

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Band: 53 (1961)
Heft: 6-7

Artikel: Conceptions actuelles dans la construction des barrages-voûtes en Suisse
Autor: Stucky, Alfred
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-920761>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 19.11.2024

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

Conceptions actuelles dans la construction des barrages-voûtes en Suisse

Barrages du Châtelot, de Mauvoisin, Moiry, Malvaglia, Nalps, Luzzzone, Limmern et Tourtemagne

Alfred Stucky, Professeur, en collaboration avec J. P. Stucky et E. Schnitzler, Ingénieurs, Lausanne

CDU 627.825

1. Introduction

Le premier barrage-voûte construit en Suisse est celui de Montsalvens, en 1919—1920 (fig. 1). Il a une hauteur de 55 m et un volume de 26 000 m³. Les plus récents ont atteint des hauteurs 3 à 4 fois plus grandes et des volumes bien plus élevés (Mauvoisin, 237 m, 2 030 000 m³, 1958; et Luzzzone, 208 m, 1 350 000 m³, en cours de construction). Les premières voûtes ont une forme symétrique relativement simple, leurs épaisseurs sont importantes, de sorte que les contraintes dans le béton ne dépassent pas 20 à 30 kg/cm². Dans les vallées à profil irrégulier, la symétrie est rétablie au moyen de culées massives: Châtelot 1953 (fig. 2). Leurs parements sont formés d'arcs de cercle horizontaux, dont le rayon diminue du haut vers le bas; les arcs sont généralement épaissis aux naissances, pour diminuer les contraintes sur la fondation.

Depuis lors, la technique relative à ce type d'ouvrages a considérablement évolué. Les contraintes dans le béton ont des valeurs doubles ou triples (épaisseurs plus faibles), les formes sont plus compliquées (double courbure), et l'introduction récente de la forme parabolique a permis de mieux adapter le barrage aux conditions topographiques et géologiques, en permettant d'autre part de supprimer les culées massives dans les vallées à profil dissymétrique: Moiry, Malvaglia (fig. 3), Luzzzone, Limmern. Cette évolution a été rendue possible grâce à 4 facteurs essentiels:

- l'amélioration des méthodes de prospection du rocher de fondation;
- le développement de la technologie du béton, qui a contribué à en améliorer sensiblement la qualité;
- la fabrication d'un matériel de coffrage permettant de réaliser des formes compliquées;
- le progrès des méthodes de calcul, rendu possible notamment grâce aux calculatrices électroniques à programmes et celui des méthodes d'essais sur modèles réduits. Ces méthodes théoriques et expérimentales, tout en se complétant, ont permis la recherche de formes rationnelles, toujours mieux adaptées aux conditions topographiques et géologiques.

Nous voudrions illustrer cette évolution par un certain nombre d'exemples, et montrer le chemin parcouru depuis 1920.

Rappelons tout d'abord que le barrage de Montsalvens (hauteur 55 m, longueur du couronnement 115 m) a des sections horizontales formées d'arcs quasi-circulaires symétriques, de rayon variable suivant la hauteur, et d'épaisseur augmentant de la clé aux naissances (jusqu'à 50 %). L'aile gauche s'appuie contre une culée massive, considérée comme indéformable dans le calcul, et qui raccourcit les arcs supérieurs. Le pied du barrage, de 22 m d'épaisseur (40 % de la hauteur du barrage) a été considéré comme un socle rigide. La répartition de la poussée de l'eau entre les arcs et les murs a été déterminée au moyen d'un ajustement des déformations radiales en plusieurs sections; la fibre moyenne des arcs

a été adaptée au polygone funiculaire des poussées résultant de cet ajustement. Ce calcul a été fait à l'aide de procédés numériques et graphiques. Les coffrages ont été remplacés par une maçonnerie de moellons artificiels constitués par un béton de qualité, très sec, pilonné en atelier, de granulométrie encore sommaire, et d'un dosage de 300 kg CP/m³. Le corps du barrage se compose également de béton sec, pilonné, d'un dosage de 200 kg CP/m³ et refroidi naturellement. Le barrage a été subdivisé en cinq voussoirs de 20 m de longueur, par quatre brèches de contraction verticales de 1 m de largeur. Ces brèches, restées ouvertes 6 à 10 semaines, ont été bourrées, après repiquage, de béton damé à l'air comprimé.

Fig. 1 MONTSALVENS

Coupe verticale

- ① Moellons de béton 30 × 30 × 60 cm en parements, dosage de 300 kg CP/m³.
- ② Béton de masse, dosage de 200 kg CP/m³.
- ③ Couche de béton fin.

Vertikalschnitt

- ① Betonblöcke 30 × 30 × 60 cm, Beton P 300.
- ② Massenbeton, Beton P 200.
- ③ Feinbeton.

Vertical section

- ① Concrete facing blocks 30 × 30 × 60 cm, Portland cement content of 300 kg/m³.
- ② Mass concrete, Portland cement content of 200 kg/m³.
- ③ Layer of fine aggregate concrete.

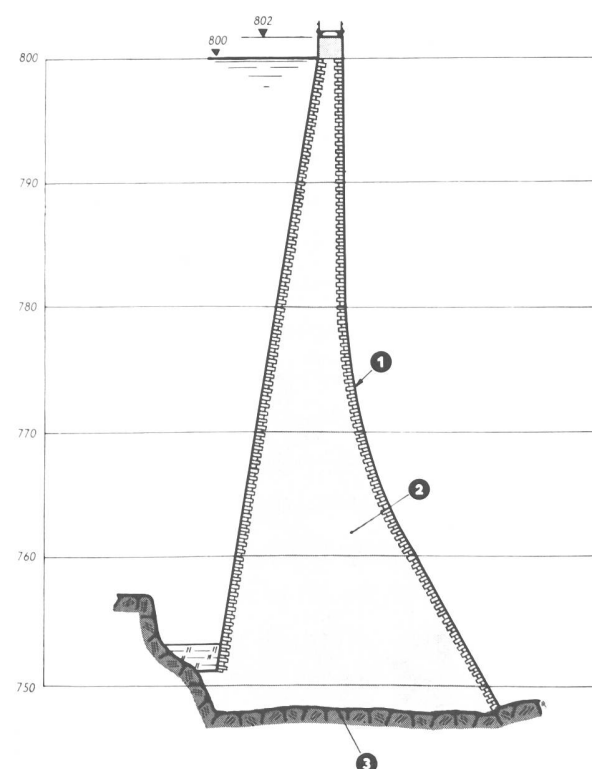
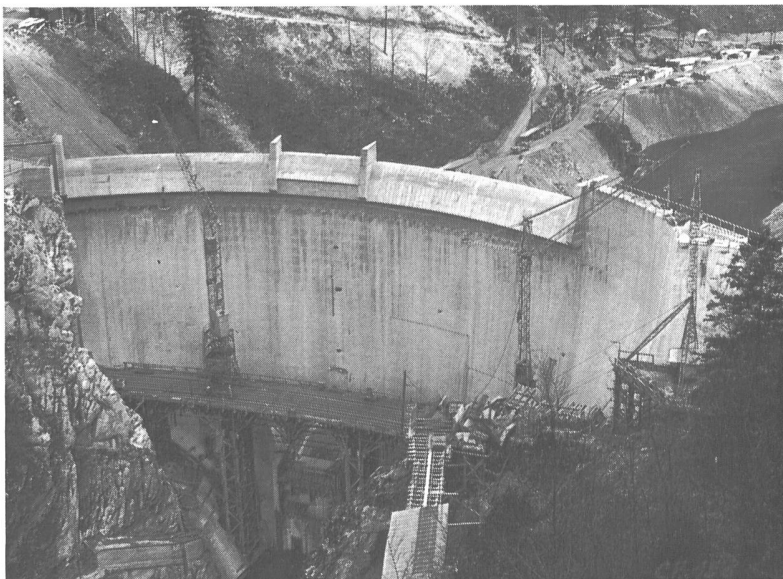


Fig. 2 CHATELOT

Culée massive en béton sur rive gauche.
Evacuation des crues par vidanges de fond et déversoir superficiel.

Massives Mauerwiderlager in Beton auf der linken Talflanke.
Hochwasserabführung durch Grundablässe und Überlauf in der Mauerkrone.

Mass concrete abutment on the left bank.
Flood discharge by unwatering conduit and spillway.



2. Études préliminaires

La prospection du rocher de fondation revêt plusieurs aspects. On cherche avant tout à connaître la position du rocher sain et son étanchéité, par forages de reconnaissance et par galeries exécutés avant les travaux (Luzzone, 600 m de galeries, non compris les galeries définitives telles que dérivation, drainage sous les fondations, fenêtres d'accès, etc.).

En outre, il est d'usage actuellement d'inclure dans l'exécution du voile d'étanchéité principal une série de forages de prospection, plus profonds, espacés de 25 à 50 mètres, permettant de contrôler la fondation au-delà de la zone de traitement proprement dite. Pour le barrage de Mauvoisin, on a cherché, de plus, à connaître par des essais de déformation de la roche en place le module d'élasticité des appuis rocheux du barrage [1], qui influence la déformation des fondations sous l'effet de la poussée du barrage lui-même, mais aussi sous l'effet de la pression du lac sur les flancs de la vallée.

[1] Bibliographie, voir à la fin de l'article.

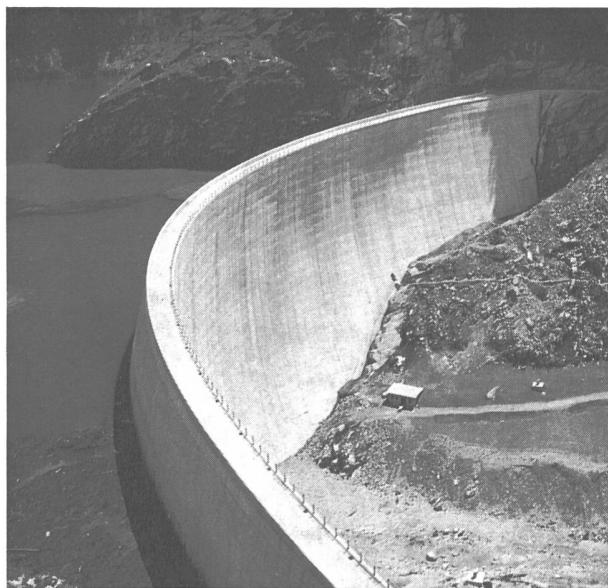


Fig. 3 MALVAGLIA (Photo: Blenio S. A., Locarno)

La construction des premiers grands barrages-voûtes suisses a été précédée d'études très complètes de la technologie du béton [2], [3], menées en recherchant avant tout une maniabilité satisfaisante du béton, qui permette la mise en place de grandes quantités journalières. Parallèlement, on a étudié, par voies théorique et expérimentale, la réfrigération artificielle du béton. Les premières théories [4] ont été confirmées par la pratique. Chaque nouveau chantier exige la mesure, plusieurs années à l'avance, des fluctuations de la température du lieu et de celles de l'eau de réfrigération, de manière à pouvoir dimensionner judicieusement, le moment venu, les installations nécessaires.

3. Evolution de la technologie du béton

Les qualités exigées d'un béton sont la maniabilité, la résistance mécanique, l'étanchéité, la résistance au gel, aux intempéries et aux eaux agressives. La maniabilité joue le premier rôle dans cette énumération, car seule une bonne maniabilité du béton permet de garantir dans l'ouvrage les autres qualités qu'on s'est efforcé d'obtenir par des essais préliminaires sur des échantillons plus petits. Pour les résistances mécaniques, on cherche naturellement à obtenir, à dosage égal de ciment, des valeurs aussi élevées que possible. L'étanchéité est jugée satisfaisante, si des cubes de béton de $30 \times 30 \times 30$ cm, soumis à une pression d'eau croissant régulièrement pendant 10 jours, de 0 à 30 kg/cm^2 , ne laissent pas passer des infiltrations supérieures à 500 cm^3 . L'expérience a montré que cette limite correspondait à un béton étanche dans la pratique, sous des charges de 200 à 250 mètres de hauteur. Le béton est réputé non gélif si, pour des prismes de $20 \times 20 \times 60$ cm, soumis 200 fois au gel (-15°C à l'air) et au dégel ($+10^\circ \text{C}$ dans l'eau) à la fréquence de 3 cycles en deux jours, le rapport du module d'élasticité dynamique des prismes gelés à celui des témoins est supérieur à 0,75, celui de la résistance à la flexion supérieur à 0,75 et celui de la résistance à la compression supérieur à 0,90.

Les agrégats sont étudiés du point de vue pétrographique d'abord; on s'assure également qu'ils ne ré-

agissent pas défavorablement en présence du ciment (alcalis du ciment, teneur en soufre des sables). Mais l'étude principale se fait par des essais classiques de résistance à la rupture et de gélivité du béton lui-même [5].

De nombreux essais ont montré, en Suisse comme ailleurs, l'importance de la granulométrie et surtout celle du dépoussiérage des sables. On distingue les poussières naturelles, qui contiennent généralement des produits de décomposition chimique, des poussières formées par l'usure des matériaux déjà lavés dans les installations de transport et de stockage. Les premières peuvent être très nuisibles et doivent être éliminées par un lavage énergique. Les secondes, en revanche, ne sont généralement pas nuisibles et il est souvent préférable de les conserver, plutôt que de les éliminer par un relavage des agrégats peu avant leur introduction dans la bétonnière; ce relavage est souvent plus néfaste qu'utile, parce qu'il introduit dans les matériaux bien égouttés des quantités d'eau variables préjudiciables à la régularité du béton.

Depuis une dizaine d'années, les entraîneurs d'air sont systématiquement utilisés en Suisse, surtout parce qu'ils confèrent au béton une meilleure résistance au gel.

Un soin particulier est voué, d'autre part, au problème de l'égouttage des sables. Si le délai d'égouttage est trop court, la quantité d'eau contenue dans les matériaux risque de dépasser celle qui serait suffisante pour une gâchée, ou bien la variation rapide de l'humidité conduit à l'instabilité de la consistance du béton. Sur les plus récents chantiers suisses, on a obtenu d'excellents résultats en utilisant une série de silos d'égouttage et en ne prélevant les matériaux qu'après un délai suffisant; le nombre de silos doit être de trois au minimum, à quoi il faut ajouter un ou deux autres silos de réserve pour tenir compte des fluctuations dans le débit du sable fabriqué et sa consommation. On a essayé d'autres systèmes d'essorage, vibrants ou par aspiration d'eau, mais ils ne sont pas très efficaces, et si le sable est ensuite remis dans des silos, l'égouttage recommence aussitôt et provoque des différences d'humidité après quelques heures déjà.

Les précautions prises pour le choix et la préparations des agrégats ne sauraient suffire si l'on ne se préoccupe pas, dans la même mesure, de la mise en place et de la vibration du béton. On le transporte généralement au blondin, dans des bennes de 6 m³. La benne ayant été vidée en tas, un bulldozer étale le béton en une couche horizontale de 50 à 60 cm d'épaisseur (fig. 4). La surface ainsi préparée est propre et nette; elle permet la vibration mécanisée, en usage sur les grands barrages suisses depuis 1955 (vibrateurs montés sur bulldozer).

Le ciment utilisé pour les barrages est du Portland normal, quelquefois additionné de 5 % de laitier. Le contrôle de sa qualité, organisé par les consommateurs, se fait sur des échantillons prélevés en usine, qui ont toujours donné d'excellents résultats (très supérieurs aux normes).

Contrôle de la fabrication du béton. Sur les grands barrages suisses actuels, il est d'usage de contrôler la granulométrie des agrégats, à la tour à béton, tous les 1000 à 2000 m³ de béton. Les résistances à la compression, mesurées sur cylindres moulés de

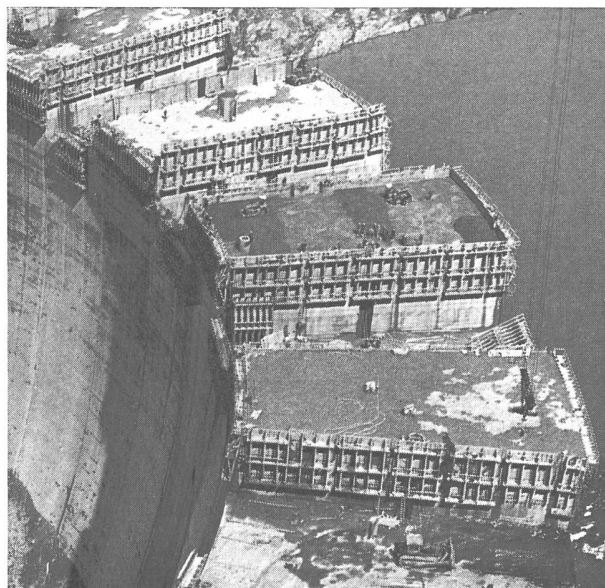


Fig. 4 MAUVOISIN

Étalement du béton au bulldozer. Vibration mécanisée.

Verteilung des Betons mit Bulldozer. Mechanisierte Betonvibration.

Spreading the concrete by bulldozer. Mechanized vibration.

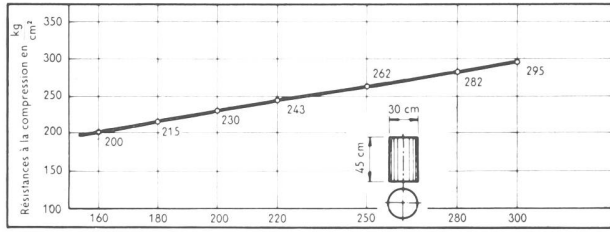
(Photo: Mülhauser, Fribourg)

30 cm de diamètre et 45 cm de hauteur, sont contrôlées deux fois par jour, par prélèvement de 6 cylindres au moins chaque fois (dont 3 sont écrasés à 7 jours et 3 à 90 jours, ou 2 à 7, 28 et 90 jours). Les contrôles de l'étanchéité et de la résistance au gel se font en moyenne toutes les 5 à 6 semaines sur 2 ou 3 échantillons identiques.

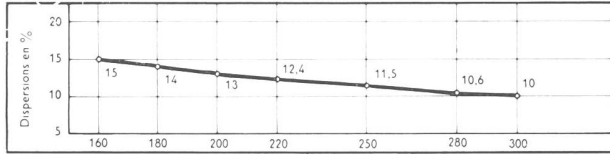
En cours de construction, on vérifie que les résistances exigées du béton ont bien été respectées. En pratique, cela revient à fixer la contrainte admissible (chiffre de résistance divisé par un coefficient de sécurité) correspondant à un type de béton, et à s'assurer que les contraintes dans l'ouvrage (calculées et contrôlées par les essais sur modèle) lui sont inférieures, dans la zone où ce béton a été utilisé. Il paraît logique que le coefficient de sécurité tienne compte, non seulement de la résistance moyenne du béton, mais aussi de la dispersion des résultats des essais de contrôle, c'est-à-dire du risque d'obtenir une fois ou l'autre un très mauvais résultat (fig. 5). Ce risque augmente avec la dispersion des résistances des essais de contrôle [6]. Il convient de rappeler ici que le chiffre de résistance obtenu sur cylindres de hauteur plus grande que la base est inférieur à celui que l'on obtiendrait sur cubes. Le rapport varie de 0,75 à 0,85, suivant les chantiers et le type de presse utilisé.

En conclusion, les tendances actuelles, en Suisse, en matière de technologie des bétons sont:

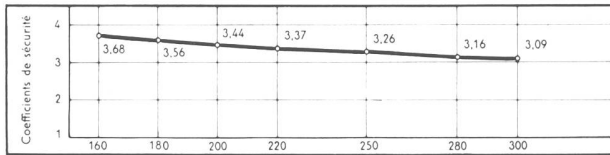
- Contrôle systématique des chantiers par des prélèvements d'échantillons à l'échelle des grands ouvrages. Choix d'une forme qui donne une image aussi fidèle que possible de la résistance véritable du béton.
- Fabrication mécanique et automatique du béton. Régularité dans la préparation des agrégats, régularité dans la fabrication et la mise en place du béton.



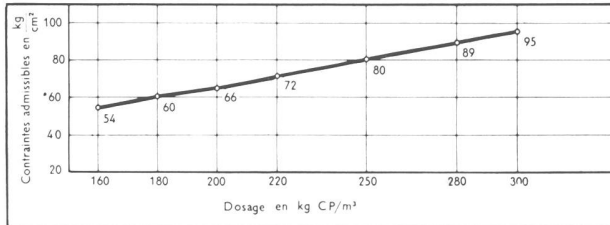
A



B



C



D

Fig. 5 LUZZONE

Détermination des contraintes admissibles à partir des résistances à la compression des cylindres.

- A Résistances sur cylindres, à 90 jours (Dimension maximum des agrégats: 150 mm)
- B Dispersion des résistances.
- C Coefficients de sécurité.
- D Contraintes admissibles.

Bestimmung der zulässigen Spannungen ausgehend von der Druckfestigkeit auf Zylinder.

- A Druckfestigkeit auf Zylinder im Alter von 90 Tagen (Maximale Korngröße: 150 mm).
- B Streuung der Druckfestigkeiten.
- C Sicherheitskoeffizienten.
- D Zulässige Spannungen.

Determination of allowable stresses from the compressive strengths of cylinders.

- A Cylinder strengths at 90 days (largest aggregate size: 150 mm).
- B Scatter of strengths.
- C Factors of safety.
- D Allowable stresses.

- Recherche de la maniabilité du béton et mise en place systématique par vibration mécanisée.
- Choix d'un coefficient de sécurité qui dépend de la régularité des résultats des essais de contrôle.

4. Dispositions constructives

On sait que les barrages-voûtes se construisent par plots jointifs, à la manière des voussoirs d'une maçonnerie (fig. 8). Pour éviter les fissures de retrait, on limite la largeur des plots à 16 ou 18 m; par contre, leur longueur peut être portée à 30 ou 35 m (Moiry). Dans la partie inférieure du barrage de Mauvoisin, qui atteint 54 m d'épaisseur, on a exceptionnellement toléré

un joint longitudinal annulaire, avec redans. La hauteur des levées est généralement de 3, 2 ou 1,5 m, suivant le volume du barrage; les surfaces horizontales de reprise de bétonnage sont rendues rugueuses. La face des joints transversaux est lisse, sans repiquage ni redans, pour faciliter le remplissage ultérieur par un coulis de ciment. Leur forme est hélicoïdale (axe vertical) afin de créer un emboîtement des différents éléments du barrage. Le pas de l'hélice, variable, est choisi de manière que la résultante des forces soit partout aussi normale que possible à la face du joint: il peut atteindre 1/2 grade par mètre, sans provoquer de complication dans la pose des coffrages. On utilise en général, aussi bien pour les parements que pour les joints, des panneaux rectangulaires de bois, revêtus de tôle mince ou de bois dur, ancrés dans la levée précédente par l'intermédiaire de montants rigides extérieurs, et que l'on fait glisser verticalement d'une levée à l'autre. On a pu ainsi réaliser sans difficulté des surplombs de 20 à 25 %. Les panneaux entièrement métalliques sont plus rares (fig. 7). L'emploi de panneaux rectangulaires pour coffrer des surfaces de largeur variable a été facilité par le procédé suivant, mis au point au barrage de Moiry: l'espace entre deux panneaux, que l'on fait varier

Fig. 6 MOIRY

Élévation d'un joint hélicoïdal rabattue sur un plan vertical.

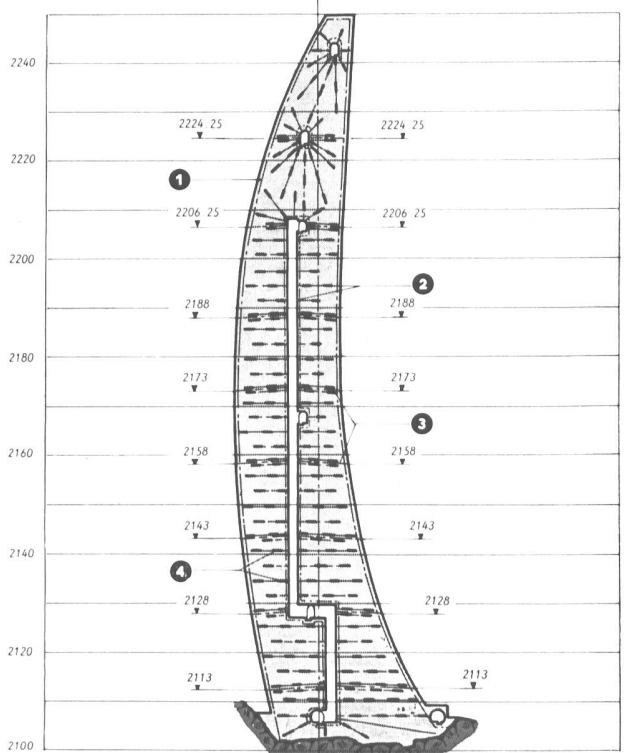
- ① Etanchéité amont en caoutchouc (naturel ou synthétique).
- ② Arrêts d'injections en caoutchouc.
- ③ Arrêts d'injections horizontaux en caoutchouc.
- ④ Tubes à manchettes ϕ 1 1/2" pour injections.

Abwicklung einer helicoïdalen Mauerfuge in einer Vertikalebene.

- ① Wasserseitige Dichtung mit Gummiband (natürlicher oder synthetischer Gummi).
- ② Gummiband zum Abgrenzen der Injektionsfelder.
- ③ Horizontales Gummiband zum Abgrenzen der Injektionsfelder.
- ④ Injektionsrohre mit Manschetten ϕ 1 1/2".

Development of a helicoidal joint in a vertical plane.

- ① Upstream rubber waterstop (natural or synthetic).
- ② Rubber strips for limiting grouting.
- ③ Horizontal rubber strips for limiting grouting.
- ④ Sleeved ϕ 1 1/2" grouting pipes



de 0 à 25 cm, est bouché par l'aile d'un profilé en métal léger, qui ne laisse qu'une trace insignifiante sur la surface décoffrée du béton.

Les formes très variables des plots peuvent être définies par des équations de courbes relativement simples : cercles, paraboles, droites. L'implantation des coffrages se fait en utilisant de plus en plus un système de coordonnées polaires pour chaque plot dont l'origine est matérialisée sur l'arrêt de bétonnage horizontal de la levée précédente. Les calculatrices électroniques à programmes permettent aujourd'hui de calculer autant de points qu'il en faut pour réaliser une implantation impeccable des coffrages; on peut compléter les coordonnées de ces points par l'indication des distances qui les séparent, de sorte que l'on dispose de nombreux moyens de contrôle.

Pour les besoins de la construction (canalisations d'air, d'eau de réfrigération, système d'injection des joints, etc. à l'abri du gel) et pour le contrôle ultérieur du barrage, on ménage volontiers des galeries et des puits à l'intérieur du barrage (fig.6). Une galerie de pied amont (diamètre maximum 2,50 m), qui suit plus ou moins la forme des fondations, sert à récolter d'éventuelles infiltrations ou à renforcer, cas échéant, le voile d'injection principal. Dans les premiers grands barrages, on craignait de placer cette galerie trop près du parement amont, de peur de favoriser les infiltrations à travers l'épaisseur réduite du béton (Moiry 8 à 10 m), mais l'expérience a montré que les bétons étanches fabriqués aujourd'hui, permettaient de s'en rapprocher sans risques à 5 ou 6 m (Limmern). Lorsque le pied aval du barrage est caché par les matériaux d'excavation, il est utile de disposer d'une galerie de pied aval pour exécuter les injections de collage et de consolidation de la fondation. Les galeries de visite horizontales, de section minimum, sont généralement disposées par tronçons rectilignes d'égale longueur, de manière à permettre, pendant l'exploitation, des mesures de polygonales (angles, longueurs, éventuellement nivellements) à l'intérieur du barrage.

Les réseaux d'alimentation des serpentins de réfrigération du béton et des rampes d'injection des joints ont quelquefois été logés dans des puits verticaux (Moiry) ou obliques (Mauvoisin) disposés dans chaque joint. Ces puits ne sont toutefois pas désirables lorsque la section du barrage est mince. C'est pourquoi les barrages récents ne comprennent plus que des galeries horizontales espacées de 24 m environ: chaque serpentín est alimenté à partir de la galerie inférieure par deux tuyaux qui lui sont propres (adduction et restitution de l'eau); de même, le système d'injection des joints est alimenté à partir des galeries (Luzzone, Nalps, Limmern).

Le problème de la réfrigération du béton a fait l'objet d'études théoriques rappelées plus haut. A titre d'exemple, voici quelques résultats obtenus au barrage de Nalps situé à 1800 m d'altitude (serpentins de 3/4", posés sur chaque arrêt de bétonnage, c'est-à-dire tous les 3 m, écartés de 1,85 m; température de l'eau 6 à 7°C en été et 1 à 2°C en hiver; température de clivage désirée au printemps 1961, 4°C):

Béton mis en place en:	Juin 1960	Août 1960	Octobre 1960
Température atteinte par le béton, en °C	le 1.12.1960	6	10,5
	le 15.3.1961	2,5	3,0
		3,0	3,5

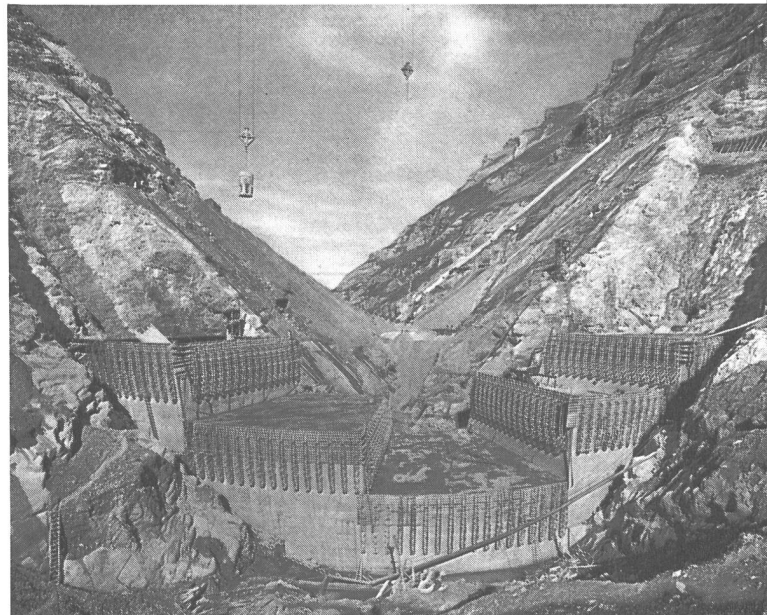
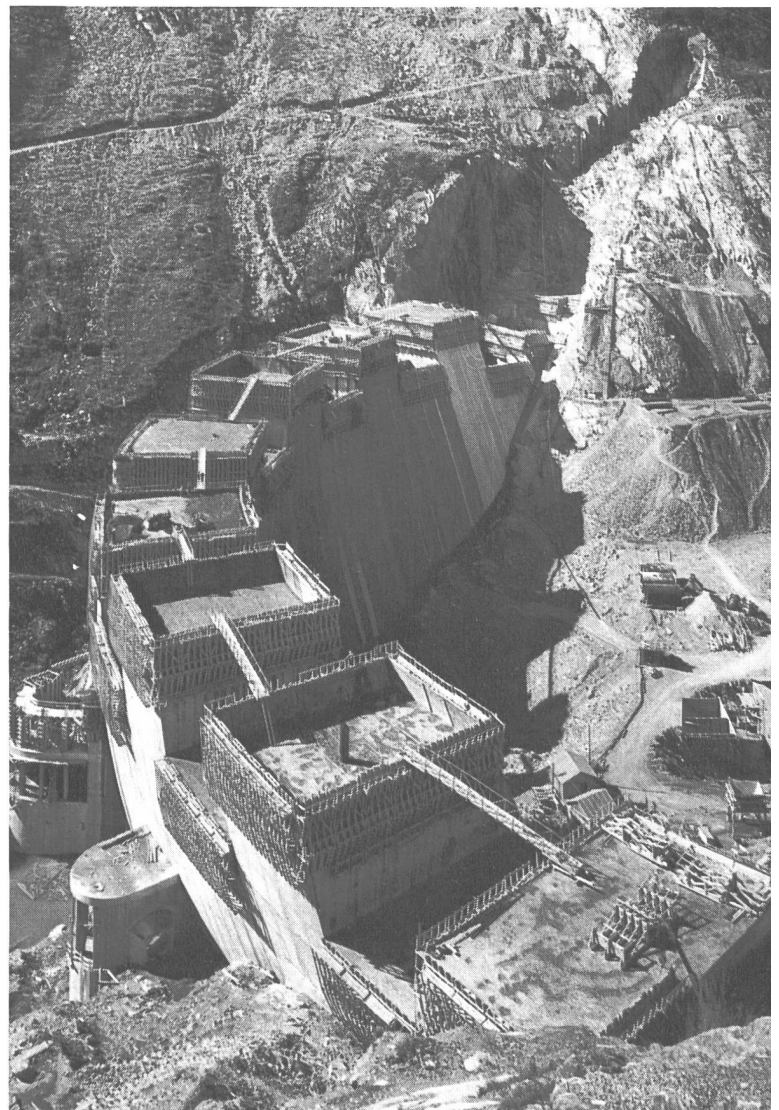


Fig. 7 LIMMERN (Photo: Kraftwerke Linth-Limmern AG)

Fig. 8 NALPS (Photo: H. Rostetter, Ilanz)



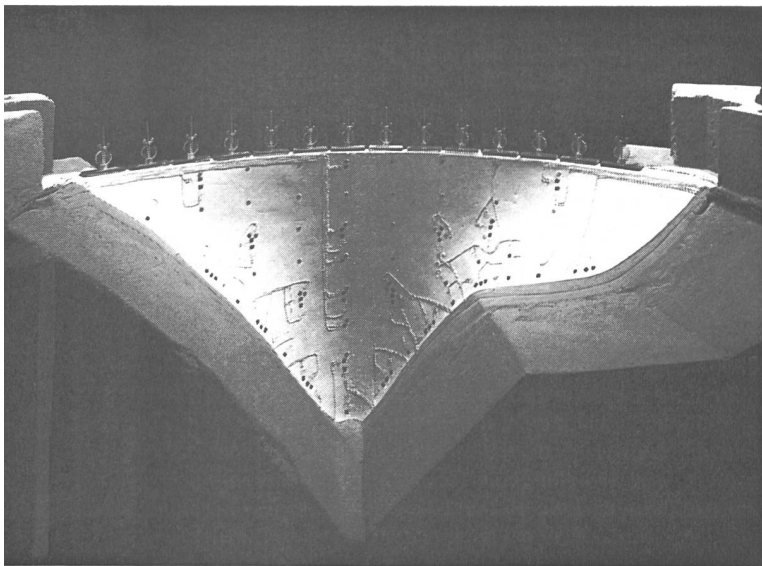


Fig. 9 LUZZONE

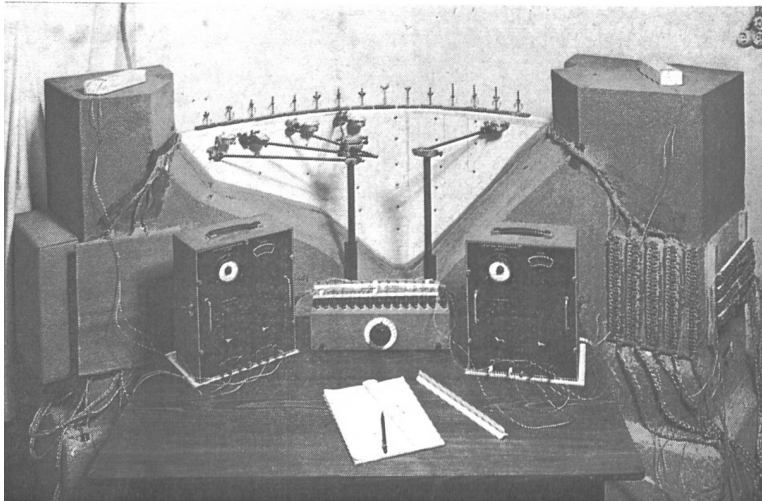
Modèle réduit en plâtre, échelle 1 : 333
 Modell, ausgeführt in Gips, Maßstab 1 : 333
 Plaster model, scale 1 : 333
 (Photo: de Jongh, Lausanne)

Pour l'injection des joints, on utilise indifféremment le système des manchettes (tuyau perforé, entouré d'une manchette de caoutchouc) ou celui des clapets (pièce métallique en forme de T, dont la branche transversale est obturée par un couvercle élastique). Dans les deux cas, les tuyauteries d'adduction du lait de ciment peuvent être lavées après chaque injection. Les joints entre voussoirs du barrage sont divisés en panneaux d'environ 24 m de hauteur (d'une galerie horizontale à l'autre) au moyen de bandes de caoutchouc de 20 à 25 cm de largeur. Les absorptions de ciment, indépendantes du système employé, varient entre 10 et 15 kg/m², pour des pressions de 15 à 20 kg/cm².

Dans certains cas, des précautions particulières doivent être prises pendant l'injection des joints, pour ne

Fig. 10 LIMMERN

Modèle réduit en plâtre, échelle 1 : 250
 Modell, ausgeführt in Gips, Maßstab 1 : 250.
 Plaster model, scale 1 : 250.
 (Photo: de Jongh, Lausanne)



pas provoquer des tractions inadmissibles à la base des voussoirs. Ce fut le cas, entre autres, au barrage de Malvaglia, dont la forme en surplomb des voussoirs provoque des tractions initiales à lac vide, sous l'effet du poids propre seul. Pour éviter l'augmentation exagérée des tractions sous l'effet de l'injection des joints, celle-ci a été exécutée en deux phases, en limitant la pression à la hauteur d'un seul panneau de 22 m à la fois: une première phase de remplissage des joints, dite de calage, à faible pression, puis une deuxième phase à haute pression, accompagnée du contrôle de l'ouverture des joints à différents niveaux. (L'ouverture maximum, observée pendant les travaux d'injection, à lac vide, a été de 4 mm). L'injection de l'ensemble des joints se fait du bas vers le haut, et du centre vers les rives.

5. Calculs et essais sur modèles réduits

Les principaux cas de charge auxquels un barrage-voûte peut être soumis sont: le poids propre, la poussée de l'eau, les variations de température, l'effet d'une déformation de la vallée et celui des tremblements de terre. Le procédé de calcul le plus courant consiste à admettre que l'ouvrage est découpé en un certain nombre de tranches horizontales, les arcs, et de tranches verticales, les murs. La poussée hydrostatique est répartie entre ces deux systèmes porteurs, de manière à obtenir une concordance plus ou moins parfaite des déformations à tous les points de croisement. L'emploi des machines à calculer électroniques (remplaçant les procédés de calcul par approximations successives) a permis, ces dernières années, de réaliser l'ajustement des déformations non seulement radiales, qui était considéré comme suffisant autrefois, mais aussi celui des déformations tangentielles et angulaires, qui est courant aujourd'hui. De même on peut aussi, sans trop de complications, admettre plusieurs valeurs successives du rapport entre le module d'élasticité du rocher et celui du béton, par exemple: $E_r/E_b = \infty, 1, 0,5$, etc. Le barrage étant habituellement construit par voussoirs jointifs, on admet en général que le poids propre est supporté uniquement par les éléments verticaux. Les variations de température sont au contraire supposées agir sur les arcs indépendants, de même que l'effet de l'écartement des flancs de la vallée, que l'on peut assimiler à une chute de température.

Les essais sur modèle réduit sont aujourd'hui considérés comme indispensables pour l'étude des barrages-voûtes, en permettant une comparaison avec les calculs déjà fort détaillés. Nous avons utilisé successivement les modèles en béton de pierre ponce avec forces exercées par vérins isolés (Châtelot, échelle 1:62,5; Mauvoisin, échelle 1:167), puis les modèles en caoutchouc avec poussée d'eau (Moiry, échelle 1:167), puis les modèles en plâtre taillé avec poussée de mercure (Malvaglia, échelle 1:200; Luzzzone, échelle 1:333, fig. 9; Nalps, échelle 1:250; Limmern, échelle 1:250, fig. 10). Pour diminuer l'influence de facteurs étrangers à l'étude du barrage, les mesures, répétées plusieurs fois, se font d'une manière systématique, en un temps minimum, à température et humidité constantes. L'auscultation du modèle, par fleximètres sur le parement aval, et par extensomètres électriques sur les deux parements, permet de déterminer les déformations normales et tangentielles, de même que les contraintes dans différentes

directions, dont on peut déduire ensuite les contraintes principales. Pour l'étude de problèmes particuliers, on a aussi utilisé la méthode photo-élasticimétrique (Mauvoisin, étude de la concentration des contraintes sur les appuis rocheux des arcs). Les essais sur modèle montrent que même pour un profil de vallée très dissymétrique, on peut, en épaississant la voûte de manière judicieuse, réaliser des déformations sensiblement symétriques par rapport à sa section verticale principale. On peut également constater qu'une entaille dans le modèle, pratiquée sur 30 à 40 m de hauteur (à l'échelle du barrage) à l'extrémité de l'aile la plus longue et d'épaisseur renforcée, ne modifie que de quelques % les déformations du centre de la voûte et pas du tout celles de l'aile opposée.

La comparaison des résultats du calcul et de ceux des essais sur modèle permet de dégager quelques conclusions générales, que nous illustrerons par l'exemple du barrage de Nalps: hauteur 128 m, longueur développée au couronnement 480 m, voûte symétrique parabolique.

— Dans la région de la clé des arcs, les trois calculs (ajustement: des déformations radiales, 4 arcs, 1 mur — des déformations radiales, 4 arcs, 7 murs — des déformations radiales, tangentielles et angulaires, 4 arcs, 7 murs) et les essais sur modèle (plâtre, échelle 1:250) donnent des contraintes assez semblables (fig. 11). Par contre, le long de l'encastrement de la voûte, les hypothèses de base des deux premiers calculs (déformations radiales seules) traduisent insuffisamment le phénomène, et les résultats qui en découlent

diffèrent sensiblement de ceux du calcul complet et des essais sur modèle, plus proches de la réalité.

— Les contraintes à la clé des arcs, en particulier les compressions agissant horizontalement sur le parement amont, sont dues à l'effet de la seule poussée de l'eau (fig. 12). Par contre, les contraintes d'encastrement de la voûte résultent de l'effet conjugué du poids du béton et de la poussée de l'eau: par le jeu du balancement des masses de béton (autrement dit par une courbure appropriée de la voûte dans le sens vertical), il est possible de créer, à lac vide, de fortes compressions à l'amont et des tractions pouvant atteindre une certaine importance (20 à 25 kg/cm²) à l'aval, de telle manière, qu'à lac plein, les contraintes résultantes soient modérées. Bien entendu, les tractions à l'aval, dues à l'effet du poids propre seul, ne peuvent être tolérées que si la stabilité des murs est assurée à lac vide.

— Le calcul complet et les essais sur modèle montrent que les effets conjugués du poids propre et de la poussée de l'eau donnent lieu, le long de l'encastrement, à des contraintes principales dirigées obliquement et que les compressions maxima ne sont pas localisées au pied du barrage, mais dans une région voisine du tiers inférieur.

Une étude détaillée de l'état de contrainte permet d'établir un plan rationnel de dosage du béton (fig. 13). On sait que le béton des barrages sis à haute altitude doit non seulement résister aux contraintes mécaniques, mais aussi aux sollicitations par le gel, du moins jusqu'à une certaine profondeur. On choisit généralement pour le béton des parements un dosage

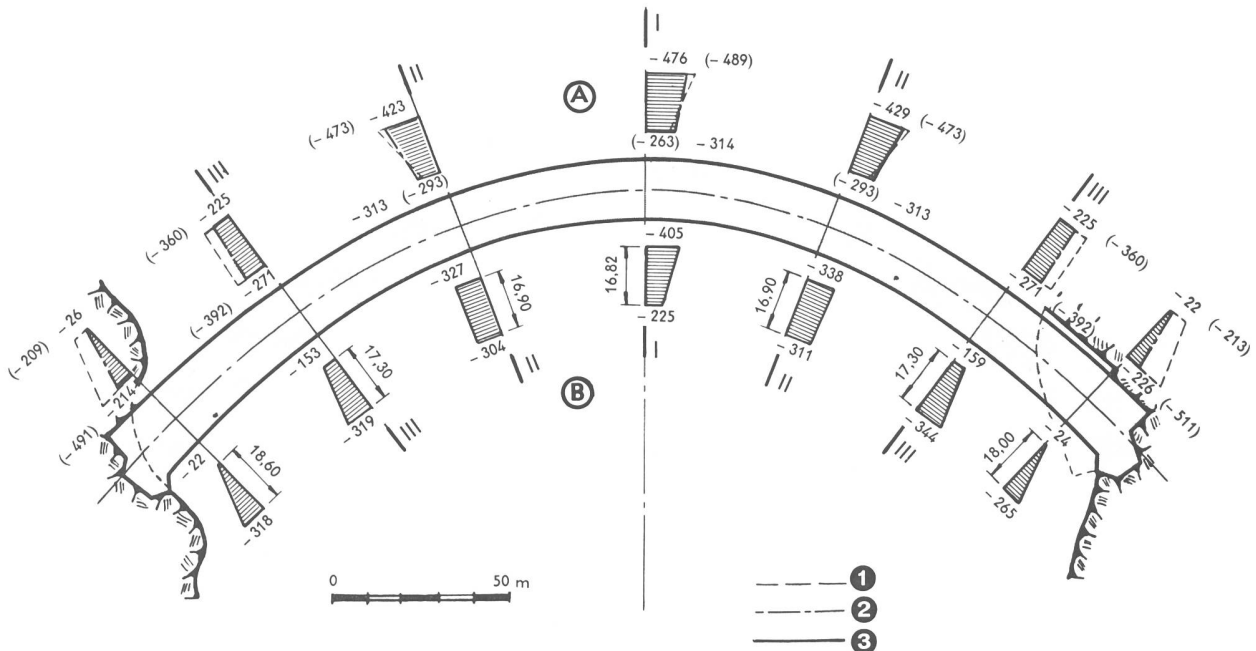


Fig. 11 NALPS

Contraintes normales en t/m² dans l'arc situé au niveau 1860, dues à la poussée de l'eau.

A Calcul
B Modèle

- ① Ajustement des déformations radiales ()
- ② Ajustement des déformations radiales, tangentielles et angulaires
- ③ Modèle

Normalspannungen in t/m² für Wasserdruck im Bogen auf Kote 1860.

A Berechnung
B Modell

- ① Radial-Ausgleich ()
- ② Radial-, Tangential- und Rotations-Ausgleich
- ③ Modell

Normal stresses in t/m² in the arch at the 1860 level due to water pressure.

A Calculation
B Model

- ① Adjustment of the radial deformations ()
- ② Adjustment of the radial, tangential and angular deformations
- ③ Model

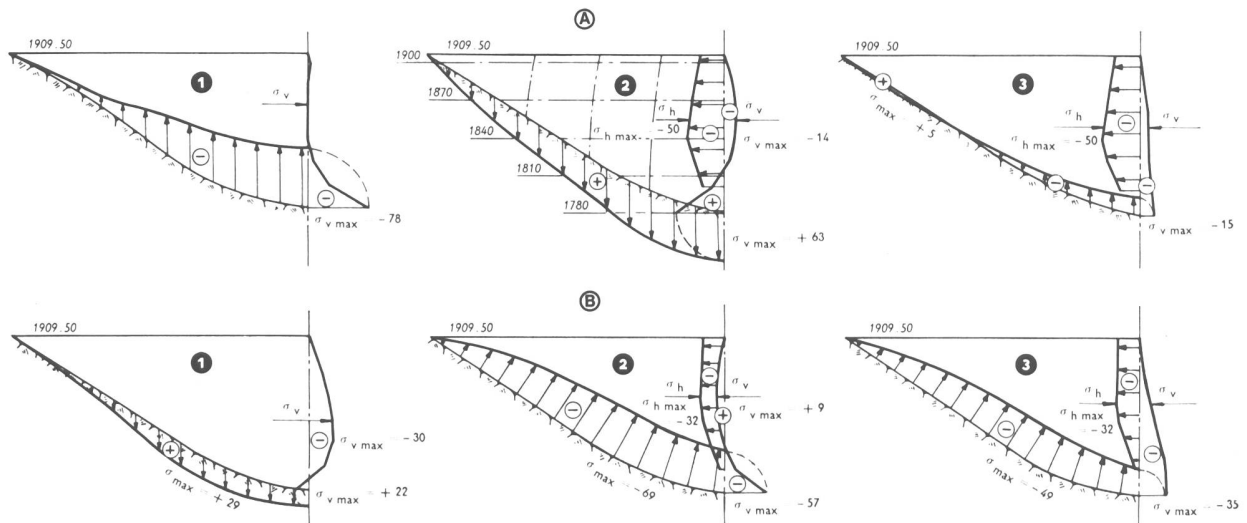


Fig. 12 NALPS

Demi-élévation développée. Contraintes maxima en kg/cm² le long de la fondation et dans le mur central.

A Parement amont
B Parement aval

- ① Effet du poids propre
- ② Effet de la poussée de l'eau
- ③ Effets cumulés du poids propre et de la poussée de l'eau

Halbe Mauerabwicklung. Maximale Spannungen in kg/cm² längs der Fundation und im Mittelschnitt.

A Wasserseite
B Luftseite

- ① Eigengewicht
- ② Wasserdruck
- ③ Eigengewicht und Wasserdruck

Development of half elevation. Maximum stresses in kg/cm² along the foundation and in the centre section.

A Upstream face
B Downstream face

- ① Dead weight
- ② Water pressure
- ③ Dead weight and water pressure combined

de 250 kg CP/m³, avec entraîneur d'air, qui remplit ces deux conditions. Au barrage de Nalps, son épaisseur minimum a été fixée à 3,25 m [4]. A l'intérieur du barrage, les contraintes mécaniques, et par conséquent les dosages, sont plus faibles; le dosage du béton y a été déterminé de la façon suivante :

— En de nombreuses sections du barrage, on construit les diagrammes des contraintes correspondant aux divers cas de charge possibles, obtenues à la fois par le calcul et l'essai sur modèle. Pour les deux points extrêmes de chaque section, situés en parement, on choisit la contrainte principale donnant la plus grande compression; si l'autre contrainte principale est une traction, on majore la valeur de la compression de 1,4 fois la valeur de cette traction (contrainte «pénalisée»), cette majoration ayant le même signe que la compression [3]. Le polygone-enveloppe des diagrammes ainsi obtenus en chaque section donne la plus grande contrainte possible en tous les points de la section, d'un parement à l'autre.

— Au point de vue de l'exécution, on préfère ne pas multiplier le nombre des bétons à dosages différents sur une même couche de bétonnage; c'est pourquoi on se limite habituellement à un béton de parement et un béton de masse. Il en résulte une nouvelle enveloppe, circonscrite à la première et dont les trois paliers horizontaux déterminent les contraintes admises pour fixer les résistances exigées des trois bétons: parement amont, masse, parement aval.

Les valeurs maximums des contraintes tolérées actuellement dans le béton des barrages-voûtes suisses sont: des compressions de 65 à 85 kg/cm², aussi bien à lac vide qu'à lac plein; des tractions de 20 à 25 kg/cm² à

lac vide, et de 10 à 15 kg/cm² à lac plein (poids, poussée de l'eau, température, écartement des flancs de la vallée). Les dosages sont généralement compris entre 250 et 180, ou 160 kg CP/m³.

6. Description de quelques barrages-voûtes, et problèmes particuliers

Le barrage du Châtelot (1953)¹ a une hauteur de 74 m et un volume de béton de 45 000 m³. C'est une voûte dont les arcs horizontaux sont circulaires, d'épaisseur légèrement plus forte aux naissances qu'à la clé, et de rayon variable du couronnement à la fondation. Le tiers supérieur gauche de la voûte s'appuie contre une culée massive qui rétablit la symétrie du profil de la vallée (fig. 2). Le couronnement a une longueur de 150 m (culée comprise) dont 80 m sont aménagés en crête déversante. Le pied du barrage a une épaisseur de 19 m (26 % de la hauteur).

Le barrage de Mauvoisin (1958), de 237 m de hauteur, fut pendant quelques années le plus haut barrage-voûte du monde; le volume de béton atteint 2 030 000 m³. Le profil de la vallée, peu ouvert et assez symétrique dans sa plus grande hauteur, permit la construction d'une voûte à sections horizontales circulaires, un peu plus épaisses aux naissances qu'à la clé et de rayon décroissant du couronnement à la fondation. Les dimensions importantes de l'ouvrage exigèrent une épaisseur de 14 m au couronnement et de 54 m à la base (23 % de la hauteur); la longueur du couronnement est de 520 m.

¹ Les années entre parenthèses sont celles de l'achèvement du barrage.

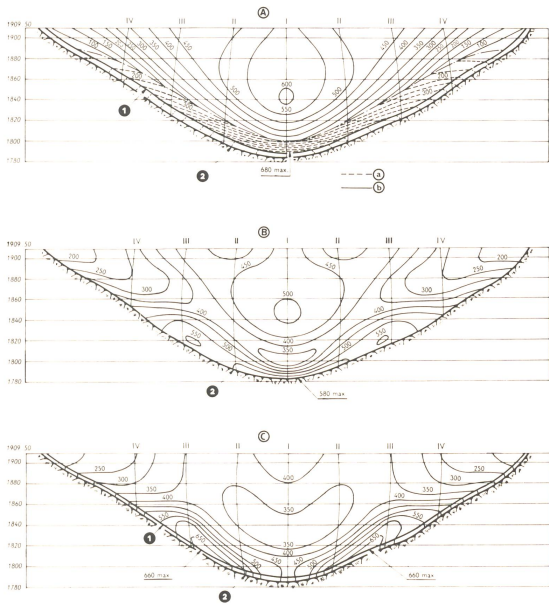


Fig. 15 NALPS

Elevation développée. Contraintes admises en t/m^2 pour fixer la résistance exigée du béton.

- A Béton du parement amont
- B Béton de masse
- C Béton du parement aval
- a Effet du poids propre seul
- b Effets cumulés du poids propre, de la poussée de l'eau et de la température
- 1 Bord de l'encastrement
- 2 Fond de la fouille

Mauerabwicklung. Angenommene Spannungen in t/m^2 für die Festlegung der verlangten Beton-Druckfestigkeit.

- A Wasserseitiger Vorsatzbeton
- B Massenbeton
- C Luftseitiger Vorsatzbeton
- a Eigengewicht
- b Eigengewicht, Wasserdruck und Temperatureinfluß
- 1 Einspannungslinie
- 2 Fundation

Developed elevation. Assumed stresses in t/m^2 for fixing the required concrete strength.

- A Concrete of the upstream face
- B Mass concrete
- C Concrete of the downstream face
- a Effect of dead weight alone
- b Combined effects of dead weight, water pressure and temperature
- 1 Line of encastment
- 2 Depth of excavation

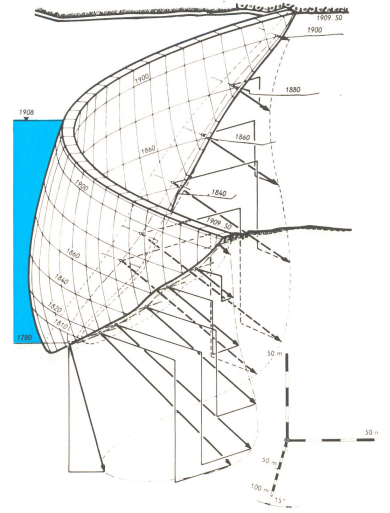


Fig. 15 NALPS

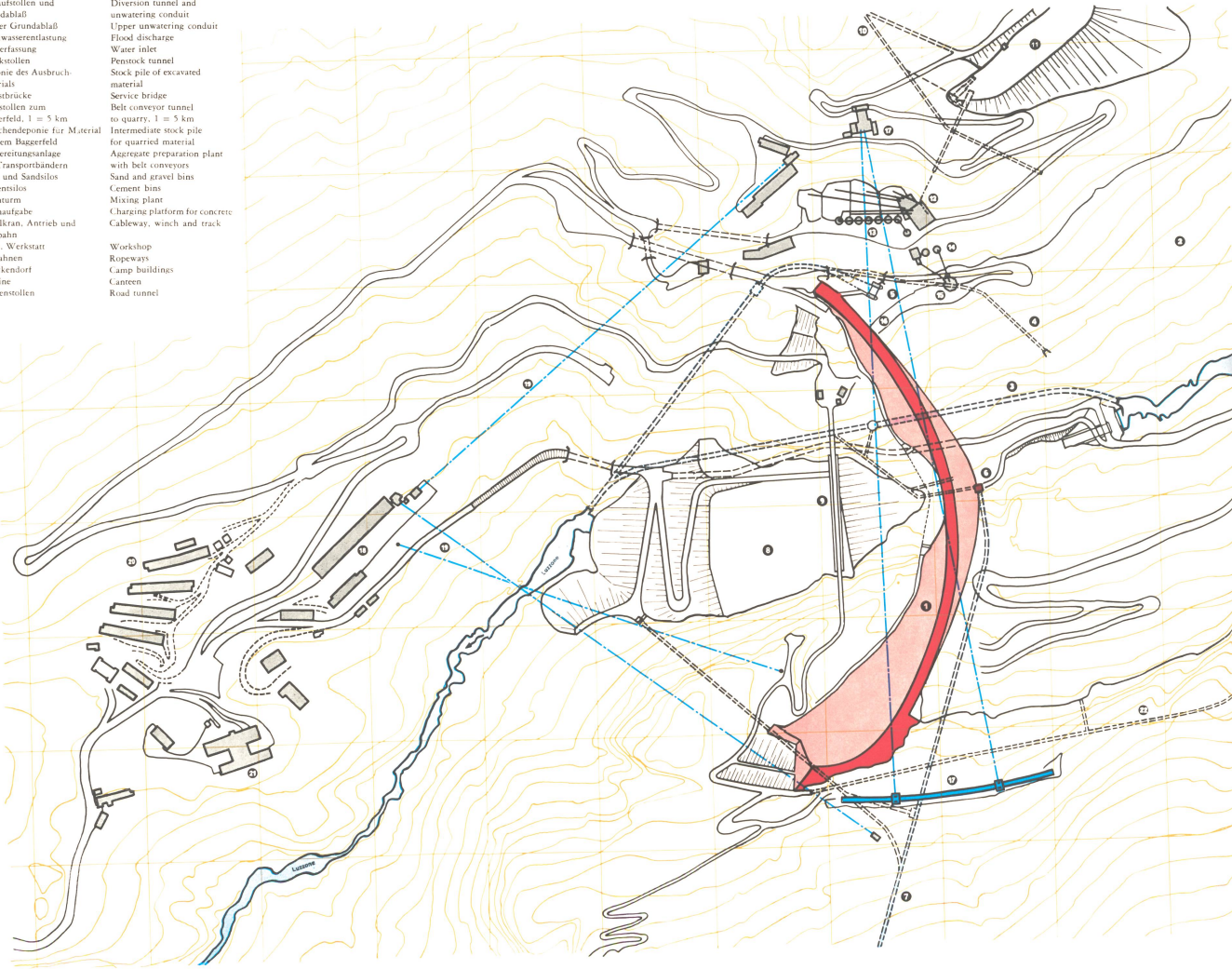
Vue perspective du barrage. Réactions maxima obliques de la voûte sur la fondation, dues au poids propre et à la poussée de l'eau.
 Perspektive der Staumauer. Maximale Auflagerkräfte der Staumauer für Eigengewicht und Wasserdruck.
 Perspective view of the dam. Maximum oblique reactions of the arch on the foundation caused by dead weight and water pressure.



Fig. 14 MOIRY
 (Photo: Beringer
 et Pampaluchi,
 Zurich)

LUZZONE

- | | | |
|--|--|--|
| ① Barrage | Staumauer | Dam |
| ② Bassin de retenue, volume utile 87 000 000 m ³ | Staubecken, Nutzinhalt 87 000 000 m ³ | Storage reservoir, usable volume 87 000 000 m ³ |
| ③ Galerie de dérivation et vidange de fond | Umlaufstollen und Grundablaß | Diversion tunnel and unwatering conduit |
| ④ Vidange intermédiaire | Oberer Grundablaß | Upper unwatering conduit |
| ⑤ Evacuateur de crue | Hochwasserentlastung | Flood discharge |
| ⑥ Prise d'eau | Wasserfassung | Water inlet |
| ⑦ Galerie d'amènée sous pression | Druckstollen | Penstock tunnel |
| ⑧ Dépôt des matériaux d'excavation | Deponie des Ausbruchmaterial | Stock pile of excavated material |
| ⑨ Pont de service | Dienstbrücke | Service bridge |
| ⑩ Galerie avec tapis roulant jusqu'à la gravière, l = 5 km | Bänderstollen zum Baggerfeld, l = 5 km | Belt conveyor tunnel to quarry, l = 5 km |
| ⑪ Dépôt intermédiaire pour le matériel extrait de la gravière | Zwischendeponie für Material aus dem Baggerfeld | Intermediate stock pile for quarried material |
| ⑫ Installations de préparation des matériaux avec tapis roulants | Aufbereitungsanlage mit Transportbändern | Aggregate preparation plant with belt conveyors |
| ⑬ Silos à gravier et à sable | Kies- und Sandsilos | Sand and gravel bins |
| ⑭ Silos à ciment | Zementsilos | Cement bins |
| ⑮ Tour à béton | Betonurm | Mixing plant |
| ⑯ Aire de chargement du béton | Betonanlege | Charging platform for concrete |
| ⑰ Blondin, treuil et voie de roulement | Kabelkran, Antrieb und Fahrbahn | Cableway, winch and track |
| ⑱ Atelier | Mech. Werkstatt | Workshop |
| ⑲ Téléferiques | Schilbahnen | Ropeways |
| ⑳ Baraquements | Barackenort | Camp buildings |
| ㉑ Cantine | Kantine | Canteen |
| ㉒ Tunnel routier | Straßenstollen | Road tunnel |



Les calculs ont été effectués dans diverses hypothèses, admettant cependant toutes le système arcs-murs comme symétrique (arcs indépendants — ajustement des déformations radiales, 6 arcs, 1 mur, puis 6 arcs, 5 murs — ajustement des déformations radiales, tangentielles et angulaires, 6 arcs, 5 murs). Le rocher a été supposé soit indéformable ($E_r/E_b = \infty$), soit déformable ($E_r/E_b = 1$). Ces calculs ont été faits en utilisant les coefficients de déformation donnés par la «Trial load method» américaine, et en procédant par approximations successives. Les opérations numériques ont été exécutées au moyen de machines à calculer électriques de bureau. Les calculs ont été complétés par des essais photo-élasticimétriques et par des essais sur une maquette en béton de pierre ponce à l'échelle 1:167.

Le barrage de Moiry (1958) est, dans sa partie centrale, du type voûte; un mur d'aile, dont le profil s'épaissit progressivement en barrage-poids, le prolonge sur un éperon rocheux situé sur la rive droite. Le volume de béton est de 815 000 m³. La longueur totale du couronnement atteint 610 m. La hauteur maximum du barrage est de 148 m. Epaisseur à la clé: 5,50 m au couronnement et 34 m au niveau des fondations, soit le 23 % de la hauteur (fig. 14).

Un premier calcul a admis que la voûte s'appuyait symétriquement sur la rive gauche et sur l'aile droite, épaissie, en béton. Un second calcul a envisagé le barrage entier comme une voûte dissymétrique (ajustement complet, 5 arcs, 8 murs). Le problème a été résolu par approximations successives. Les nombreux coefficients de déformations spécifiques des arcs paraboliques (adoptés pour la première fois à Moiry) ont dû être calculés spécialement.

Relevons ici le triple intérêt des voûtes à arcs paraboliques:

— Au point de vue topographique: tandis qu'aux barrages de Montsalvens et du Châtelot, la symétrie du profil de la vallée avait été artificiellement créée au moyen d'une culée nettement distincte de la voûte, au barrage de Moiry le mur d'aile prolonge la voûte d'une manière continue: les rayons de courbure des arcs varient d'une façon progressive et régulière, ce que des arcs circulaires n'auraient pas permis de réaliser aussi facilement.

— Au point de vue géologique: dans l'éventualité où les fouilles révèlent la nécessité d'un approfondissement local imprévu des fondations, la forme parabolique permet mieux que la forme circulaire le prolongement des arcs, car la direction de la réaction d'appui change alors moins pour la parabole que pour le cercle.

— Au point de vue de la résistance: dans une vallée en V dont le profil est peu ouvert (rapport l/h de la longueur l du couronnement à la hauteur maximum h , égal ou inférieur à 2), les arcs sont les éléments porteurs essentiels. La part de la poussée de l'eau supportée par les murs latéraux est relativement faible, ce qui confère à la courbe funiculaire des poussées sur les arcs une forme proche du cercle. Au besoin, comme cela a été fait au barrage de Montsalvens ($l/h = 1,87$ pour la voûte proprement dite), les arcs circulaires peuvent être adaptés à la forme exacte du funiculaire moyennant de petites corrections.

Par contre, pour les profils très ouverts, en U ou de forme parabolique, pour lesquels le rapport l/h est supérieur à 3 (à Moiry $l/h = 4,11$), les murs supportent la plus grande partie de la poussée de l'eau au droit des naissances des arcs supérieurs. En prévoyant d'emblée que la charge sur les arcs décroîtra de la clé aux naissances, il s'ensuit que la courbe funiculaire de cette charge est alors plus voisine de la parabole que du cercle.

Le barrage de Malvaglia (1959) a une hauteur de 92 m, une longueur de couronnement de 290 m et un volume de béton de 162 000 m³. A la clé, l'épaisseur est de 4 m au couronnement et de 15 m au niveau des fondations (16 % de la hauteur). Arcs paraboliques (fig. 3).

Le barrage de Nalps (achèvement prévu en 1962) a une hauteur maximum de 128 m, une longueur développée de 480 m au couronnement et un volume de béton d'environ 620 000 m³. Le profil de la vallée, très régulier à l'emplacement du barrage, et la nature du rocher de fondation ont permis d'adopter une voûte symétrique de forme parabolique dont les épaisseurs et les rayons varient en fonction de la hauteur. L'épaisseur à la clé est de 7 m au couronnement et de 23 m au niveau des fondations, soit le 18 % de la hauteur (fig. 8).

Les calculs classiques et les essais sur modèle ont été complétés, ici, par une étude particulière de la distribution des efforts et contraintes dans le rocher de fondation, sous les effets conjugués du poids propre de la voûte et de la poussée de l'eau.

Cette étude exige la connaissance préalable des réactions maxima le long de la surface de fondation de l'ouvrage. Le calcul de l'ajustement complet des déformations conduit aux efforts intérieurs agissant sur les sections verticales des arcs et sur les sections horizontales des murs. A l'encastrement de la voûte, la réaction maximum sur la fondation s'exerce suivant une direction oblique: sa position, son orientation et son intensité sont déterminées à partir des efforts intérieurs précédents au moyen de formules analogues à celles donnant les contraintes principales en un point d'un système plan. La figure 15 donne une vue perspective des réactions maxima ainsi calculées à différents niveaux et montre que leur inclinaison relativement forte traduit une stabilité du barrage encore meilleure qu'on ne pourrait l'imaginer à première vue. Ces réactions obliques maxima engendrent sur la surface d'appui de la voûte des contraintes dont la variation est supposée linéaire transversalement à la fondation (loi de Navier). Dans le rocher lui-même, la répartition des contraintes a été calculée en admettant qu'elles suivaient la loi de la «distribution radiale simple», cela dans deux hypothèses: le rocher résiste seulement à la compression; le rocher résiste à la fois à la compression et à la traction.

Ce calcul a montré que l'état de contrainte dans le rocher de fondation du barrage était satisfaisant et la stabilité des massifs rocheux des deux rives parfaitement assurée. Les contraintes, qui, à l'encastrement de la voûte, sont concentrées sur la surface de fondation et atteignent leur valeur maximum à l'aval, diminuent d'intensité en profondeur, car les efforts se diffusent rapidement dans le massif rocheux. Dans le cas où l'on admet que le rocher peut résister à la traction, cette dernière est faible (inférieure à + 10 kg/cm²), la zone tendue ne représente que le tiers seulement de la zone comprimée et la frontière séparant ces deux zones est située nettement à l'amont du voile principal d'étanchéité.

Le barrage de Luzzone (achèvement prévu en 1964) a une hauteur maximum de 208 m, une longueur au couronnement de 530 m environ et un volume présumé de béton de 1 350 000 m³. A la clé, l'épaisseur est de 10 m au couronnement et de 36 m au niveau des fondations (17 % de la hauteur). Les modifications importantes survenues au projet de cet ouvrage, en cours d'études et de travaux, méritent que l'on s'y arrête (fig. 16).

Les premières études datent de 1954. Des reconnaissances géologiques révèlent l'existence sur rive gauche d'un vallon latéral, comblé de schistes impropres à la fondation d'un barrage-voûte. Un projet est établi en 1957, qui suppose ces schistes éliminés dans la zone de fondation de l'ouvrage. Il s'agit d'une voûte parabolique prolongée dans sa moitié supérieure sur rive gauche par un épaissement bétonné à pleine fouille qui, traversant le vallon douteux, permet de fonder le barrage sur des schistes lustrés résistants. A la suite de reconnaissances complémentaires, de légères modifications sont apportées au projet. Les calculs et des essais sur modèle en plâtre à l'échelle 1:333 montrent que la forme et les épaisseurs de l'aile gauche sont correctes, la dissymétrie du profil de la vallée étant compensée par les surlargeurs, qu'aucune concentration d'efforts n'apparaît et que les contraintes sont régulièrement distribuées.

En décembre 1959, un éboulement de la paroi presque verticale sur rive gauche, survenu pendant les travaux d'excavation, amène à reconsidérer les dimensions du

barrage dans cette région. L'implantation générale est cependant maintenue. Les arcs supérieurs sont ouverts pour améliorer leurs appuis et l'aile gauche est graduellement épaissie, ses profils verticaux devenant ceux d'un barrage-poids; de plus, un mur de protection remplacera la masse rocheuse éboulée. Ce nouveau projet donne lieu à un calcul détaillé dont les conclusions montrent que, sur le rocher de fondation de l'aile gauche, les pressions sont bien réparties et relativement faibles, de 20 à 30 kg/cm², tandis que sur rive droite, à même hauteur, elles sont de l'ordre de 60 kg/cm². Dans la partie centrale de la voûte, la symétrie des contraintes et des déformations est bien réalisée.

Une galerie de reconnaissance ayant révélé l'existence de plans de glissement dans le massif rocheux de l'appui gauche du barrage, le mur de protection est alors renforcé et sa forme, mieux adaptée aux efforts qu'il pourrait être appelé à supporter, devient celle d'une véritable voûte épaissie qui s'appuie contre le barrage proprement dit en le prolongeant. Le plan général du site de Luzzone, qui figure au début de la présente publication, montre le barrage dans sa forme définitive.

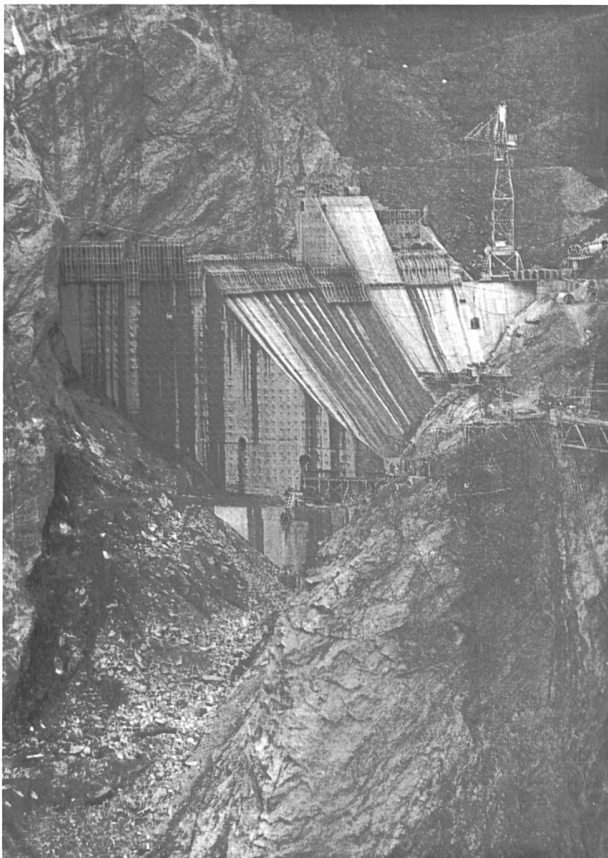
Une nouvelle série d'essais confirme les résultats du calcul complet: pressions faibles et bien réparties sur le rocher de fondation de l'aile gauche et distribution symétrique des efforts et des déformations dans la partie centrale du barrage. Ces essais permettent en outre de conclure que la culée gauche est autostable: l'extrémité du barrage étant complètement détachée du rocher par une entaille verticale faite à partir du couronnement sur 30 m de hauteur, les contraintes dans le barrage n'en sont que peu influencées.

Le barrage de Limmern (achèvement prévu en 1963) a une hauteur de 145 m, une longueur au couronnement de 375 m et un volume présumé de béton de 550 000 m³. La forme de la vallée et la nature du rocher de fondation ont encore permis d'adopter un barrage du type voûte, à rayons et épaisseurs variables; l'épaisseur à la clé est de 9 m au couronnement et de 25 m au niveau des fondations (17 % de la hauteur) (fig. 7).

Dans le calcul final, le barrage a été considéré comme voûte dissymétrique. L'appui de la rive gauche étant constitué par un éperon rocheux dans sa partie supérieure, un essai sur modèle a permis de vérifier l'autostabilité de l'extrémité du barrage dans cette zone: une entaille verticale à l'aile gauche, faite sur une quarantaine de mètres à partir du couronnement — et qui détachait donc complètement du rocher l'extrémité du barrage — a montré que, même dans ces conditions défavorables, la voûte travaillait encore d'une manière satisfaisante et que les contraintes n'étaient perturbées qu'au voisinage de l'entaille, tout en gardant des valeurs admissibles.

Le barrage de Tourtemagne (1958) doit être considéré séparément des ouvrages précédents, car il a été construit en béton précontraint [7]. Sa hauteur maximum est de 32 m, sa longueur développée au couronnement de 110 m et son volume de 3200 m³ (fig. 17). Barrage de dimensions relativement modestes, ses épaisseurs pouvaient être petites. Mais pour diminuer le risque de fissuration consécutif aux variations de température et pour améliorer la résistance de l'ensemble aux effets du gel (le niveau maximum du lac est à 2177 m d'altitude), il a été prévu de créer dans le barrage une précontrainte artificielle. Quel que soit le degré de rem-

Fig. 16 LUZZONE
Aile gauche, épaissie, de la voûte
Linker verstärkter Mauerflügel
Thickened left wing of the arch
(Photo: Blenio S. A., Locarno)



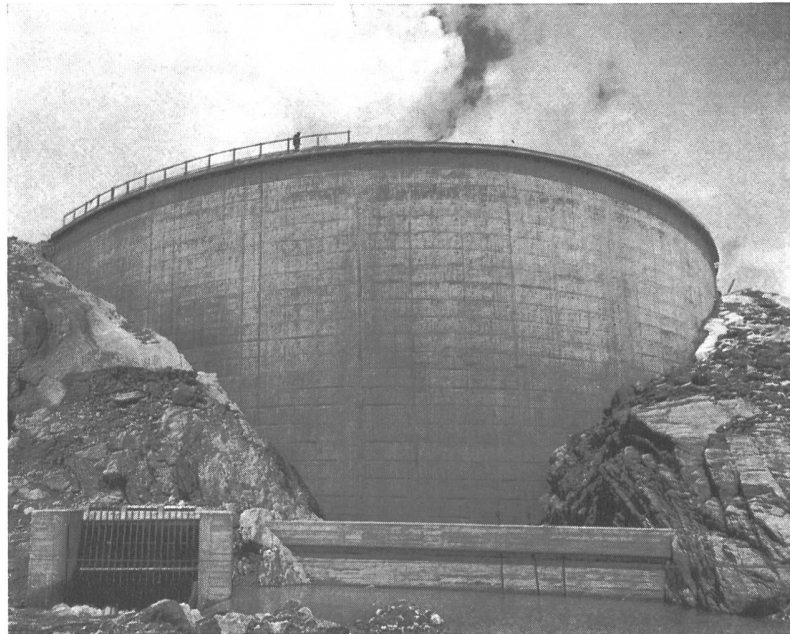


Fig. 17 TOURTEMAGNE

Voûte mince précontrainte par câbles verticaux et horizontaux

Dünne Bogenstaumauer in Vorspannbeton (Vertikale und horizontale Kabel)

Thin concrete arch prestressed by vertical and horizontal cables

(Photo: Beringer et Pampaluchi, Zurich)

plissage du bassin, cette précontrainte maintient sur toutes les sections une compression permanente, de sorte que jamais une fissure ne peut traverser les sections d'un parement à l'autre.

Le barrage est constitué par une voûte cylindrique verticale mince de 28,50 m de hauteur, dont l'épaisseur minimum est de 1,20 m. La directrice de cette voûte est formée d'une succession d'arcs de cercles, dont les rayons extrados croissent de la clé aux naissances, de 20 à 50 m. La voûte s'épaissit sur le pourtour de son encastrement : à la base de l'ouvrage, l'épaisseur est de 5 m et dans la partie supérieure de 3 m. Sur la rive droite, la voûte se prolonge par un mur de 7 m de hauteur maximum. Une galerie de 1,20 m de largeur suit le rocher de fondation sur tout le périmètre d'encastrement du barrage. Le barrage a été subdivisé en 7 éléments verticaux, de 15 à 17 m de longueur, par 4 joints et 2 brèches de clavage de 2 m de largeur chacune descendant jusqu'au rocher, qui ont été clavés après le retrait du béton et la mise en précontrainte de l'ouvrage. Dans la partie centrale, la voûte s'encastre dans un bloc de fondation de 7 m de largeur par l'intermédiaire du piédroit aval renforcé de la galerie de pied; le piédroit amont de cette galerie est sectionné par un joint rectiligne de 17 m de longueur, muni d'un dispositif d'étanchéité. Ainsi, toute traction verticale à la base de l'ouvrage est évitée.

Le dispositif de mise en compression du barrage, prévu selon le système Freyssinet, comprenait : des câbles verticaux placés après coup dans des tubes posés au moment du bétonnage ; des câbles horizontaux enrobés dans une gaine métallique, posés sur les arrêts de bétonnage et associés à des vérins plats, placés dans l'axe des 4 joints de clavage verticaux au moment du bétonnage. Les câbles, constitués par 12 fils de 7 mm de diamètre en acier à haute résistance, étaient munis, à chaque extrémité, d'un cône d'ancrage noyé dans le béton. La précontrainte a été appliquée après l'achèvement du bétonnage (au moment où la température du béton était minime et le retrait effectué), d'abord verti-

calement, puis horizontalement, selon un programme extrêmement précis, en commençant par le bas.

Les quatre cas de charge suivants ont été envisagés pour le calcul : poids propre, supposé agir sur les murs seuls ; poussée de l'eau à lac plein répartie entre les arcs et les murs (déformations radiales ajustées au droit du mur central) ; efforts de précontrainte, la précontrainte verticale sur les murs étant considérée comme indépendante de la précontrainte horizontale sur les arcs ; variations de température correspondant aux états thermiques extrêmes d'été et d'hiver, en admettant la température de clavage de $+5^{\circ}\text{C}$.

Ce calcul a montré que la résistance et la stabilité du barrage étaient normalement assurées, que le lac soit plein ou vide, en été ou en hiver. En particulier, le parement amont est toujours comprimé ; la compression maximum dans l'ouvrage est de 53 kg/cm^2 sans l'effet de température et de 74 kg/cm^2 avec celui-ci. Quelques faibles tractions apparaissent sur le parement aval sous l'effet des variations de température, mais elles sont sans conséquence.

Articles cités

- [1] A. Stucky. «Quelques problèmes relatifs aux fondations des grands barrages-réservoirs.» Bulletin technique de la Suisse romande, 1954.
- [2] J. P. Stucky. «Technologie et contrôle des barrages en béton.» Bulletin technique de la Suisse romande, 1956.
- [3] J. P. Stucky. «Appréciation de la qualité du béton.» Bulletin technique de la Suisse romande, 1958.
- [4] A. Stucky et M. H. Derron. «Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs.» Lausanne, Sciences et Technique, 1957.
- [5] J. P. Stucky. «Le choix, la préparation et la spécification des agrégats dans le béton pour grands barrages.» Septième congrès des grands barrages, Rome, 1961. Question no 24, rapport R. 39.
- [6] J. P. Stucky. «Le contrôle des bétons du barrage de la Grande Dixence.» Septième congrès des grands barrages, Rome, 1961. Communication C. 5.
- [7] F. Panchaud. «Application de la précontrainte aux barrages-voûtes minces: le barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse).» Sixième congrès de l'Association internationale des ponts et charpentes, Stockholm, 1960. Publication préliminaire, no VI 3.