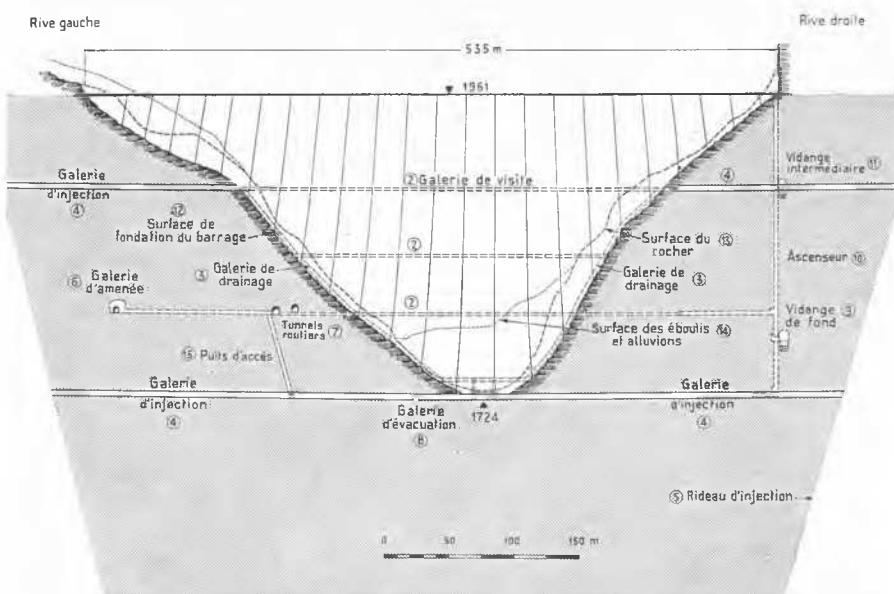
Le projet a été établi sur la base d'un calcul très fouillé selon la méthode d'ajustement des déformations d'un double système d'arcs horizontaux et de murs verticaux. Ce calcul a été complété par un essai sur une maquette réalisée à l'échelle 1:167 qui a permis de déterminer les déformations d'ensemble du barrage et les contraintes dans les régions les plus chargées. La comparaison des résultats du calcul et de l'essai a confirmé le fait, observé dans d'autres études de ce genre et sur les ouvrages en service, que les déformations réelles sont inférieures à celles que donne le calcul de l'ajustement des seules déformations radiales des arcs. Si l'on complète le calcul par l'ajustement des déformations tangentielles et des rotations on constate que les déformations radiales sont sensiblement réduites et se rapprochent de celles observées dans les essais sur modèle et dans la réalité.

La Fig. 6 représente une coupe horizontale dans la région où les contraintes sont les plus élevées.

La pression sur le rocher, du fait de l'empattement des arcs tombe à  $50 \text{ kg/cm}^2$  environ, valeur calculée si l'on admet la règle du trapèze pour la distribution des contraintes. Or on sait qu'aux deux extrémités d'une fondation, les contraintes



**Fig. 4** Barrage du Mauvoisin.  
Coupe verticale  
Vertical Section of the Mauvoisin  
Dam



**Fig. 5** Barrage du Mauvoisin. Elevation  
Elevation of the Mauvoisin Dam

## Coupé horizontale au niveau 1810

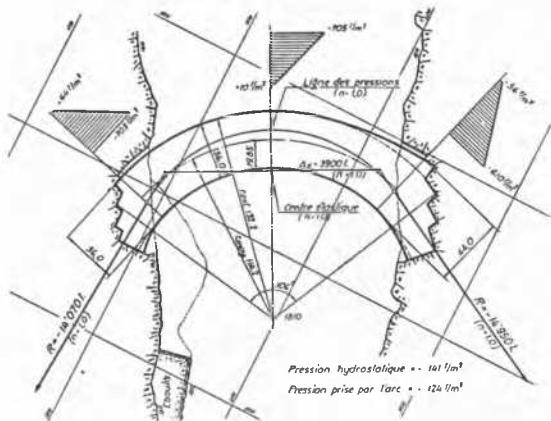


Fig. 6 Barrage du Mauvoisin. Coupé horizontale  
Horizontal Section of the Mauvoisin Dam

sont plus élevées, alors qu'elles sont moindres au milieu. C'est le fait de la discontinuité de la section déformable bien plus que du changement du module  $E$ . Pour le barrage-poids reposant sur une surface plus ou moins horizontale supposée indéfinie, cette concentration est importante, elle double ou triple même les valeurs des contraintes d'arête obtenues par la règle du trapèze.

On doit se demander s'il en est de même pour le barrage-voûte.

On peut d'emblée supposer que cette concentration est moindre pour la voûte parce que, du côté de l'intrados où sont concentrés les efforts, la section du rocher d'appui dépasse à peine la section du béton. De part et d'autre de la surface de fondation, c'est-à-dire dans le béton et dans le rocher, l'écrasement est du même ordre de grandeur; la distribution des contraintes est peu affectée par cette discontinuité.

Un essai photo-élastique a confirmé que la concentration des contraintes est peu modifiée: la contrainte sur l'arête passe de 55 à 60 kg/cm<sup>2</sup> pour tomber ensuite très rapidement à moins de 20 kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 7).

Des essais analogues exécutés par les ingénieurs du «Bureau of Reclamation» pour le barrage de Seminole ont révélé le même fait. Dans la section de contact béton-rocher, la contrainte ne dépasse pas, suivant la forme donnée au congé, la valeur de 46 à 57 kg/cm<sup>2</sup>.

b) Barrage de la Dixence

Le barrage-poids de la Grande Dixence sera fondé entièrement dans le complexe dit des schistes de Casanna, où l'on peut distinguer les termes principaux suivants: prasinites et albítites. Les bancs sont redressés presque à la verticale et à peu près parallèles au parement amont du barrage, ce qui est très favorable au point de vue de l'étanchéité du sous-sol. Ainsi le barrage de la Grande Dixence, comme celui de Mauvoisin, s'appuiera sur les têtes des couches.

En plan, le barrage a une forme légèrement polygonale, pour s'adapter le mieux possible à la topographie du rocher (Fig. 8). Le profil vertical a des dimensions exceptionnelles avec 280 m de hauteur. Le barrage, d'un volume de 5,8 millions de m<sup>3</sup>,

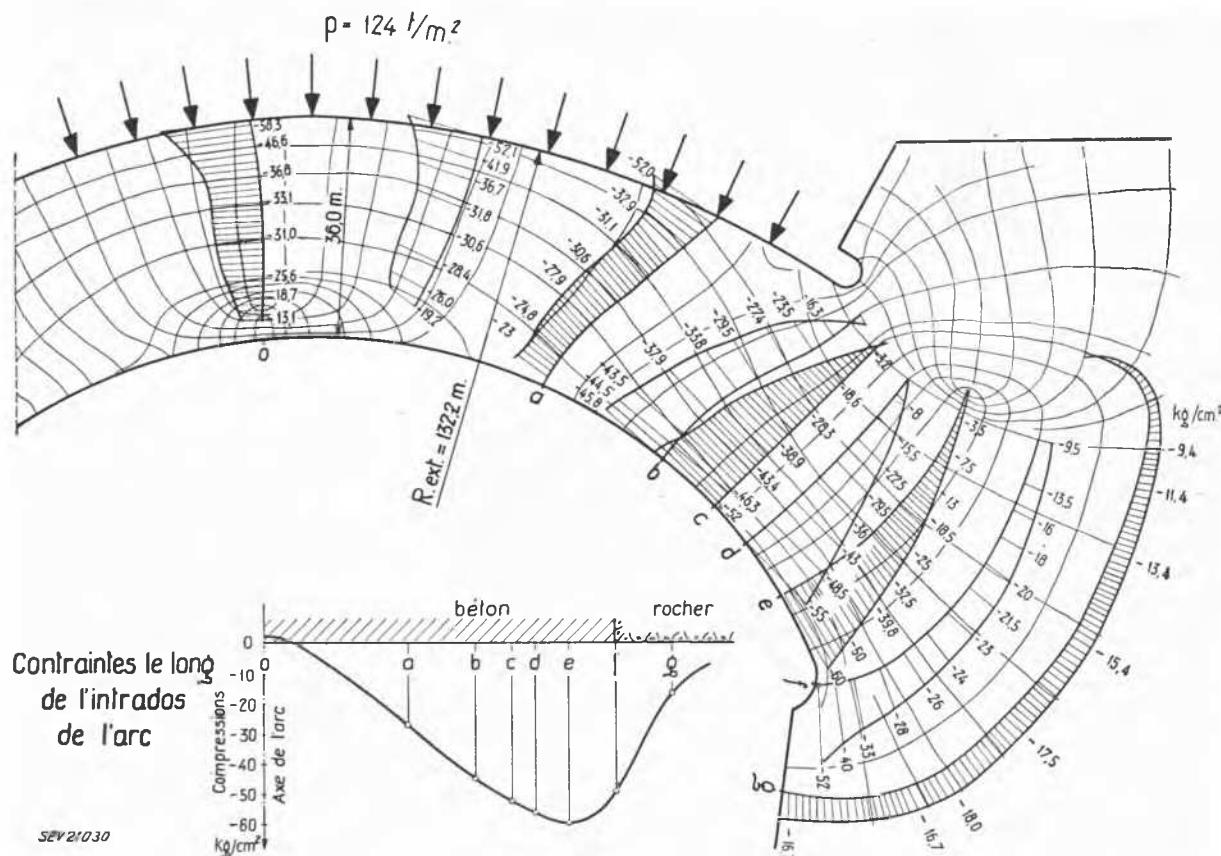


Fig. 7 Distribution des efforts à l'encastrement d'un arc de barrage-voûte. Résultat de l'essai de photo-élasticité  
Stress Distribution near the Encastering of a Section of an Arch Dam. Results of a Photo-elastic Test

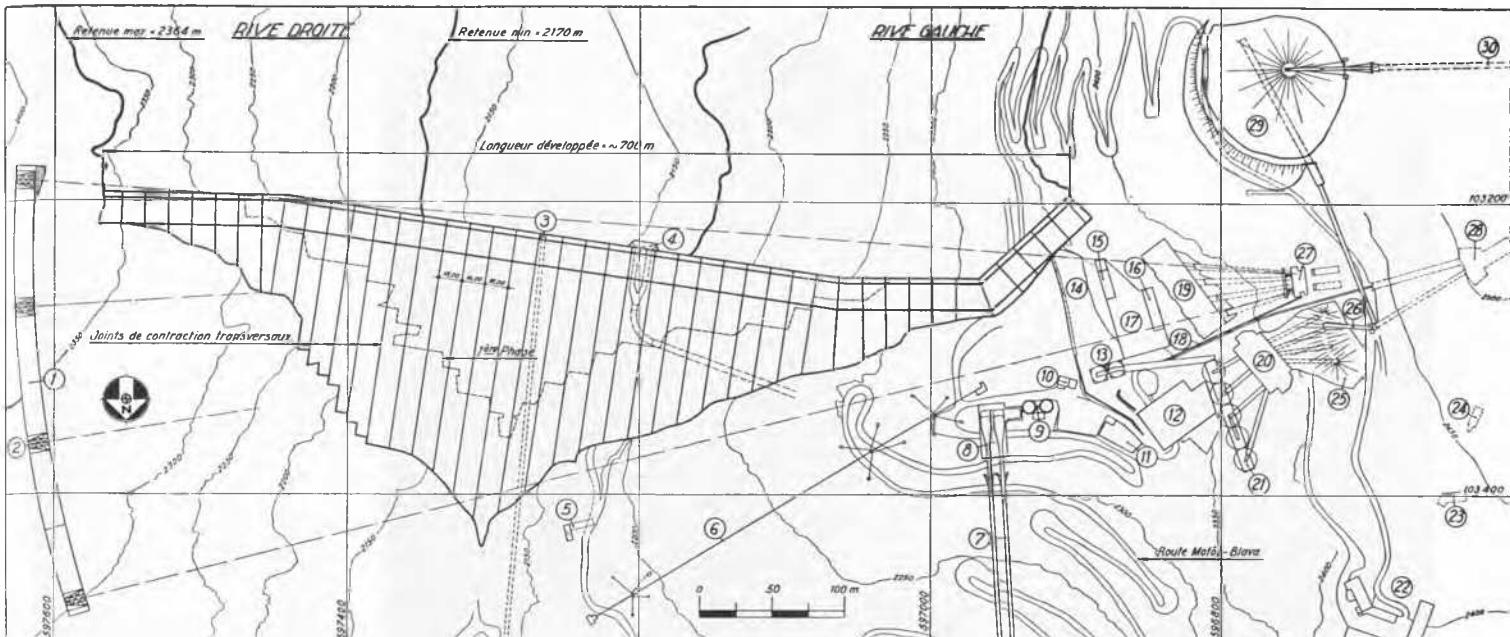


Fig. 8 Barrage de la Dixence. Plan  
Plan of the Dixence Dam

sera construit en cinq phases successives. La hauteur atteinte par la première phase est de 180 m environ (Fig. 9).

La grande largeur du couronnement, de 22 m, présente un avantage pour le cas particulier: le poids de ce large couronnement, en ramenant le centre de gravité vers l'amont, permet de réduire la base du barrage, et conduit à une économie de volume. En outre, avec un couronnement large, le volume de béton à mettre en place durant la dernière année se trouve réparti sur une grande surface ce qui permet de maintenir une grande production de béton jusqu'au dernier moment.

On remarquera également que le parement amont est en surplomb, ce qui permet d'améliorer l'état de contrainte au cours des différentes phases de construction du barrage (Fig. 9).

Le parement aval de la première phase est découpé en gradins d'une douzaine de mètres de profondeur et d'une vingtaine de mètres de hauteur. Le béton des phases successives sera mis en place sous forme de prismes verticaux, ce qui permet de disposer simultanément d'un nombre suffisant d'emplacements de bétonnage, avantage important si l'on songe que chaque phase de la surélévation exige la mise en place de 1 million de  $m^3$  en deux ans. Cette disposition, qui conduit à de nombreux joints verticaux dans le voisinage du parement aval où les efforts tranchants sont importants, précisément dans les sections verticales, pose quelques problèmes délicats.

Les différents prismes verticaux de 16 m de longueur dans le sens du parement amont du barrage et de 12 m en moyenne de largeur dans le sens de l'axe de la vallée, sont bétonnés à des époques différentes; malgré toutes les précautions qui pourront être prises, leur contact intime assurant la transmission d'efforts tangentiels importants ne peut être garanti. Pour assurer cette transmission d'efforts tangentiels, il est nécessaire de prévoir des tenons dont les deux faces sont approximativement parallèles aux directions des contraintes principales. Ce problème a été étudié au moyen d'essais de photoélasticité, qui ont permis de mettre en évidence ce qui se passerait si un tenon venait à se décoller. Le décollement a été réalisé dans l'essai par un trait de scie (Fig. 11).

Si la face du tenon est rigoureusement parallèle à la direction principale ( $\varphi = 0$ ) le flux des forces est à peine modifié, ce qui est évident. On constate une légère concentration autour des extrémités des fentes.

Si la face décollée du tenon n'est pas parallèle à la direction principale ( $\varphi = 10^\circ$  par exemple) le flux des forces est sensiblement modifié. Aux extrémités des fentes les contraintes sont presque triplées.

Ces essais confirment l'intérêt d'orienter convenablement les faces des tenons.

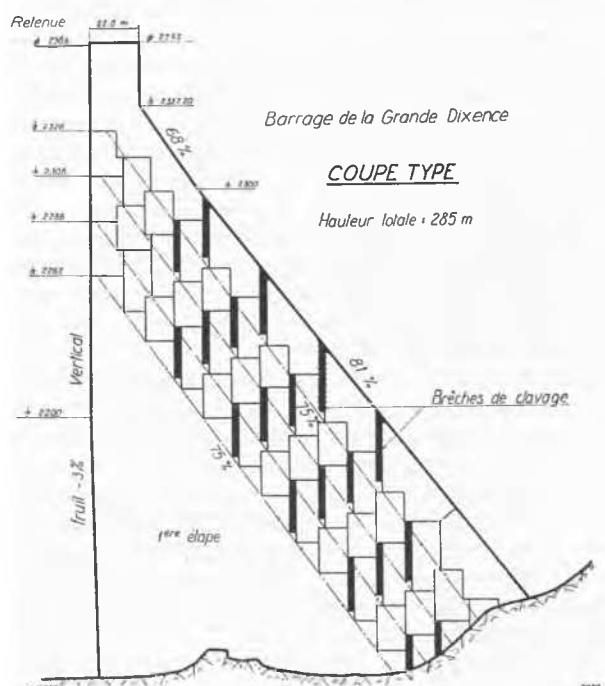


Fig. 9 Barrage de la Dixence. Coupe verticale  
Vertical Section of the Dixence Dam



Fig. 10 Barrage de la Dixence. Photographie de l'emplacement du nouveau barrage, – à l'arrière-plan: l'ancien barrage, – à droite: les installations de fabrication du béton  
 Photograph of the Site of the New Dixence Dam. The Old Dam is in the Background, and the Concreting Equipment is on the Right

La construction par étapes en gradins pose un autre problème encore.

La mise en place sur le parement aval du béton d'une phase déterminée a évidemment pour effet de raidir le barrage. L'idéal serait de pouvoir mettre en place le béton d'une nouvelle phase, alors que le lac est à son niveau inférieur. Ainsi le barrage surélevé par le béton de la nouvelle phase constituerait un monolithe qui, avant la montée du niveau de l'eau, ne serait soumis, théoriquement du moins, à aucun effort autre que ceux provenant du poids propre. Cette exigence, de maintenir bas le niveau du lac pendant tout le bétonnage d'une nouvelle phase ne peut être imposée aux exploitants qui veulent au contraire pouvoir utiliser le lac avec plus de liberté. Il faut donc envisager que le bétonnage d'une phase se fasse pendant que le niveau du lac est voisin du maximum de la phase précédente, c'est-à-dire pendant que le barrage non surélevé est soumis à une flexion et par conséquent à une déformation déterminée. Si aucune précaution n'a été prise, lorsque le niveau sera de nouveau abaissé, le barrage raidi par la surépaisseur ne sera pas déchargé autant qu'il devrait l'être.

On peut se rendre compte par un calcul élémentaire de l'effet du raidissement du parement aval par le nouveau béton (Fig. 13).

Le barrage, de section réduite, subit du fait de la montée de l'eau au niveau maximum, une contrainte de flexion de  $\pm 9,7$  kg/cm<sup>2</sup>. Le bétonnage du parement aval étant supposé fait à lac plein, l'abaissement du niveau du lac provoque une flexion en sens inverse qui doit être calculée sur la section agrandie; elle est de  $\pm 5,3$  kg/cm<sup>2</sup>. Après vidange du lac il subsiste donc sur le parement amont une traction résiduelle de 4,4 kg/cm<sup>2</sup>, différence entre 9,7 et 5,3.

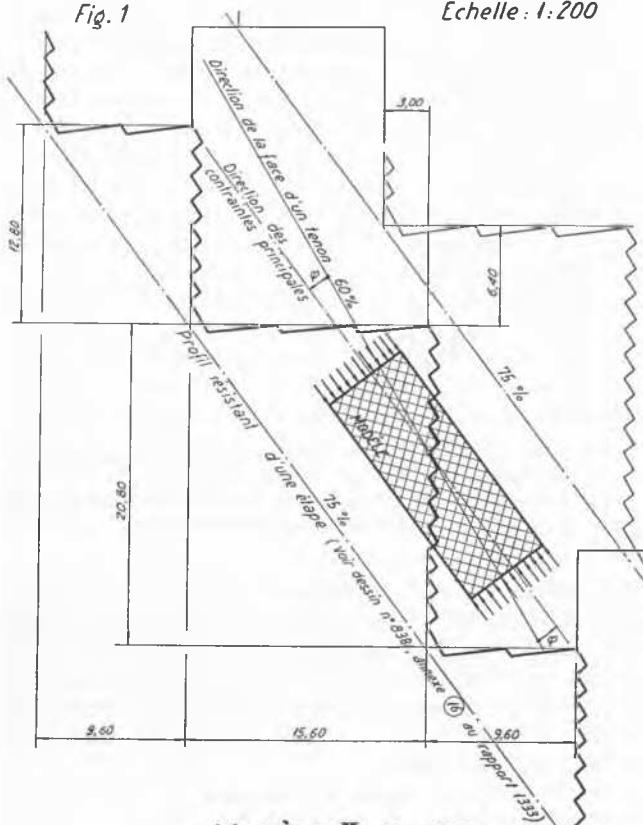
Si l'on ne prenait pas de précautions convenables, les tractions résiduelles se cumuleraient à chaque nouvelle étape, modifiant profondément les contraintes sur les parements où la compression pourrait être dangereusement réduite.

Pour qu'après chaque nouvelle étape, la contrainte de flexion soit ramenée à zéro, il faut que tous les prismes soient indépendants les uns des autres, puis soudés, le lac étant vide. Comme les joints verticaux doivent transmettre, nous l'avons vu, des efforts tranchants importants, puisqu'ils se trouvent près du parement aval, il faut les réaliser sous forme de brèches suffisamment larges dont les faces sont munies de tenons. Ces brèches doivent être de petit volume et en nombre restreint pour pouvoir être bétonnés rapidement au début de la saison et à lac vide, sans retarder un nouveau remplissage exigé par le service d'exploitation. Il est évident que, du point de vue de la commodité de la construction, le nombre de brèches doit être aussi limité que possible. Il importe donc de déterminer le nombre minimum de brèches à prévoir pour être certain d'obtenir le résultat voulu, c'est-à-dire l'annulation quasi totale des contraintes de flexion par la vidange du lac. Des essais de photo-élasticité ont montré qu'il convenait de ménager une brèche tous les 25 m environ.

Dans le cliché (Fig. 12), la photographie du haut montre le parement sans aucune brèche, donc raidi par l'apport du béton nouveau; dans l'autre, il y a cinq brèches. Le barrage est chargé par l'eau, sans poids propre. Dans le second cas, le béton des gradins, séparé par les brèches, est noir, ce qui signifie qu'il est quasi sans tension. C'est loin d'être le cas pour le parement dans lequel on n'a ménagé aucune brèche. Mais, ce qui est plus important, c'est ce qui se passe le long du parement amont. On constate, en analysant en détail les deux photographies que, dans le profil avec cinq brèches, l'isochrone 2 atteint le parement amont plus haut que dans le profil sans aucune brèche. Cela signifie que dans le second cas (5 brèches) la vidange du lac décharge le barrage sensiblement plus que dans le premier cas (sans aucune brèche); c'est précisément ce que nous recherchons. Le résultat final de cette analyse est que cinq brèches au moins sont nécessaires.

POSITION DE LA BANDE CONSTITUANT LE MODÈLE

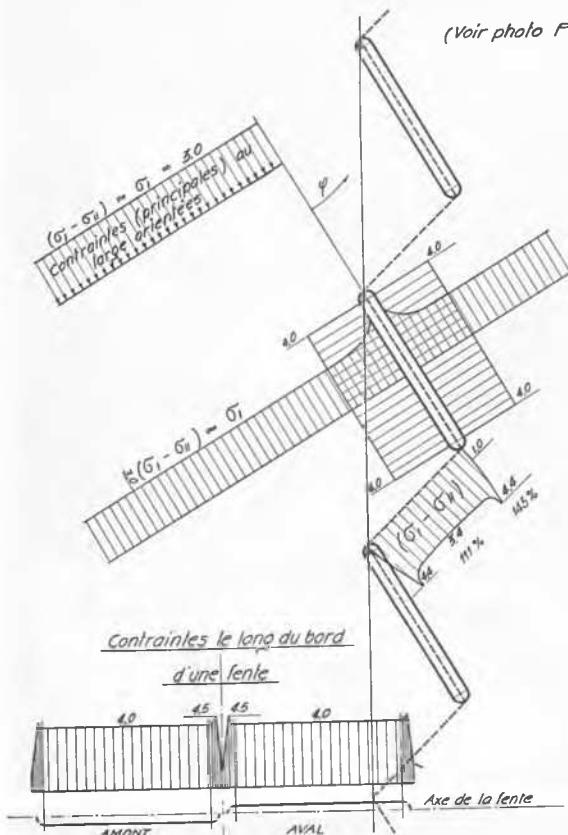
Fig. 1



Echelle: 1:200

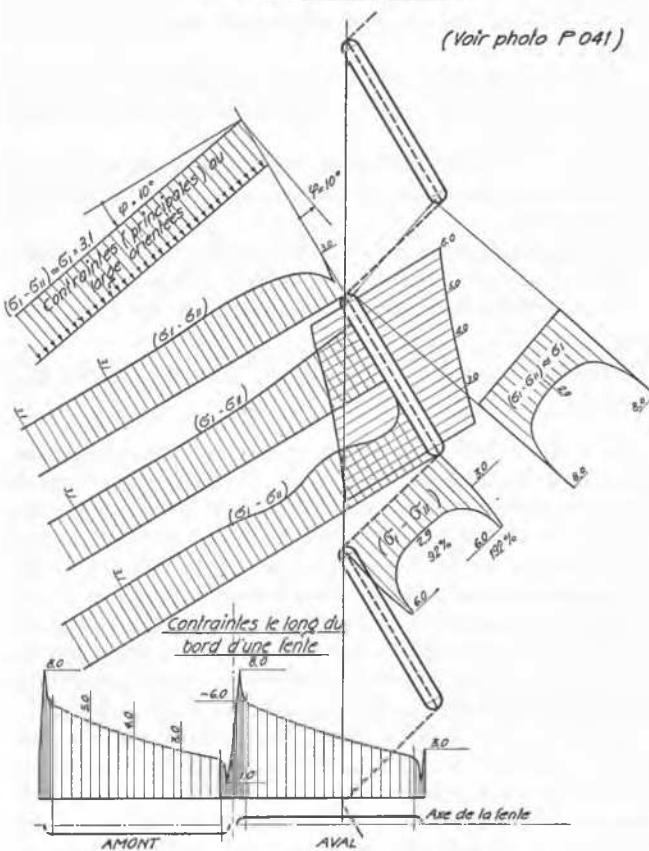
MODÈLE I:  $\phi = 0^\circ$

(Voir photo P 050)



MODÈLE II:  $\phi = 10^\circ$

(Voir photo P 041)



MODÈLE III:  $\phi = 20^\circ$

(Voir photo P 057)

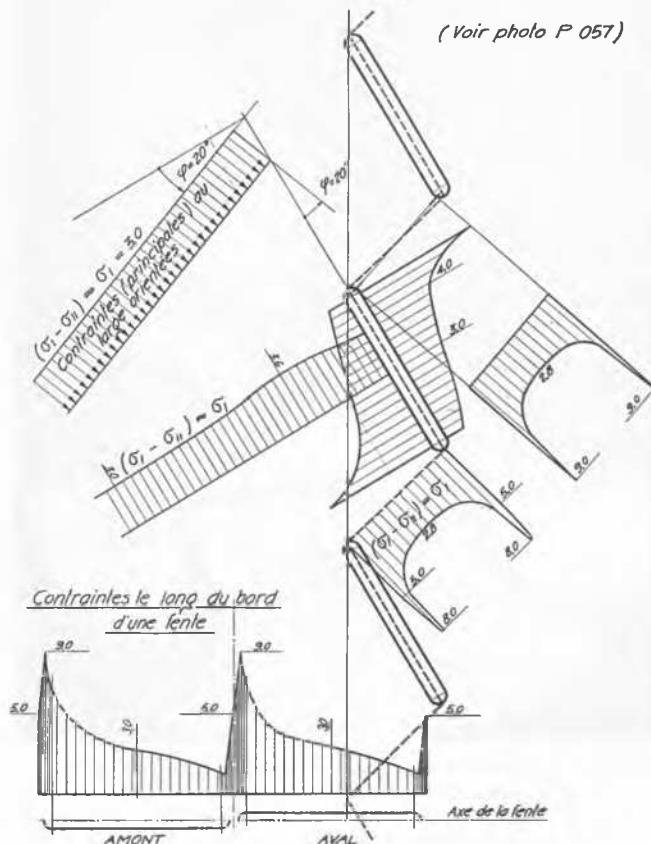


Fig. 11 Barrage de la Dixence. Transmission des efforts par les tenons  
Dixence Dam: Stress Transmission by Tenons

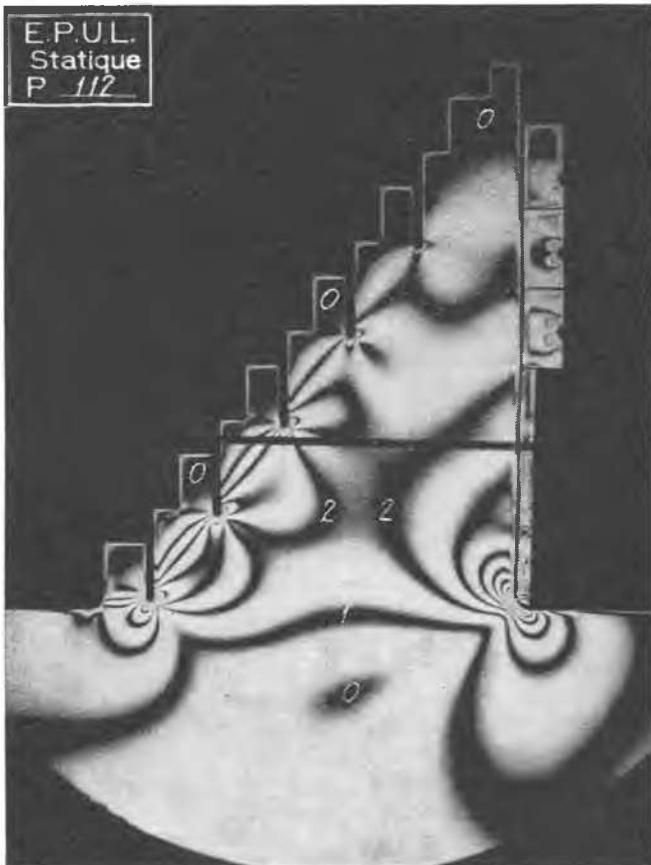
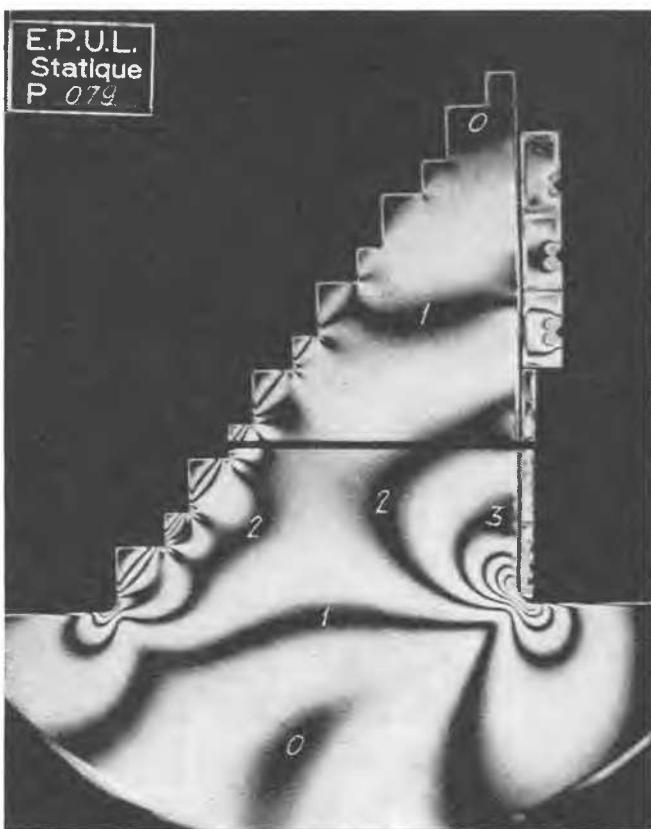


Fig. 12 Effets du raidissement par le bétonnage des phases successives, essai photo-élastique  
Effects on the Stiffening due to the Concreting in Successive Stages—Photo-elastic Test

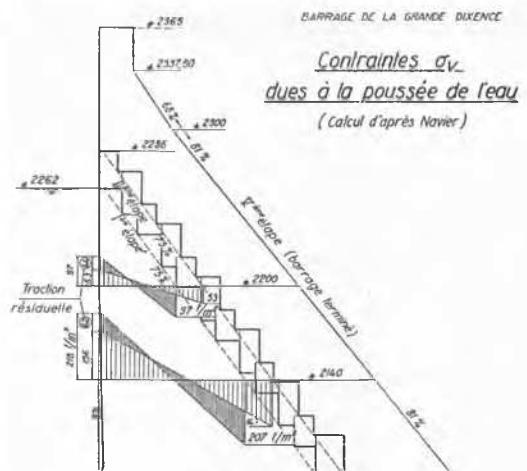


Fig. 13 Effets du raidissement par le bétonnage des phases successives, — contraintes résiduelles sur le parement amont  
Effects on the Stiffening due to the Concreting in Successive Stages—Residual Forces in the Upstream Face

Les deux barrages de la Dixence et du Mauvoisin se trouvent dans une région où il n'est possible de bétonner que durant 5 à 6 mois par an. Les installations de fabrication et de mise en place du béton doivent donc être extrêmement puissantes; elles permettent la mise en place de 5000 à 6000 m<sup>3</sup> de béton par journée de 20 heures de travail, soit 500000 à 600000 m<sup>3</sup> par campagne de 6 mois.

Dans les deux cas, Dixence et Mauvoisin, le béton sera réfrigéré artificiellement par circulation d'eau froide.

Après cette description succincte des deux barrages, nous allons examiner plus en détail deux problèmes relatifs aux fondations.

Deux phénomènes jouent un rôle appréciable dans l'état de contrainte et par conséquent le comportement des barrages-vôûtes. Ce sont:

- d'une part, la déformation des surfaces d'appui du barrage (tassements, glissements, rotations) sous l'effet des poussées du barrage;
  - d'autre part, la déformation de la cuvette du lac au voisinage du barrage, sous l'effet de la poussée de l'eau du lac.
- Je me propose d'examiner plus en détail ces deux problèmes.

### 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-vôûte, hautement hyperstatique. Quant au barrage-poids, une déformation non uniforme du sol de fondation peut également modifier la distribution des contraintes et devenir, 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 intro-

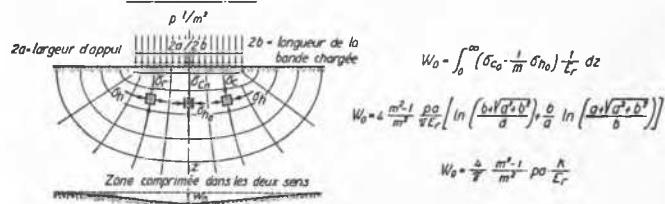
duire un coefficient, analogue au module d'élasticité des corps élastique, que l'on pourrait appeler module apparent de déformation du rocher  $E_r$ .

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  $\text{dm}^2$ , 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, 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.

### Champ des contraintes dans le rocher.

#### Surface indéfinie



$$W_0 = \int_0^\infty (\sigma_{co} \cdot \frac{1}{m} \sigma_{no}) \frac{1}{r} dz$$

$$W_0 = \frac{4}{\pi} \frac{m^2 \cdot 1}{m^2} \frac{\rho a}{4 \pi r} \left[ \ln \left( \frac{b + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} \right) \right] \frac{a}{b} \ln \left( \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{b} \right)$$

$$W_0 = \frac{4}{\pi} \frac{m^2 \cdot 1}{m^2} \frac{\rho a}{4 \pi r}$$

#### Galerie étroite

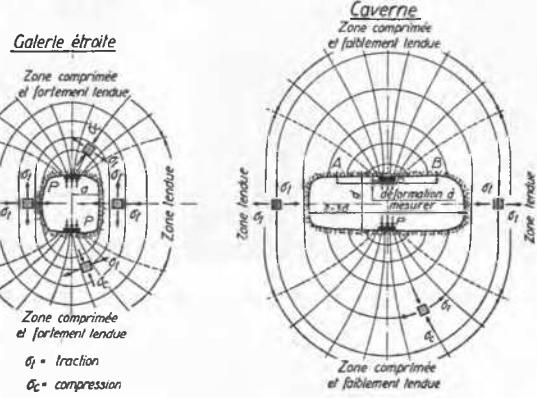
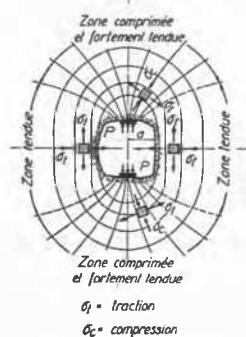
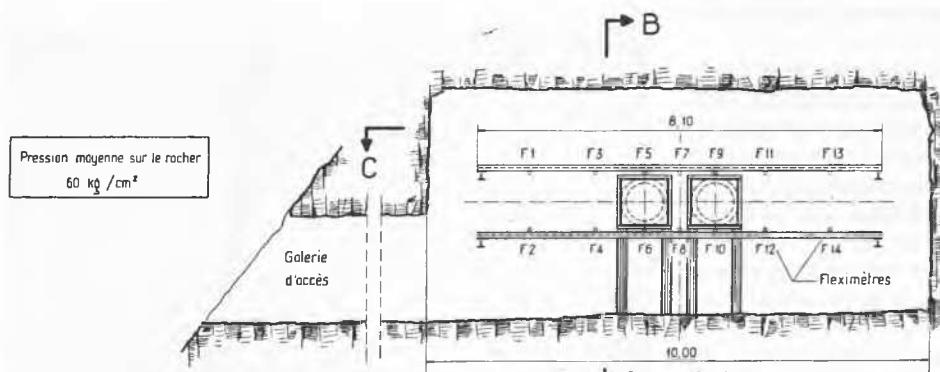


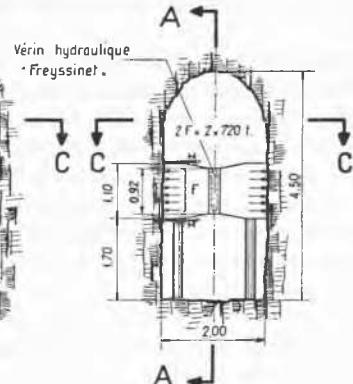
Fig. 14 Champ des contraintes résultant des pressions exercées sur une surface indéfinie et dans une galerie  
Stress Field Caused by Loads on a Semi-infinite Surface and in a Gallery

### Élévation A-A

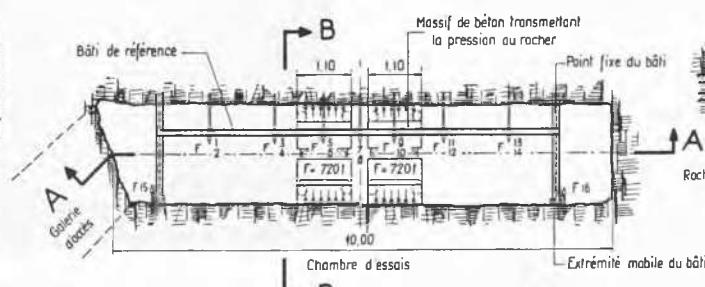


Emplacement de la chambre d'essais par rapport au futur barrage

### Section B-B



### Section horizontale C-C



### Fixation des fleximètres

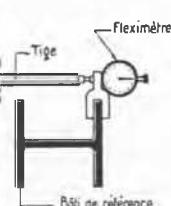


Fig. 15 Disposition générale de l'essai dans une caverne  
Measurement of the Elastic Modulus of the Rock. General Arrangement of the Test in a Chamber



Fig. 16 Photographie des vérins capsulaires avec le dispositif de mesure des déformations  
Measurement of the Elastic modulus of the Rock. Photograph of the Loading Cells (Capsular Jack) (1) with the Arrangement for Measuring Deformations (2)

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

Si la forme de la cavité 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 cavité au-delà de 3 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 4 points, assez éloignée 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 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



Fig. 17 Photographie des vérins capsulaires avec le dispositif de mesure des déformations. Le vérin a été gonflé. Son enrobage a éclaté  
Measurement of the Elastic Modulus of the Rock. Photograph of the Loading Cells with the Arrangement for Measuring Deformations. The Cell has been Pumped Up, and its Cover has Burst

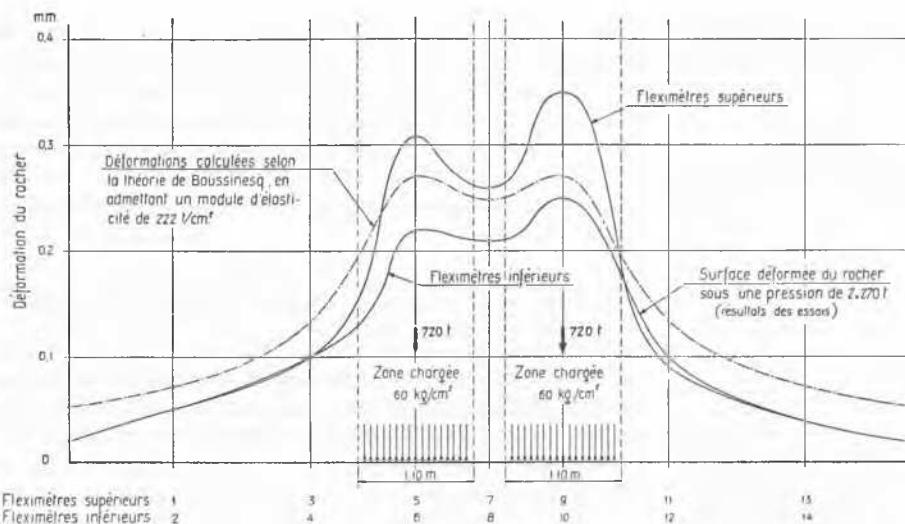


Fig. 18 Surface déformée du rocher sous une pression de 1500 tonnes  
Measurement of the Elastic Modulus of the Rock. Deformed Surface of the Rock under a Load of 1,500 Tons

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). Monsieur 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  $n$  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 observée et calculée de la Fig. 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 analogues à celles de la Fig. 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 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

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

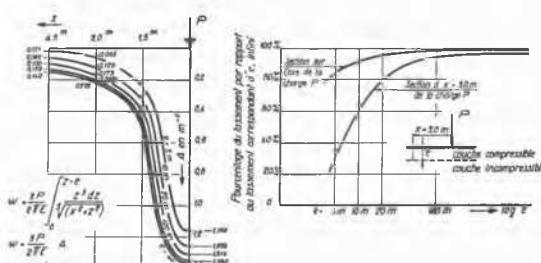


Fig. 19 Tassements. Calcul d'après Boussinesq pour des épaisseurs variables de la couche compressible  
Settlements Calculated by the Boussinesq Theory for Different Thicknesses of the Compressible Stratum

Influence du tassement des appuis (rapport  $\frac{E_r}{E_b}$ ) sur les contraintes à la clé des voûtes

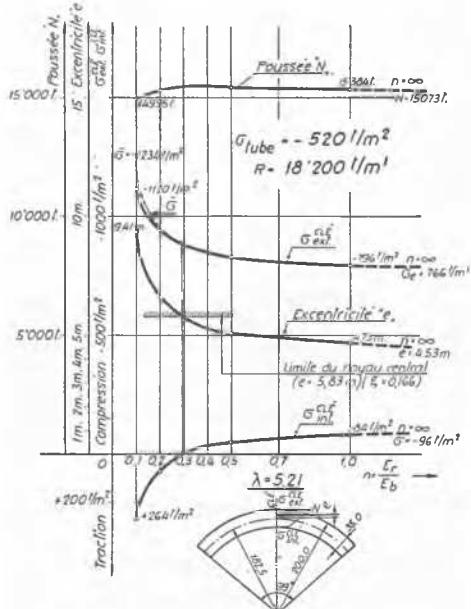


Fig. 20 Influence du tassement des appuis sur les contraintes à la clé des voûtes  
Influence of the Abutment Settlements on the Forces at the Crown of the Vaults of an Arch Dam

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 2 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 t/cm<sup>2</sup>, si le module instantané est 300–400 t/cm<sup>2</sup>. 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 kg/cm<sup>2</sup> 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'accentue 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 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

Differentiels ingénieurs ont déjà signalé à plusieurs reprises que selon leurs observations le remplissage de la cuvette d'un lac artificiel avait pour effet d'écartier 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'ex-

trados 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

#### Déformations de la cuvette d'un lac.

PROFIL II: parement amont du barrage.  
Déplacements normaux et tangentiels en  $10^{-3} \text{ mm}$ .

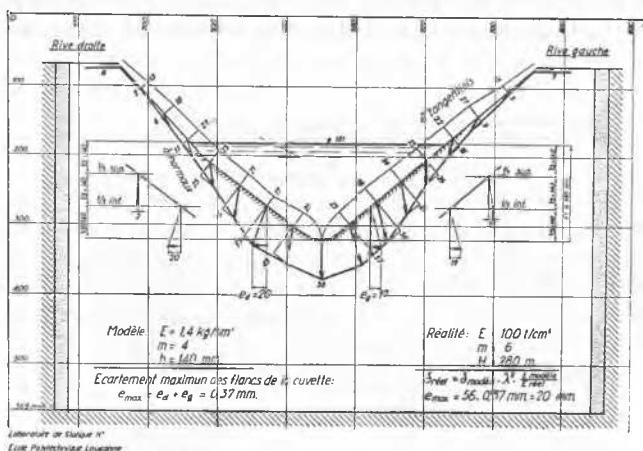


Fig. 21 Déformation de la cuvette d'un lac le long du parement amont du barrage. Résultat de l'essai  
Deformation under the Weight of Water of the Impounded Area Along the Upstream Face of the Dam. Experimental Result

#### Déformations de la cuvette d'un lac.

PROFIL III: ou large.  
Déplacements normaux en  $10^{-3} \text{ mm}$ .

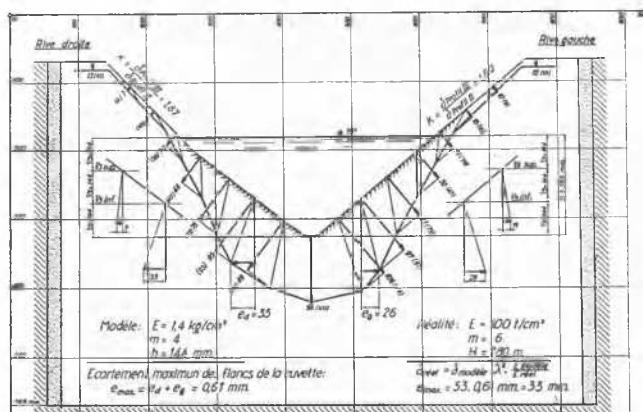


Fig. 22 Déformation de la cuvette d'un lac à grande distance à l'amont du barrage  
Deformation of an Impounding Basin far Away from the Upstream Face of the Dam

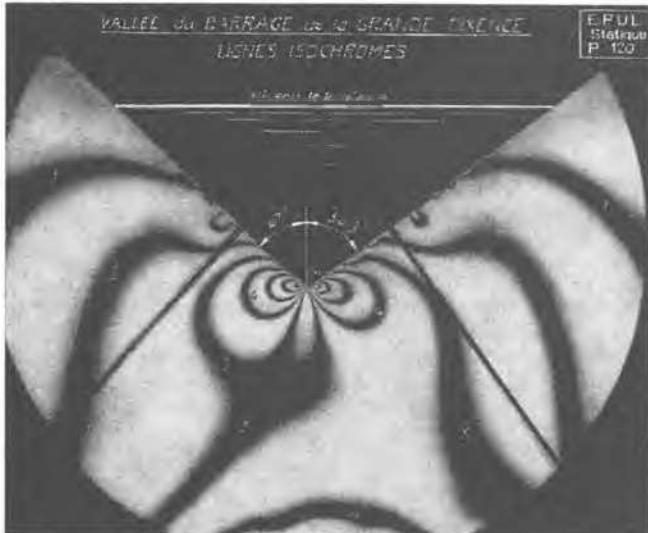


Fig. 23 Déformation de la cuvette du lac. Essai de photo-élasticité  
Deformation of an Impounding Basin. Photo-elastic Test

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, supposer l'ordre de grandeur des tassements réels. Dans les dessins (Figs. 21 et 22), le tassement du rocher a été calculé pour un module de  $100 \text{ t/cm}^2$ . Il est ainsi facile de déterminer le tassement réel pour une valeur quelconque du module  $E$ .

L'écartement maximum, au tiers inférieur de la profondeur d'eau est pour le cas de la Dixence (avec  $E = 100 \text{ t/cm}^2$ ) 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 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-Vogt 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 à 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 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 serrées, ce qui signifie que les contraintes décroissent très rapidement en profondeur.

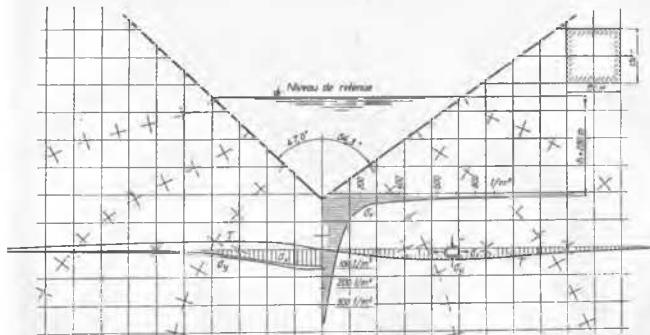


Fig. 24 Déformation de la cuvette du lac. Interprétation de l'essai de photo-élasticité  
 Deformation of an Impounding Basin. Interpretation of the Photo-elastic Test Results

### *Déformation de la cuvette d'un lac.*

*Déterminée par calcul.*

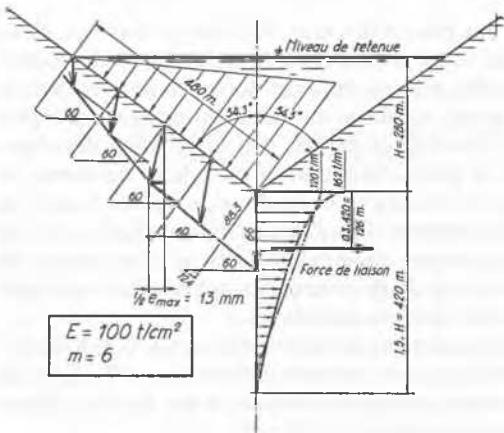


Fig. 25 Déformation de la cuvette du lac déterminée par le calcul  
 Deformation of an Impounding Basin: Calculated Amounts

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  $1\frac{1}{2}$  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 Fig. 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.

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 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 (Figs. 26 et 27).

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 t/cm<sup>2</sup> relativement très élevé, les écartements sont de 5 à 6 mm dans les deux cas. Ramenées

### Déformation de la cuvette d'un lac.

(HOOVER DAM)

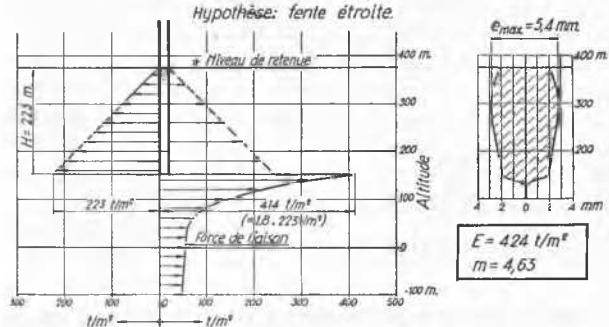


Fig. 26 Déformation de la cuvette d'un lac: Calculs du «Bureau of Reclamation» (cas d'une fente étroite)  
 Deformation of an Impounding Basin. Bureau of Reclamation Calculations for a Narrow Gorge

### Déformation de la cuvette d'un lac

(HOOVER DAM)

Hypothèse: fente large.

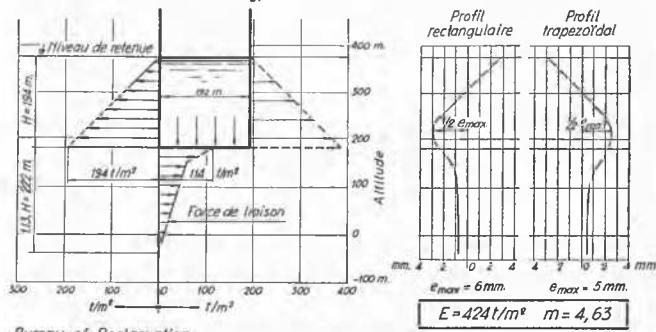


Fig. 27 Déformation de la cuvette d'un lac: Calculs du «Bureau of Reclamation» (cas d'une fente large)  
 Deformation of an Impounding Basin. Bureau of Reclamation Calculations for a Wide Valley

au module de 100 t/cm<sup>2</sup> 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-vôûtes. 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 grands 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.

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 saisirai 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.

## Summary

In the first part of his lecture, which replaced the introductory explanation at Sion, the author gives a general description of the two hydro-electric power plants Mauvoisin and Grande Dixence and analyses some of the particular problems which resulted from the exceptionally large dimensions of the two dams.

The development of the Mauvoisin plant with its 230 metres high arch dam will permit an annual production of 750 million kWh in two powerstations. The first powerstation which will utilise a head of 470 metres has a total output of 85 000 kW, and the second, with a head of about 1000 m, will have a total output of 180 000 kW.

The Grande Dixence project with a 280 metres high gravity dam utilises the total head in two stages of approximately 880 and 1000 metres. It will have an annual production of 1700 million kWh with a total output of 750 000 kW.

With regard to the Mauvoisin arch dam, the author discusses the particular problems of the distribution of the high arch pressures into the rock abutments; while the Grande Dixence gravity dam will be built in several stages which will require the construction of keyed joints with surfaces in direction of the principal stresses and of special expansion slots in order to guarantee the proper co-operation of the separate stages.

The second part of the lecture deals with geotechnical problems in connection with construction of large dams. The author discusses the experimental methods developed at Mauvoisin and Grande Dixence for the determination of the stress-strain relations of the rock and he compares the results obtained with the classical theories. He discusses further the effect of the yieldingness of the abutments upon the stresses in the arches of the dam.

The Grande Dixence project induced an experimental and theoretical study of the deformation of the valley trough due to the water pressure. The stresses and deformations, measured in the laboratory by means of photo-elasticimetric tests and of a rubber model, are compared with the results of the calculation with the methods of *Boussinesq-Vogt*.