Le développement de la construction des barrages-poids en Suisse

Autor(en): **Juillard, H.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie**

Band (Jahr): **53 (1961)**

Heft 6-7

PDF erstellt am: **23.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-920759

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Le développement de la construction des barrages-poids en Suisse

par *H. Juillard*, ingénieur-conseil, Berne

CDU 627.824.7

1. Historique

Dès le début de la création de bassins de retenue en Suisse, les constructeurs ont cherché à réaliser des murs de barrage économiques et les premières constructions, celles de Montsalvens (1919—1920) et de Pfaffensprung (1920—1921) fûrent des barrages-voûtes.

Les deux grands barrages érigés dans les années 1922—1925, ceux de Barberine et de Schräh, de 79 et 90 m de hauteur, sont des barrages-poids. Aujourd'hui, on envisagerait peut-être d'implanter des barrages arqués dans ces deux sites. Le fruit total de ces deux barrages est de 1 : 0,80 à 1 : 0,85. Il a été déterminé sur la base d'un poids spécifique du béton de 2,3 t/m³ seulement et de souspressions de 80 % de la pression de l'eau sur le parement amont. Le barrage de Rempen, construit en même temps que celui de Schräh, a une hauteur de 32 m et présente le même profil.

La conception de ces premières réalisations de grands barrages suisses de l'époque moderne était en harmonie avec les connaissances reconnues alors comme sûres et était inspirée par la technique américaine. Leur rappel est d'autant plus intéressant que la possibilité d'une évolution, dans la manière d'envisager les problèmes que pose le principe fondamental des barrages-poids, peut sembler d'emblée très restreinte. Comme nous le verrons, les études et des observations qui ont été faites au cours des années, sur des barrages-poids, ont néanmoins réalisé un progrès, aux deux points de vue de l'économie et des connaissances générales, valable pour tous les types de barrages.

A la fin de la première guerre mondiale, il semblait, d'après l'avis des spécialistes d'alors, qu'avec une centaine de mètres de hauteur la sollicitation d'un barrage atteignait la limite du raisonnable. C'est ce qui a provoqué, déjà en 1923, l'étude d'un barrage appelé «combiné voûte-poids» pour la Spitallamm (Oberhasli), afin de dépasser cette limite, tout en maintenant la sollicitation du béton au-dessous de celle de barrages-poids déjà réalisés. Le barrage-voûte massif de 114 m de hauteur, réalisé ensuite de 1928 à 1931 permettait, malgré son profil triangulaire rappelant celui d'un barrage-poids, une économie de béton de 25 % tout en offrant une sécurité maximum. Cette réalisation a fait l'objet de nombreuses publications, notamment au sujet de la mesure des déformations qui a été poursuivie régulièrement dès la première mise en eau, d'une manière très complète et particulièrement soigneuse.

A la même époque (1928—1931) furent érigés les barrages de Gelmer et Seeuferegg (Oberhasli) et Garichte (canton de Glaris). Ce sont trois barrages-poids de 35, respectivement 42 et 42 m de hauteur et de 370, respectivement 352 et 229 m de longueur. A noter pour ces trois réalisations l'adoption de profils plus élancés que ceux de Barberine et de Schräh. A l'Oberhasli, tenant compte du sol de granit compact et étanche, la souspression de calcul a été réduite de 100 % d'après Maurice Lévy à 80 %, ce qui en tenant compte d'un large couronnement, permit de ramener le fruit total du barrage de Seeuferegg à 1 : 0,715. A Gelmer le fruit est de 1 : 0,76 et à Garichte de 1 : 0,75. Enfin, au barrage de l'Etzel (canton de Schwyz) construit en 1935—1936, d'une hauteur de 33 m et de 127 m de longueur, on est revenu à un fruit de 1 : 0,85.

Entre les deux guerres mondiales, on constatait en Suisse un souci très compréhensible de réduire le coût des barrages-poids de grande longueur. Pour des ouvrages de hauteur modérée, le seul moyen de parvenir à ce but est de réduire le fruit de la section, jusqu'au minimum compatible avec la sécurité absolue de l'œuvre. Dans les ouvrages de plus grande hauteur, l'aménagement d'alvéoles dans le mur permet des économies intéressantes. C'est ce qui fut pratiqué au premier barrage de la Dixence, construit de 1931—1935, aujourd'hui noyé, dont la hauteur était de 87 m et la longueur du couronnement de 459 m. Cet ouvrage présentait encore le profil extérieur d'un barrage-poids classique.

Le développement logique de cette conception devait mener aux profils allégés, barrages à contreforts, types Nötzli ou autres constructions qui ont connu un grand développement dans certains pays. Mais les événements de la guerre 1939—1945 ont exclu une telle évolution: en Suisse l'établissement de barrages de cette catégorie n'est pas toléré. Pour le barrage de Sambuco de 130 m de hauteur et 363 m de longueur du couronnement, on a repris la formule du barrage combiné poids-voûte, de la Spitallamm.

L'avantage économique des barrages évidés provient de deux facteurs: d'une part, l'économie de béton du fait des vides et, d'autre part, la réduction des souspressions qui améliore les conditions de stabilité, par rapport à celles d'un barrage-poids massif. Les applications de ce principe, réalisées en Suisse, sont exposées au chapitre 3 de cet exposé. Auparavant, il est indiqué de rappeler et compléter la théorie du barrage-poids.

2. Théorie, confrontation avec les résultats des mesures de déformation

La conception fondamentale du barrage-poids est déjà définie par la dénomination de ce type de construction: Le poids du mur empêche son renversement par la poussée de l'eau retenue.

La règle classique de Maurice Lévy, pour le dimensionnement des barrages-poids, postule qu'en aucun point du parement amont, les pressions verticales dans le mur, résultant du poids propre et de la charge de la retenue, ne doivent être inférieures à la pression d'eau en ce point. En supposant un parement amont vertical, tous les barrages répondant à cette condition présentent un profil triangulaire dont le sommet coincide avec le niveau maximum de la retenue. Il en est de même si, d'une manière générale, on prescrit que la pression minimum sur le parement amont doit être égale à la pression de l'eau en ce point, multipliée par un facteur $s \leq 1$. Un tel triangle aurait alors un fruit du parement aval égal à $1 : \mathrm{tg}\,c = \sqrt{\gamma - s}$, si γ désigne le poids spécifique du mur. Les sollicitations provoquées par la charge de la retenue, donc sans le poids-propre, sont indiquées dans les diagrammes de la figure 1.

La sollicitation d'un barrage-poids par les souspressions peut provenir d'une pénétration générale d'eau

BARRAGE DE L'ALBIGNA

Aménagement hydro-électrique du Bergell de la Ville de Zurich

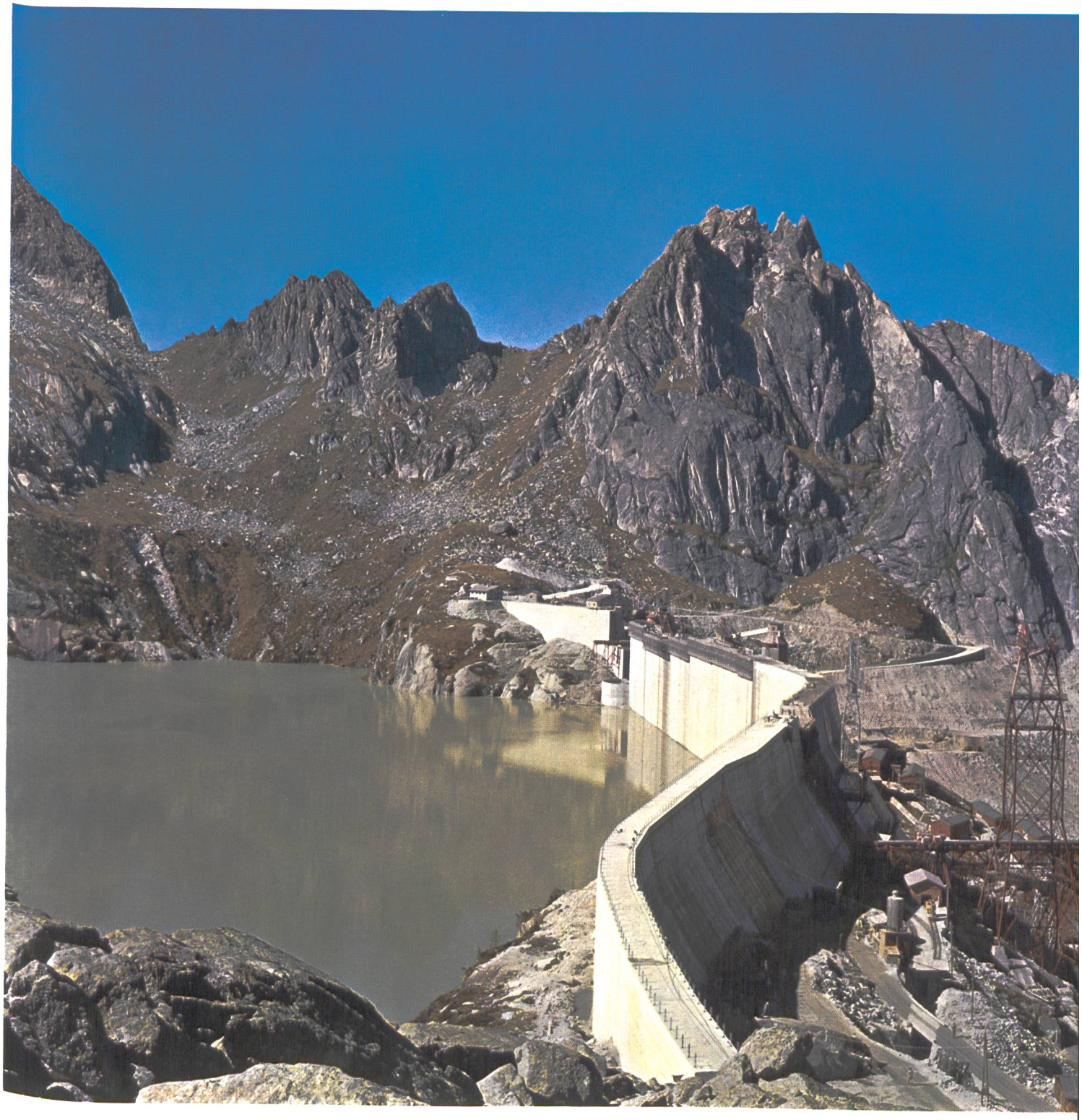
STAUMAUER ALBIGNA

Bergeller Kraftwerke der Stadt Zürich

ALBIGNA DAM

Bergell-Valley Power Scheme of the City of Zurich

(Photo: Bauleitung Albigna, 1959)



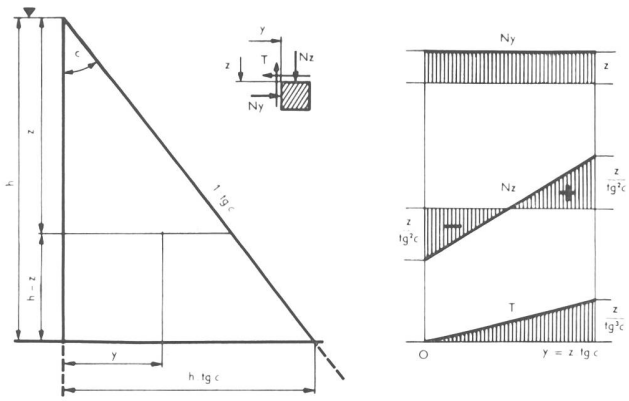


Fig. 1
Sollicitation théorique pour la charge hydrostatique
Theoretische Beanspruchungen für die Wasserlast allein
Theoretical strains due to waterload

dans la masse du barrage, ou d'un défaut local, par exemple dans la fondation ou une reprise de bétonnage.

La présence d'eau sous pression dans tout le corps du barrage ne peut se concevoir qu'en relation avec une structure poreuse, permettant un mouvement uniforme de pertes d'eau au travers de la section. Si la porosité est intégrale, la répartition de la souspression sera linéaire, égale à la pression de la retenue sur le parement amont et nulle sur le parement aval. Dans ce cas, la charge du barrage n'est plus provoquée par la pression d'eau sur le parement amont, mais par la perte de charge qui freine le mouvement de l'eau au travers du mur et y produit en chaque élément une charge horizontale égale à 1 : tgc. Les moments de flexion agissant dans les coupes horizontales du mur n'en sont pas modifiés, mais bien la répartition des efforts élémentaires, qui n'est plus linéaire. En particulier, les efforts horizontaux Ny ne sont plus constants, comme dans la figure 1.

Le cas d'une souspression accidentelle dans une section horizontale du barrage semble plus plausible et est plus grave pour l'équilibre de la construction. Pour juger de la sollicitation du barrage, du point de vue de la sécurité absolue, il faut alors admettre que la résistance à la traction est nulle et que la pression d'eau agit sans réduction sur toute la partie amont de la section qui n'est pas soumise à une compression plus grande qu'elle. L'état d'équilibre correspondant, représenté dans la figure 2a s'établit automatiquement, dès que tgc est plus petite que $1 : \sqrt{\gamma - 1}$. La figure 2b donne, d'une part la valeur de tgc $= 1 : \sqrt{\gamma - s}$ et, d'autre part la valeur de x (pourcent amont de la section du barrage sur lequel agit la souspression 100 %), en fonction de s et γ.

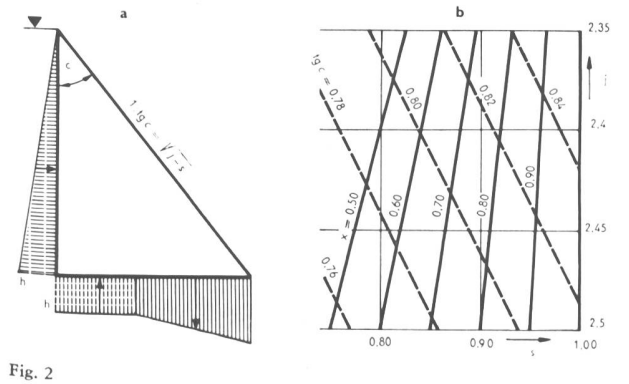


Fig. 2
Relations entre le poids spécifique, le fruit et les souspressions
Beziehungen zwischen spezifischem Gewicht, Anzug und Auftrieb.
Relations between specific weight, slope and uplift

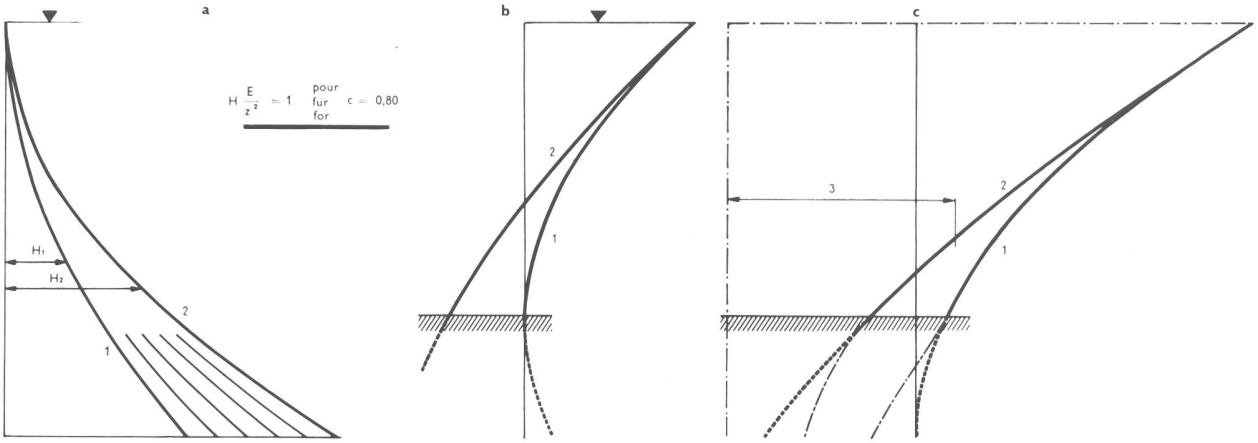
Il est clair qu'un barrage-poids pourvu de galeries de visite et de dispositifs drainants, dans le voisinage du parement amont, et surtout de la fondation, ne saurait présenter un état se rapprochant de celui de la figure 2a. Dès les premières symptômes d'un manque d'étanchéité de ce genre, il serait mis hors de service. Mais il convient néanmoins d'envisager le problème sans équivoques. On remarque à l'aide de la figure 2b que, par exemple, une section de barrage qui paraît être dimensionnée prudemment pour s = 0,80 et γ = 2,4, ce qui donne tgc = 0,79, conduit à x = 0,50, c'est-à-dire à la moitié de la section soumise à la souspression totale! Et pourtant, cet état, pratiquement inimaginable, ne conduirait nullement à la catastrophe: l'analyse montre que la sécurité au renversement serait encore de 1,24 et, ce qui importe plus encore, la pression verticale maximum dans le mur sur le parement aval ne serait que de 1,8 z, z étant la pression d'eau. Il n'y a donc pas de danger d'écrasement du pied aval du mur.

A cet égard, la comparaison du barrage-poids dimensionné pour s $<$ 1 et du barrage-voûte est intéressante. Il arrive, en effet, que le calcul de certaines parties de barrages-voûtes décèle des efforts de traction dans le béton, notamment à la naissance de l'arc des parties basses de l'ouvrage. Si l'on voulait appliquer à ce cas le même rigorisme qu'au barrage-poids, selon la figure 2a, il faudrait non seulement faire abstraction d'une résistance à la traction du béton, et aussi de la roche, qu'on ne peut de toute façon garantir, mais de plus faire intervenir des souspressions totales comme forces extérieures. Ceci conduirait à un changement, local tout au moins, des conditions d'équilibre et des déformations élastiques avec déplacement vers l'aval de la résultante des forces agissant dans la voûte. L'analyse statique du barrage-poids, conformément à la figure 2a, exclut au contraire toute modification d'équilibre par suite des déformations élastiques subies. A cet égard, la sécurité du barrage-poids est absolue.

Il est aussi intéressant de connaître la déformation d'un barrage-poids. L'auteur en a donné les formules théoriques dans son rapport au Congrès des Grands Barrages de New York 1958, pour comparer les déformations verticales mesurées dans la fondation d'un barrage-poids, avec la théorie. Elles sont rappelées ici pour analyser de plus près la flèche horizontale H. En désignant par E le module d'élasticité, m le coefficient de Poisson et en choisissant comme coordonnées de calcul les axes horizontal (y) et vertical (z) passant par le sommet du triangle (fig. 3a), nous avons:

$$H = \frac{z^2}{E}\left\{\frac{1}{tg^3c} - \frac{y}{z}\left(1 + \frac{1}{m\,tg^2c}\right) + \left(\frac{y}{z}\right)^2 \frac{1}{m\,tg^3c}\right\}$$

$$V = \frac{z^2}{E}\left\{\frac{1}{2m} + \frac{1}{2tg^2c} - \frac{y}{z}\,\frac{2}{tg^3c} + \left(\frac{y}{z}\right)^2\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{tg^2c} - \frac{1}{2m\,tg^2c}\right)\right\}$$



1. parement amont — Wasserseite — upstream
2. parement aval — Luftseite — downstream
3. déplacements effectifs — wirkliche Bewegungen — real deflections

Fig. 3
Flèches théoriques pour la charge hydrostatique
Theoretische Durchbiegungen für die Wasserlast
Theoretical deflections due to waterload

Ces formules, comme celles qui se rapportent aux sollicitations ne sont strictement valables que pour les parties d'un barrage qui se trouvent au-dessus de la zone influencée par la fondation ou encore pour le cas d'un sol de fondation qui serait le prolongement exact et indéfini du barrage et en posséderait les mêmes propriétés élastiques. Mais, comme dans ce cas, la flèche horizontale H croîtrait au-dessus de toutes limites, on en conclut que la fondation d'un barrage travaille d'une manière différente de celle d'un simple prolongement du profil du mur. Une première différence, qui représente une condition fondamentale, est que la pression d'eau qui agit sur le parement amont du mur, doit cesser rapidement dans la fondation.

La figure 3 met en évidence la très grande différence entre les flèches des deux parements, par suite des efforts de pression horizontaux et de cisaillement. Dans cette différence réside une des causes des difficultés rencontrées lorsqu'il s'agit de mettre en harmonie les résultats des observations par pendules — lesquels sont situés plutôt dans le voisinage du parement amont — et par la méthode géodésique, au moyen de mires scellées sur le parement aval.

On démontre en outre, à l'aide des valeurs de H et V ci-dessus, que la rotation élastique des surfaces horizontales, d'une part, et des surfaces verticales, d'autre part, n'est identique que sur le parement amont. La rotation verticale est d'une valeur égale à $2y : E\ mtg^2c$ supérieure à la rotation horizontale. Suivant la position du point où l'on mesure la rotation, au moyen d'un clinomètre, et suivant que l'on se réfère à une surface horizontale ou verticale, on obtient des différences non négligeables. A elle seule la différence entre les deux rotations au même point peut influer le résultat de 20 %, au voisinage du parement aval.

La représentation de la figure 3a, la seule absolument correcte, puisqu'il n'y a pas d'autre possibilité de rapporter les déformations d'un barrage-poids, à une surface de base horizontale bien définie, n'est pas pratique. Il est plus clair d'imprimer à l'ensemble une rotation, de manière à ramener la déformation de la base du barrage à l'horizontale. La tangente à la déformée des sections verticales n'étant rigoureusement perpendiculaire à la déformée des sections horizontales que sur le parement amont, il paraît plus commode de choisir la tangente en ce point comme axe de report des flèches horizontales.

Dans la figure 3b le point de tangence est supposé situé à la hauteur de la fondation. C'est la conception que l'on se faisait grosso modo de la déformation des barrages, relevée par la méthode géodésique, avant l'installation des premiers pendules (Spitallamm 1932). On ne discernait alors évidemment pas entre la déformation des deux parements d'un mur. Cependant la figure 3b est loin de représenter les conditions réelles, puisque les sollicitations et les déformations d'un mur de barrage ne s'arrêtent pas à la fondation.

Partant d'un relevé très exact de la déformation du sol de fondation du barrage de l'Oberaar, l'auteur a montré, dans son rapport au Congrès des Grands Barrages de New York 1958, que la rotation du sol de fondation à la base de l'ouvrage correspondait à la déformation, toute théorique, d'un socle hypothétique de béton prolongeant le barrage, et en présentant les mêmes propriétés, sur une profondeur d'environ 38 % de la hauteur du mur. La figure 3c tient compte, dans la mesure du possible, de circonstances semblables. Elle n'a toutefois de sens qu'au-dessus de la fondation. Pour atteindre une zone pratiquement indéformée, au-dessous d'un barrage, il faut que les mouvements relatifs de la roche, suivant les prolongements des deux parements du mur, s'amortissent peu à peu et deviennent identiques. Il résulte de ce fait, à la hauteur de la fondation du mur, deux mouvements: l'un de rotation (figure 7 Oberaar et Albigna, ce dernier fondé sur un granit particulièrement compact), l'autre de translation (figure 6). On peut tenir compte du mouvement horizontal de translation en abaissant le centre de rotation théorique. On constate que, comparé à la hauteur du mur, la profondeur au-dessous du sol de fondation du centre de rotation ainsi défini est relativement plus grande sur les flancs qu'au point le plus bas de la vallée (figure 6, barrage

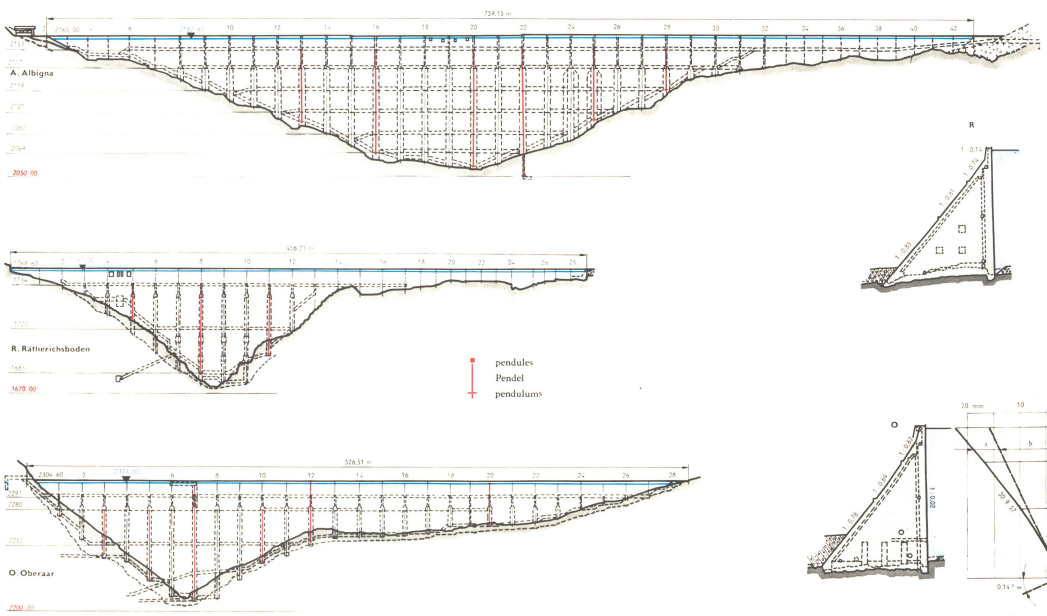


Fig. 4 Vue d'amont — Wasserseite — Upstreamface

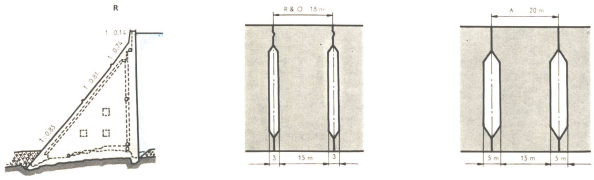


Fig. 5 Coupes horizontales — Horizontalschnitte — Horizontal sections

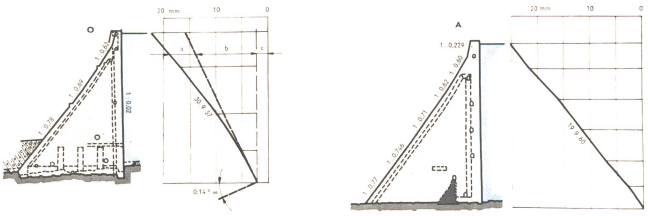


Fig. 7 Flèches mesurées — Gemessene Durchbiegungen — Measured deflections

a) Déformation du barrage — Mauerdeformation — Damdeformation
b) Rotation de la fondation — Fundamentdrehung — Rotation of foundation
c) Déplacement — Verschiebung — Translation

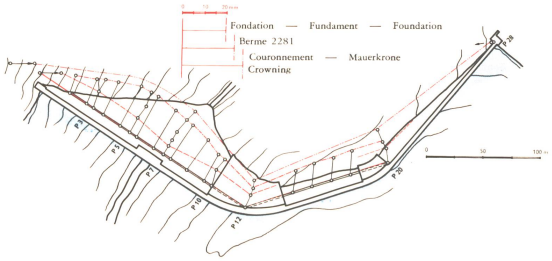


Fig. 6 OBERAAR Déplacements horizontaux / Horizontale Verschiebungen / Horizontal translations } 14. 7. 1954 — 30. 9. 1957

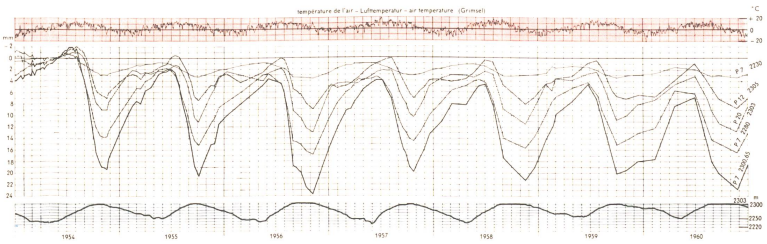


Fig. 8 OBERAAR
Mouvements des pendules — Pendelbewegungen — Mouvements of pendulums

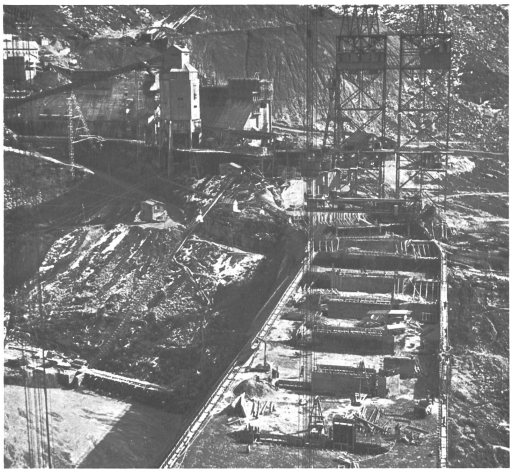


Fig. 9 OBERAAR

de l'Oberaar). Ce phénomène est logique. Le sol, sur lequel s'appuie un barrage-poids, ne se déforme pas par zones verticales séparées les unes des autres. La roche travaille au contraire comme un tout et transmet latéralement une partie des efforts auxquels elle est soumise. Les déplacements horizontaux de la fondation du barrage, qui résultent d'une rotation des assises profondes, doivent tout d'abord s'accentuer, du fond de la vallée vers les flancs, avant de s'amortir peu à peu vers les extrémités de l'ouvrage. Au barrage de Spitallamm, fondé sur un granit compact, on observe nettement le prolongement de cette rotation, sur les escarpements qui dominent le mur.

Si l'on ne considère plus seulement la fondation proprement dite du barrage, mais s'écarte de celle-ci, l'influence de la charge de la retenue sur les mouvements du sol devient prépondérante et il n'y a plus de différences essentielles résultant du type de mur, barrage-poids ou barrage-voûte. En revanche, suivant la nature de la roche, la forme et l'étanchéité du bassin d'accumulation, les mouvements du sol pourront être différents. Sans entrer ici dans des explications détaillées, il est cependant intéressant de relever, à titre d'exemples, que le barrage-poids de Rätherichsboden (figure 4, Oberhasli) sur granit étanche, a subi lors de la mise en eau un allongement de 5 mm, tandis que le barrage-voûte du Sautet (Dauphiné), dans des roches calcaires, présentait une mise en pression de l'arc, par suite de la montée de la pression hydrostatique dans la roche des appuis. La figure 8 montre l'effet de tassement des déformations du barrage de l'Oberaar au cours des premières années. Les observations détaillées faites régulièrement chaque année, permettent d'affirmer que le faible accroissement des flèches indiqué par les pendules provient du mouvement de la roche.

3. Le barrage-poids avec joints évidés

Des barrages de ce type furent exécutés au cours des dernières années à Rätherichsboden et Oberaar (Oberhasli) et Albigna (Val Bregaglia, Grisons). Ces installations sont représentées dans les figures 4, 5, 6 et 7. Le barrage du Sanetsch, actuellement en préparation sur la haute Sarine sera également du même type.

Pour les trois installations existantes, la largeur des blocs de béton, entre les évidements de deux joints, est de 15,0 m. Dans les deux barrages de l'Oberhasli, la largeur des joints ouverts est de 3,00 m, tandis qu'à Albigna cette valeur a été élevée à 5,00 m, ce qui porte la distance entre les axes de deux joints consécutifs de 18,00 à 20,00 m. A Rätherichsboden, la section du barrage a été dimensionnée sans tenir compte de la fonction drainante des joints ouverts, donc comme pour un barrage-poids du type classique. Le but des évidements était donc avant tout d'améliorer les conditions d'exécution et, dans la suite, d'entretien du mur, tout en profitant des économies de béton ainsi réalisées.

En projettant le barrage de l'Oberaar, on a pu profiter des expériences très concluantes faites à Rätherichsboden, en tenant compte de la réduction des sous-pressions et alléger ainsi la section du mur. La répartition de ces dernières a été calculée en supposant une masse de béton homogène, ce qui est plus défavorable que la réalité, puisque l'on veille à réaliser un béton plus étanche sur le parement amont. En revanche, on a introduit la sous-pression comme force extérieure et admis sa valeur égale à 100 % de la pression de l'eau sur le parement amont et nulle à la surface intérieure des joints.

A l'Albigna enfin, un pas de plus a été franchi, pour réaliser des économies, en augmentant la proportion de la surface des vides, par rapport à celle des blocs de béton. Cette expérience a également très bien réussi, ainsi qu'il fut constaté, lors de la première mise en charge complète, en automne 1960.

L'économie réalisée en aménageant des joints évidés, dans un barrage-poids, croît évidemment avec la hauteur du mur. Pour un grand barrage, elle est facilement de l'ordre de 15 % de la masse totale d'un mur plein. Ce résultat permet de renoncer, avec moins d'hésitations, à la construction d'un barrage-voûte, dans le cas d'une vallée assez large, où les bases du calcul de l'élasticité d'un ouvrage agissant simultanément comme voûte et comme mur-poids, sont moins sûres. En plus de l'économie de masse, il faut signaler celle du prix d'exécution du barrage. Comme pour tous les barrages-poids, on peut adopter dans la masse du mur un dosage minimum du béton. De plus, l'emploi de joints ouverts simplifie la manutention des coffrages et évite l'encombrement des surfaces de travail. Le rythme du bétonnage s'en trouve accéléré.

Le barrage en service, les joints ouverts présentent un double avantage au point de vue de la sécurité. D'une part, l'intervention de sous-pressions, dans le genre de celles de la figure 2a est matériellement impossible. D'autre part, les joints ouverts permettent de surveiller attentivement le comportement de la fondation, en particulier celui des drains forés systématiquement dans la roche. En cas de besoin, il est facile d'effectuer des travaux supplémentaires d'étanchement de la roche et d'en contrôler le résultat par de nouveaux forages.

La présence des points ouverts sur la majeure partie de la hauteur du mur contribue largement à entretenir dans celui-ci une température uniforme. Pendant la construction, il permet l'économie d'un refroidissement artificiel du béton.

Les joints ouverts se prêtent particulièrement bien à l'observation des déformations. Les constructeurs des trois ouvrages susmentionnés ont profité de ces circonstances pour effectuer des mesures très poussées, dont les résultats sont d'un intérêt évident pour les barrages-voûtes. Il n'est pas possible d'aborder ce sujet ici, mais

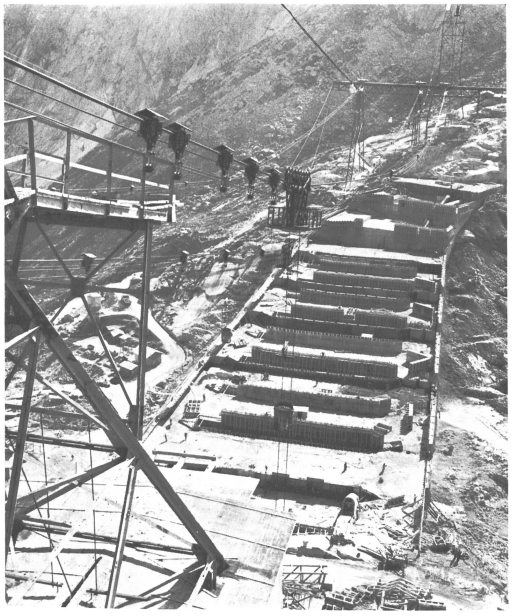


Fig. 10 ALBIGNA

néanmoins intéressant de signaler, qu'en général, le béton de barrage se comporte comme un matériau élastique, compte tenu des températures, mais, qu'en revanche, la roche présente des déformations plus importantes que celles auxquelles on pouvait s'attendre, puisque la flèche d'un barrage de l'ordre de 100 m de hauteur, due à la rotation du sol de fondation, est notablement plus grande que celle due à l'élasticité du béton. En outre, la roche présente une plasticité qui ne se stabilise qu'après plusieurs années.

Barrage-poids de la Grande Dixence

par *J. Desmeules*, directeur de Grande Dixence S. A., Lausanne

CDU 627.824.7

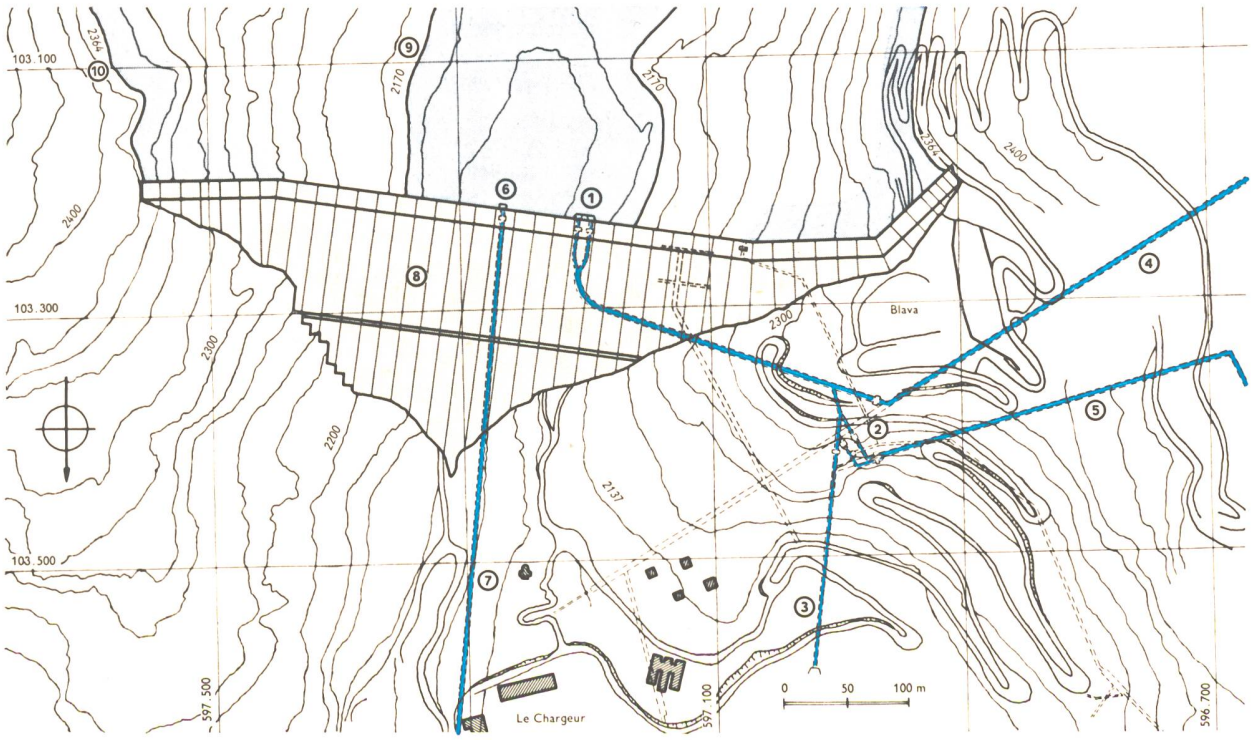
L'aménagement hydro-électrique de la Grande Dixence utilise les eaux des torrents de la rive gauche du Rhône dans les Alpes valaisannes, depuis la Viège de Zermatt jusqu'à la Borgne d'Arolla.

Un réseau de galeries d'adduction d'environ 100 km de longueur amène ces eaux au bassin d'accumulation situé dans le Val des Dix (haute Vallée d'Hérémence) à 17 km à vol d'oiseau au sud de Sion.

La retenue créée par le barrage-poids de la Grande Dixence a une contenance de 400 000 000 m³ à la cote maximum de 2364 au-dessus de la mer.

1. Caractéristiques générales

Les dimensions exceptionnelles de l'ensemble de l'aménagement et du barrage en particulier imposèrent une réalisation par étapes successives afin d'adapter les dépenses de construction et la cadence de la production d'énergie à celles de l'augmentation des besoins de la consommation. On a ainsi cherché à réduire au minimum nécessaire le volume de béton de chaque étape. Le projet de construction par étapes fut établi tout d'abord en admettant que la capacité de bétonnage des installations et les conditions météorologiques à haute altitude

Fig. 1 GRANDE DIXENCE

Situation du barrage et des ouvrages annexes	Lageplan der Sperrenstelle und der zugehörigen Bauwerke	Situation of the dam and related structures
① Prise d'eau (avec vannes batardeaux)	Einlaufbauwerk mit Schütze	Intake structure with gates
② Chambre des vannes	Schieberkammer	Gate chamber
③ Vidange principale	Hauptentleerungsstollen	Main outlet
④ Galerie d'amenée à l'usine de Fionnay (45 m³/sec.)	Zuleitungsstollen zur Zentrale Fionnay (45 m³/s)	Main intake tunnel for the Fionnay power station (Draught capacity 45 m³/sec)
⑤ Galerie d'amenée à l'usine de Chandoline EOS (10 m³/sec.)	Zuleitungsstollen zur Zentrale Chandoline EOS (10 m³/s)	Intake tunnel for the Chandoline power station EOS (Draught capacity 10 m³/sec)
⑥ Prise d'eau de la vidange de fond	Einlaufbauwerk des Grundablasses	Intake structure for lower outlet
⑦ Galerie d'évacuation de la vidange de fond	Grundablaßstollen	Lower outlet tunnel
⑧ Joints transversaux	Querfugen	Transverse joints
⑨ Retenue minimum (2170)	Tiefste Absenkung (2170)	Minimum level of water retained (2170)
⑩ Retenue maximum (2364)	Höchstes Stauziel (2364)	Maximum level of water retained (2364)