

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 48 (1956)
Heft: 7-9

Artikel: Essais sur modèles de barrages
Autor: Oberti, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921502>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 08.02.2026

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

Durch die zu untersuchende Böschung wird eine gekrümmte Gleitfläche gelegt. Radius und Krümmungsmittelpunkt werden so gewählt, daß sie wahrscheinlichen tatsächlichen Rutschflächen entsprechen. Das so entstandene Segment wird durch vertikale Schnitte in eine beliebige Anzahl «n» Lamellen der Breite «b» und der Tiefe «l» eingeteilt. An diesem Segment wirken das Gewicht G desselben und in der Gleitfläche die Scherkräfte S_i und die Reaktionen P_i . Die Böschung ist standsicher, solange jene Kräfte, die ein Gleiten verursachen, kleiner sind als jene, die denselben widerstehen (Scherwiderstand). Als Sicherheitsfaktor wird das Verhältnis der Momente um den Kreismittelpunkt der widerstehenden Scherkräfte zu den treibenden äußeren Kräften definiert.

$$F = \frac{R \sum_i^n s_i \cdot l_i}{\sum_i^n G_i \cdot x_i} = \frac{R}{\sum_i^n G_i \cdot x_i} \cdot \sum_i^n [c' i l_i + (P_i - u_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi']$$

worin nach Coulomb:

$$s = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

σ_n = totale Normalspannung und $\sigma_n \cdot 1 \cdot 1 = P$

u = Porenwasserspannung

Gleichzeitig sollten aber auch die übrigen zwei Gleichgewichtsbedingungen der an den Lamellenschnittflächen angreifenden Kräfte X_i und X_{i+1} , sowie E_i und

E_{i+1} mit den äußeren Kräften und der Reaktion P erfüllt sein.

Daraus entsteht Formel I. Werden die X- und E-Kräfte vernachlässigt, also wie bis vor kurzem üblich nur die Momentenbedingung erfüllt, so entsteht Formel II.

In dieser in formaler Beziehung längst bekannten Formel (Fellenius 1927) ist immerhin auf eine sehr wichtige neuere Auffassung hinzuweisen, die ihren Ausdruck in der Porenwasserspannung u findet und deren Bedeutung durch die Bodenmechanik erkannt wurde. Mit einigen Umformungen, die aus der Abb. 3 ersichtlich sind, entstehen die für die tabellarische Berechnung geeigneten Ansätze I' resp. II'.

Dabei darf allerdings, wie Vergleichsberechnungen zeigten, in vielen Fällen in Formel I' ($X_i - X_{i+1} = 0$) gesetzt werden. Man erhält dabei gegenüber der bekannten Formel II' um etwa 10–15% höhere F-Werte. Die Berechnung nach der älteren Methode II resp. II' liegt also auf der sicheren Seite. Es darf deshalb die genauere Methode I resp. I' nur dann benutzt werden, wenn die Bodenkennziffern: Raumgewicht, Kohäsion c' und Scherwinkel φ' genau bestimmt wurden und über die Größe der voraussichtlich auftretenden Porenwasserspannungen hinreichende Sicherheit besteht.

Schließlich muß noch darauf hingewiesen werden, daß die Untersuchung auf verschiedene Gleitflächen ausgedehnt werden muß, um die ungünstigste gelegene, d. h. jene mit dem kleinsten Faktor F herauszufinden.

Essais sur modèles de barrages

Dr. Ing. G. Oberti, professeur à l'Ecole Polytechnique de Turin,
directeur de l'«Istituto Sperimentale Modelli e Strutture — ISMES», Bergamo

Avant-propos

La détermination des contraintes qui surgissent à l'intérieur d'un barrage par effet des actions qui lui sont appliquées, constitue un chapitre bien suggestif de la science des constructions, non seulement par son intérêt scientifique et technique, mais aussi pour ses importantes répercussions économiques. Sous ce dernier aspect, il faut remarquer que, si une contribution considérable est apportée par le continual perfectionnement des modalités de construction et par une sage réduction des coefficients de sécurité relatifs aux matériaux, par suite des progrès de la technologie de ces derniers, il reste comme facteur prépondérant le projet, entendu soit comme conception synthétique de l'ouvrage, soit comme analyse justificatrice des éléments qui le forment.

Facteur prépondérant, disons-nous, mais aussi tâche fort ardue. En effet, si la science des constructions a fait de grands progrès, dans la même mesure ont augmenté les hardiesse qu'on demande au projeteur, par la nécessité de barrer des gorges toujours plus hautes, de former des réservoirs plus vastes, même là où, parfois, les conditions géologiques ou la possibilité de tremblements de terre, en auraient auparavant découragé l'entreprise. Il est d'autre part naturel que si une féconde intuition montre au projeteur plusieurs solutions du même problème, la conscience de ses responsabilités le force à choisir celle qui sera la meilleure, avec

tous les moyens que la science lui offre non seulement par le calcul mais aussi par l'expérimentation.

Les possibilités et les limites du premier sont connues de tous. Si l'on regarde au barrage comme à un ensemble continu, formé par un matériel homogène et isotrope, et si, en même temps, sont définies toutes les actions à l'extérieur, y compris les conditions au contour, le calcul serait en effet capable de nous donner la solution rigoureuse du problème, soit en prenant comme inconnue fondamentale dans un point quelconque le vecteur qui spécifie le déplacement, soit le tenseur double symétrique des efforts.

L'intégration des systèmes d'équations différentielles, auxquelles on arrive, est d'autre part généralement très difficile. En effet, en désirant conclure le calcul et arriver à des résultats numériques, on est obligé d'éviter l'obstacle en recourant à d'élégants artifices mathématiques et en imposant au problème des schémas simplificateurs. Les solutions, auxquelles on parvient, nous font souvent douter, sauf dans des cas très particuliers, des vraies limites des approximations qu'on a été forcé d'accepter, et qui nous ont en effet conduits à étudier non pas le barrage réel, mais un barrage fictif. Ainsi nous conservons le doute que le premier puisse être surabondant en comparaison des marges logiques de sécurité, ou, ce qui serait bien pire, mal proportionné.

On est pourtant conduit à rechercher d'autres voies, qui permettent de compléter et si possible aussi de dépasser les résultats des calculs.

C'est ainsi qu'on a, depuis quelques temps, tâché d'étudier le problème des barrages par des recherches expérimentales en observant le comportement soit des barrages déjà en service, soit des modèles réduits.

La première voie, c'est-à-dire l'expérimentation sur l'ouvrage déjà achevé, en nous mettant en face du barrage dans sa réalité constructive, devrait nous donner les enseignements les plus féconds. En effet, elle s'accorde parfaitement non seulement à l'étude des autotensions, qui peuvent déjà se montrer dans la phase initiale, mais aussi, en particulier, à l'analyse de ces contraintes qui, en plus du poids propre et de la poussée de l'eau, peuvent se former à cause des tassements inélastiques des fondations, ou qui sont dues à la succession des variations thermiques, ainsi qu'aux phénomènes de viscosité et de fluage des matériaux.

Malheureusement cette voie présente de grandes difficultés, soit par l'effet concomitant des facteurs en cause, soit par la complexité des appareils de mesure, soit enfin par la fatigante élaboration de ces résultats expérimentaux.

La deuxième voie, c'est-à-dire les essais sur les modèles réduits, se déroulant dans la tranquillité du laboratoire, permet une analyse et une étude soignée des variables en cause et elle rend moins difficile la recherche instrumentale qui est toujours si délicate.

Elle offre en outre, surtout comparativement à la première voie, la possibilité extrêmement intéressante, de faire des essais, lorsqu'on est encore à la phase «projet», en permettant de modifier ou perfectionner la solution en considérant les résultats que l'on obtient au fur et à mesure.

Enfin, le modèle sera un moyen très utile pour vérifier les marges de sécurité de l'ouvrage, quand on recourt à la nouvelle technique expérimentale qui permet avec les «essais à outrance» l'étude des contraintes jusqu'à l'écoulement et à la rupture qui s'ensuit.

Ces deux voies, même circonscrites à un seul problème particulier, ne peuvent donner des résultats, que si l'on sait les mettre en valeur avec sagacité. Elles pourront influencer avantageusement les études et les projets des nouvelles constructions. Une analyse subtile, jointe à une critique objective des résultats acquis, formeront aussi un matériel très utile au futur développement de la science des constructions.

Considération sur la théorie générale des modèles réduits

La théorie des modèles réduits est fondée notamment sur le principe de similitude, selon lequel deux systèmes sont dits physiquement semblables, lorsque le rapport entre les grandeurs¹ de même nature physique, mesurées à des points homologues, a une valeur constante.

On dit que la similitude est totale, quand celà est

¹ Dans ce qui suit, nous indiquerons par des symboles la mesure des grandeurs physiques. Toutefois, si l'on a affaire à deux grandeurs de même nature, se rapportant l'une au prototype et l'autre au modèle, elles seront distinguées dans le second cas par une apostrophe. Ainsi, par exemple, nous indiquerons avec l'une dimension linéaire relative au prototype et avec l'autre dimension homologue relative au modèle.

vérifié pour toutes les grandeurs physiques, constantes ou variables, dont dépend le problème qu'on poursuit. Si les deux systèmes sont définis indépendamment, non pas au moyen de la mesure absolue de ces grandeurs physiques, mais au moyen des rapports non-dimensionnels entre celles-ci, nous pouvons donner une forme nouvelle à l'énonciation précédente en disant que, selon le théorème de Riabucinski-Buckingham, afin que la similitude soit totale il faut que tous les dits rapports non-dimensionnels prennent dans le modèle la même valeur numérique qu'ils ont sur le prototype.

Ceci posé, il est évident que la première tâche de l'expérimentation est de trouver, dans chaque cas particulier, quelles sont les grandeurs physiques qui peuvent influer sur la réalisation du phénomène. A ce propos, il est utile de maintenir séparé le cas où l'on veut étudier sur le modèle des phénomènes dont on connaît déjà une complète théorie mathématique, des autres cas, où cette condition ne se réalise pas. Dans le premier cas², en effet, même si l'on n'arrive pas toujours, comme dans le cas des problèmes tridimensionnels les plus complexes, à une solution numérique satisfaisante, la théorie nous donne pourtant la liste précise et complète de toutes les grandeurs qui nous intéressent. Celà manque dans le deuxième cas, où il est donc bien plus difficile de réaliser une similitude totale.

Cette dernière difficulté concerne particulièrement le champ des recherches hydrauliques, électriques et aérodynamiques et ne gêne pas en général les essais sur les modèles structurels, dont nous nous occupons ici. Dans ce domaine, en effet, même en dehors du problème de pure élasticité qu'on a mentionné dans la note, toutes les grandeurs physiques qui concourent à déterminer le phénomène peuvent être énoncées en fonction de trois grandeurs fondamentales indépendantes, c'est-à-dire, dans la plupart des cas, la longueur, la masse, le temps. Si l'on ne considère que le comportement statique des structures, celles-ci se réduisent à deux, parce que la grandeur du temps qui apparaît dans l'expression dimensionnelle des forces ($F = ma$) n'exerce pratiquement aucune influence sur le développement du phénomène.

Nous traiterons maintenant de ce cas, puis du cas plus général où il faut prendre en considération toutes les trois grandeurs.

a) *Premier cas, c'est-à-dire lorsque l'on n'a pas à considérer la grandeur du temps.*

Devant étudier l'état de tension qui se forme dans une structure par l'effet des forces connues qui lui sont appliquées, les grandeurs physiques, dont le dit phénomène dépend, seront généralement les dimensions géométriques de l'ouvrage, les forces agissantes (à l'intérieur et à l'extérieur), les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux qui constituent la structure et enfin celles qui concernent les appuis.

Nous pouvons choisir entre elles les grandeurs suivantes de différentes significations physiques, dont nous allons spécifier les dimensions:

² Un exemple classique nous est proposé par l'étude du comportement élastique d'un ouvrage quelconque isostatique, composé d'un matériel homogène isotrope. Rappelons particulièrement que, dans ce cas, s'ensuit comme postulat l'indépendance du tenseur des efforts des caractéristiques physico-mécaniques du matériel, à l'exception du coefficient de Poisson, ce qui permet d'utiliser pour le modèle, comme cela se fait en photoélasticité, des matériaux qui ne sont pas semblables à ceux du prototype.

1. Contrainte	σ	M L ⁻¹	T ⁻²	P l ⁻²
2. Dimension linéaire	l	L		1
3. Force agissante	P	M L	T ⁻²	P
4. Poids spécifique	γ	M L ⁻²	T ⁻²	P l ⁻²
5. Module d'élasticité	E	M L ⁻¹	T ⁻²	P l ⁻³
6. Limite d'élasticité	s	M L ⁻¹	T ⁻²	P l ⁻²
7. Charge de rupture	r	M L ⁻¹	T ⁻²	P l ⁻²
8. Coefficient de Poisson	m	=	=	=

et, en outre, un certain nombre de valeurs non-dimensionnelles $\mu_1, \mu_2 \dots$ ³ correspondant aux rapports entre chaque grandeur ci-dessus et les autres de même nature. (Ainsi par exemple, si on a indiqué par E la valeur du module d'élasticité du béton de l'ouvrage, il faudra aussi indiquer le rapport entre la valeur du dit module et celui des fondations et il faudra indiquer, en même temps que la force P qu'on a choisie, les rapports existant entre cette force et les autres.)

La loi, selon laquelle toutes les dites grandeurs concourent à la réalisation du phénomène, pourra être énoncée en termes mathématiques par une expression du type suivant:

$$f(\sigma, l, P, \gamma, E, s, r, m, \mu_1, \mu_2 \dots) = 0 \quad (1)$$

où f est une certaine fonction qui doit satisfaire à la condition que tous ses termes aient les mêmes dimensions physiques, afin qu'elle soit vérifiée pour une unité de mesure quelconque. Dans l'expression (1), seules 7 grandeurs ont des dimensions différentes de zéro; elles sont précisément celles énoncées dans le tableau précédent (sauf m).

En examinant ce tableau, il est évident que l'expression dimensionnelle de chacune d'entre elles peut être donnée seulement en fonction de deux grandeurs fondamentales linéairement indépendantes; et précisément en fonction de P et de l. De cette dernière considération il s'ensuit que pour définir le phénomène nous pouvons substituer à la *mesure absolue* des 7 grandeurs en question, celle de ces deux seules grandeurs P et l, en exprimant l'entité de la contribution des 5 autres par autant de coefficients *non-dimensionnels*, qui sont dans ce cas:

$$\frac{\sigma}{P l^2} ; \frac{E}{P l^2} ; \frac{s}{P l^2} ; \frac{r}{P l^2} ; \frac{\gamma}{P l^3} \quad (2)$$

Toutefois, si l'on fait abstraction de la connaissance des valeurs absolues de toutes les grandeurs qui interviennent pour définir le phénomène (en particulier donc aussi de celle de P et de l), ainsi qu'il arrive ordinairement quand on veut énoncer une loi qui soit valable pour toutes les structures en état de similitude totale, on substitue à la relation (1) la relation (3) de Riabucinski-Buckingham, qui comprend deux variables de moins que la précédente:

$$F\left(\frac{\sigma}{P l^2}, \frac{E}{P l^2}, \frac{s}{P l^2}, \frac{r}{P l^2}, \frac{\gamma}{P l^3}, m, \mu_1, \mu_2 \dots\right) = 0 \quad (3)$$

En intervertissant les termes de l'énonciation précédente et en nous rapportant à ce qu'on a dit au commencement de ce paragraphe, nous pouvons ainsi affirmer que la condition nécessaire et suffisante pour

³ Parmi ces valeurs, il faudrait aussi comprendre le coefficient de Poisson m qu'il convient d'autre part mettre ici en évidence.

que la similitude totale soit réalisée, est que tous les paramètres non-dimensionnels compris dans l'expression (3) prennent sur le modèle et sur le prototype la même valeur. En développant l'expression (3) à l'égard du terme $\frac{\sigma}{P l^2}$, que l'on prend généralement comme inconnue du problème sur le prototype suivant la relation:

$$\frac{\sigma}{P l^2} = \varphi \left(\frac{E}{P l^2}, \frac{s}{P l^2}, \frac{r}{P l^2}, \frac{\gamma}{P l^3}, m, \mu_1, \mu_2 \dots \right) \quad (4)$$

on obtiendra encore, comme conséquence de la similitude, que la fonction prendra la même valeur sur le prototype que sur le modèle; c'est-à-dire que l'on aura:

$$\frac{\sigma}{P l^2} : \frac{\sigma'}{P' l'^2} = \frac{\varphi}{\varphi'} = 1 \quad (5)$$

En introduisant à ce moment la connaissance des valeurs d'échelle

$$\lambda = \frac{l}{l'} \quad K = \frac{P}{P'} \quad (6)$$

la relation (5) nous permet de remonter des contraintes mesurées sur le modèle à celles qu'on aura sur le prototype, à l'aide de la relation:

$$\frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{K}{\lambda^2} = \zeta \quad (7)$$

On appellera le terme ζ ci-dessus défini, rapport effluent.

La tâche de l'expérimentateur pour pouvoir réaliser la similitude totale, sera donc, comme nous l'avons dit, de se mettre dans les conditions par lesquelles, au moment du passage du prototype au modèle, les termes m et μ_i restent inchangés et les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{E}{P l^2} = \frac{E'}{P' l'^2}; \frac{s}{P l^2} = \frac{s'}{P' l'^2}; \frac{r}{P l^2} = \frac{r'}{P' l'^2} \\ \frac{\gamma}{P l^3} = \frac{\gamma'}{P' l'^3} \quad (8)$$

La relation (7) s'en suivra en conséquence. De l'examen de la relation (8) on argue en particulier qu'il devrait être:

$$\frac{E}{E'} = \frac{s}{s'} = \frac{r}{r'} = \zeta \quad (9)$$

Et, plus clairement, dans le passage du prototype au modèle, doivent se réduire au même rapport constant ζ : module élastique, limite d'élasticité et charge de rupture.

De même, en général, si nous sommes en présence de plusieurs matériaux de différentes caractéristiques ayant les modules E, E₁, E₂ ..., les limites d'élasticité s, s₁, s₂ ... les charges de rupture r, r₁, r₂ ... par rapport à ce qu'on a énoncé, il faudra maintenir constants dans le passage du prototype au modèle, les rapports non-dimensionnels suivants:

$$v_1 = \frac{E_1}{E}; v_2 = \frac{E_2}{E} \dots; v'_1 = \frac{s'}{s}; v''_1 = \frac{r'}{r} \dots;$$

Ainsi par exemple, il faudrait que:

$$\frac{E_1}{E} = \frac{E'_1}{E'}$$

c'est-à-dire

$$\zeta = \frac{E}{E'} = \frac{E^1}{E'_1} = \frac{s}{s'} = \frac{s_1}{s'_1} = \frac{r}{r'} = \frac{r'_1}{r'_1}$$

Il est utile ensuite de noter que, puisque le module d'élasticité n'a pas généralement une valeur constante pour un certain matériel, les conditions (9) peuvent avoir une valeur plus restrictive qu'il ne semble de prime abord⁴.

La quatrième condition de la relation (8) selon laquelle

$$\frac{\gamma l^3}{P} = \frac{\gamma' l'^3}{P'}$$

engage le choix du rapport K relatif aux forces P appliquées, à la valeur du rapport $\varrho = \frac{\gamma}{\gamma'}$ et à l'échelle géométrique λ selon la relation:

$$\varrho = \frac{K}{\lambda^3}$$

Enfin, si l'on travaille sur un modèle formé avec des matériaux dont les caractéristiques physico-mécaniques soient telles qu'on puisse avoir:

$$\zeta = \frac{E}{E'} = \frac{s}{s'} = \frac{r}{r'} ; \varrho = \frac{\gamma}{\gamma'}$$

le choix des valeurs de λ et de K sera imposé par les relations suivantes:

$$\lambda = \frac{\zeta}{\varrho} \quad K = \frac{\zeta^3}{\varrho^2} \quad (10)$$

Ces dernières conditions sont assez restrictives et justifient l'emploi des modèles à grande échelle.

Dans le cas particulier où les forces agissantes plus importantes sont seulement des forces massives (poussée de l'eau et poids propre), de même que dans le cas des barrages qui nous intéresse, en pouvant écrire une quelconque résultante dans la forme:

$$P = \gamma l^3 \quad (10bis)$$

la constance du rapport $\frac{\gamma l^3}{P}$ ne représente plus une

condition restrictive, n'ayant pas de forces concentrées à former, mais elle apparaît automatiquement vérifiée comme conséquence de la relation (10bis). Il suffira pourtant que l'expérimentateur se préoccupe que, parmi les deux conditions (10), seule la première soit réalisée, c'est-à-dire que:

$$\zeta = \varrho \lambda \quad (11)$$

qui nous montre, en particulier, l'impossibilité d'obtenir la similitude totale sur un modèle à échelle réduite, en travaillant avec les mêmes matériaux du prototype.

⁴ Dans l'hypothèse que la courbe efforts-déformations du matériel du prototype ait un développement nettement curviligne, il faudra obtenir de la précédente, celle du matériel modèle en réduisant toutes les ordonnées dans le même rapport.

Quand on arrive à trouver des matériaux pour le modèle grâce auxquels soient respectées toutes les conditions précédentes qui établissent la similitude totale, on peut être certain qu'elle soit valable, non seulement dans les limites d'élasticité, mais aussi jusqu'à la rupture. Ce résultat auquel l'auteur est parvenu, il y a quelques années, lui a permis, avec l'aide de matériaux convenables, comme nous le verrons plus loin, d'étudier sur modèles, avec des essais à outrance, le coefficient de sécurité d'importantes structures, et particulièrement celui de la plupart des grands barrages italiens.

b) Deuxième cas, c'est-à-dire lorsqu'on doit considérer la grandeur du temps.

Un premier motif pour l'introduction de cette grandeur s'ensuit de la considération que de notables tassements dans l'ouvrage peuvent dépendre non seulement de l'intensité des forces agissantes, mais aussi de la durée de leur application. Ce phénomène de fluage bien connu pour le béton, se manifeste dans tous les matériaux à cause de la viscosité.

La théorie nous apprend que dans un tel cas la composante générique du tenseur des efforts est linéairement liée à la vitesse de déformation correspondante par un coefficient de viscosité μ , dont les dimensions seront: $(P L^{-2} T)$ et dont la grandeur est constante, une fois admise l'homogénéité et l'isotropie du matériel.

Il faudra alors ajouter au tableau précédent, comme nouvelles grandeurs, le temps T et le coefficient de viscosité μ . En rappelant que les grandeurs fondamentales indépendantes passent ainsi de 2 à 3, on aura alors 6 (= 9 - 3) rapports non-dimensionnels indépendants. Nous devrons donc ajouter aux relations (3) précédemment considérées, la sixième: $\frac{\mu l^2}{P T}$ qui devra demeurer inchangée lors du passage du prototype au modèle.

Pourtant, si on appelle τ le rapport entre les temps

$$\tau = \frac{T}{T'}$$

il faut que

$$\frac{\mu}{\mu'} = \frac{K \tau}{\lambda^2} = \zeta \tau$$

La variable «temps» interviendra également, si l'on doit étudier le comportement dynamique d'une construction. Dans ce domaine les effets sismiques prennent un intérêt particulier pour les barrages. Dans ce cas il faut se rappeler que, parmi les forces à considérer, il y a celles d'inertie résultant des accélérations imprimées à la construction par le séisme. Puisque entre les accélérations présentes, on a, en premier plan, celle de gravité, qui ne pourra évidemment pas changer de valeurs lors du passage du prototype au modèle, il sera convenable d'adopter celle-ci comme grandeur fondamentale de dimension $L T^{-2}$ au lieu du temps T qu'on a considéré à l'avance et en imposant, en même temps, que le rapport de l'échelle entre les accélérations en jeu sur le prototype et celles sur le modèle, soit égal à 1, c'est-à-dire que:

$$\eta = \frac{1 T^{-2}}{T' T'^{-2}} = 1$$

d'où

$$\tau = \frac{T}{T'} = \sqrt{\lambda} \quad (12)$$

De cette dernière relation on obtient en particulier que le rapport $\frac{1}{\tau}$ entre les fréquences des vibrations sur le prototype et celles sur le modèle sera égal à l'inverse de la racine carrée de λ . Par exemple, sur un modèle à l'échelle 1 : 100, les fréquences seront 10 fois plus grandes que sur le prototype.

Toujours dans le cas de modèles de barrage, on devra alors tenir compte non seulement de la relation précédente, mais aussi de la relation (9), par quoi les quatre rapports fondamentaux, ζ , ϱ , λ et τ , seront liés entre eux par les deux relations (11) et (12).

Modalités d'exécution des modèles

Dans ce qui suit, nous nous rapporterons à l'activité de l'I. S. M. E. S. (Institut Expérimental des Modèles et Structures⁵ de Bergame) pour donner au lecteur une documentation pourtant très synthétique de quelques-unes des modalités pratiques de réalisation des théories précédentes. Même ici, il sera convenable de distinguer entre les essais statiques et les essais dynamiques⁶.

⁵ L'institut (voir fig. 1) fondé en 1951 est en continual développement. Il fût constitué par les capitaux privés des principales sociétés hydroélectriques italiennes, ainsi que par la « Italcementi » pour résoudre les problèmes pratiques des projeteurs et des constructeurs. Son activité scientifique et technique est donc, pour ainsi dire, complémentaire de celle des Instituts Universitaires. C'est ainsi qu'à côté des essais effectués sur les modèles tridimensionnels ou directement en place, on fait des recherches théoriques qui ont permis d'acquérir des résultats fondamentaux, par exemple, le développement des essais sur modèles réduits au-delà des limites d'élasticité.

⁶ L'institut comprend une section dotée des appareils les plus modernes pour l'étude physico-mécanique des matériaux de construction, en particulier pour les bétons avec charge inerte, même de grandes dimensions. Il utilise notamment une nouvelle machine pour les essais de matériaux de 2000 tonnes.

a) Essais statiques

Pour chaque modèle réduit de barrage, la première étude envisage la détermination des grandeurs physiques relatives au modèle, capable de se rapprocher le plus possible de la similitude totale. Puisque, comme on a déjà vu à propos de l'équation (11), il n'est pas possible de l'obtenir en employant pour le modèle les mêmes matériaux du prototype, on doit recourir à de matériaux mécaniquement similaires, en tâchant d'avoir un rapport ζ suffisamment élevé, et en même temps, de rendre plus petit le rapport ϱ , ce qu'on obtient en augmentant la densité des matériaux utilisés pour le modèle. Ce n'est que de cette façon, en se conformant à la relation (11) que l'on réussit à avoir des valeurs λ d'échelle, qui nous permettent des réalisations possibles. En particulier, les premières expériences poussées jusqu'à la rupture furent exécutées en 1937, par l'auteur, pour l'étude du barrage à voûte mince (arc pur) de la Rocchetta (de la S. A. Acciaierie Falck) en employant pour la construction du modèle un mortier de plâtre et cérite ayant à peu près le même coefficient de Poisson que le béton, et pour lequel le rapport ζ était égal à 8. Avec le même type de matériel furent exécutés également les modèles du grand barrage arc-voûte de S. Giustina (de la Edison) et à voûte mince du Lumiei (de la SADE). Successivement et en particulier pour les barrages arc-gravité relativement plus épais des précédents et pour lesquels il était indispensable de considérer aussi l'effet du poids propre, les mortiers de plâtre et cérite furent abandonnés, soit à cause de la difficulté de la réussite d'une bonne uniformité de séchage et du temps demandé par leur préparation, soit aussi parce que les caractéristiques efforts-déformations ne répondent pas fidèlement aux conditions demandées par la théorie qu'on a exposée.

L'auteur estima alors d'utiliser des mortiers de ponce en réussissant à obtenir des modèles avec lesquels il est possible, en satisfaisant très bien tant aux exigences théoriques, qu'aux exigences pratiques, d'effectuer également des essais à outrance, et d'évaluer par là la marge globale effective de sécurité.



Fig. 1
L'institut I. S. M. E. S. à Bergamo

Le rapport efficient ζ de ces matériaux peut être élevé jusqu'à 10 et même plus, en dosant opportunément les composants. Puisque le rapport d'échelle λ généralement plus convenable pour ces modèles est compris entre 40 et 60, pour la relation (11) le rapport ϱ entre les poids spécifiques devra atteindre une valeur de près d'un quintuple, ce qui signifie que les forces massives sur le modèle doivent atteindre une intensité 5 fois supérieure à celles sur le prototype. Pourtant elles sont obtenues avec des appareillages construits tout exprès: la charge hydrostatique a été reproduite par une installation de vérins hydrauliques, de diamètres différents, tous raccordés à une pompe d'alimentation unique et agissant en général sur des plaques métalliques de répartition avec une semelle en caoutchouc, par interposition d'une poutre à balancier (voir fig. 2). Cet appareillage fournit la charge correspondant à celle d'un liquide fictif, avec poids spécifique γ'_a , même assez élevé et variable en réglant la pression à la pompe. Pour obtenir l'action du poids propre, on a recours à des tirants en acier à haute résistance, amarrés au bâti-centre de volumes élémentaires dans lesquels on imagine idéalement subdivisé le modèle (fig. 3). En mettant ces tirants verticaux en tension depuis le bas, à l'aide de dynamomètres à ressort (fig. 4), on peut avoir plusieurs valeurs de γ'_m , c'est-à-dire du poids spécifique fictif de la maçonnerie.

Comme nous l'avons dit, il faut que:

$$\frac{\gamma_a}{\gamma'_a} = \frac{\gamma_m}{\gamma'_m}$$

Après cette étude préliminaire, on peut s'occuper de la partie exécutive proprement dite, en commençant par la construction d'un modèle préliminaire (faux modèle) en plâtre ou en bois, qui sert pour définir les

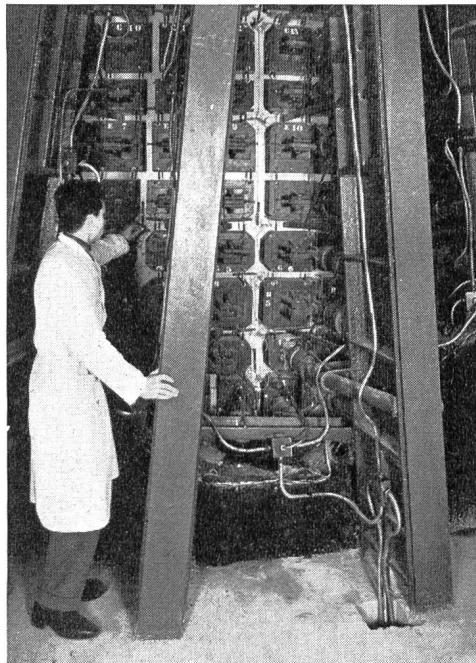


Fig. 2 Particularité de l'installation pour donner la charge hydrostatique sur le parment amont d'un modèle de barrage

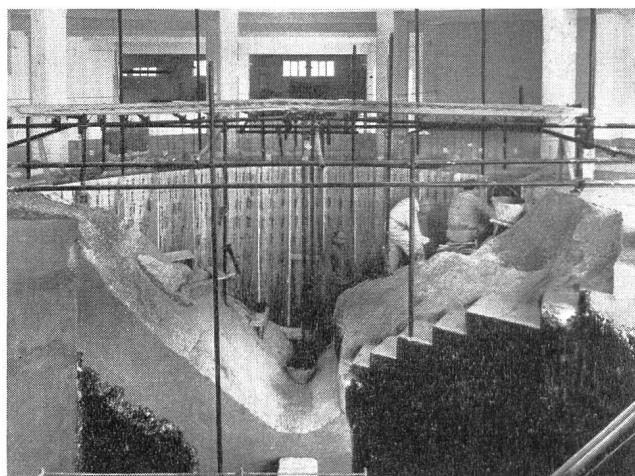


Fig. 3 Disposition des tirants pour l'application de l'effet du poids propre à un modèle

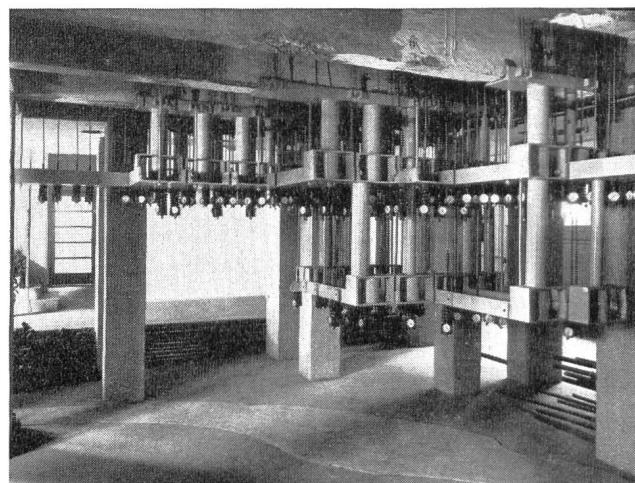


Fig. 4 Dispositif de tension des tirants pour donner l'effet du poids propre

détails du projet et pour confectionner les coffrages pour le modèle effectif⁷ (fig. 11, 18, 22, 23). Pour contenir ce modèle et l'appareillage de charge, ils existent des structures spéciales en béton fortement armé particulièrement robustes, capables de supporter sans notables déformations la réaction aux charges exercées sur eux.

Il s'agit d'un bassin de forme rectangulaire (fig. 5) de 10×5 m et d'une tour de section circulaire (fig. 6), qui a un diamètre de 10 m et une hauteur de 18 m. Dans l'un ou dans l'autre, selon les exigences, on reproduit avant tout le modèle des fondations qui aient elles aussi des caractéristiques d'élasticité à l'échelle avec les rochers réels. Ensuite on fait la coulée du modèle, avec des règles de construction très semblables

⁷ Le modèle préliminaire est utilisé encore une fois à la fin des essais pour y dessiner les lignes isostatiques.

à celles du chantier; en particulier on reproduit les joints qui seront ensuite fermés avec des injections de ciment. Après le démolage, le modèle est recouvert de vernis imperméable (polymères synthétiques dans un dissolvant) pour le préserver des états de coation résultant des phénomènes de retrait, en prévenant l'évaporation comme si les coulées restaient plongées dans l'eau, pendant toute la durée des essais.

b) Essais dynamiques (sismiques)

La détermination des grandeurs physiques relatives au modèle est exécutée selon les relations (11) et (12). La réalisation pratique des conditions qu'elles prescrivent constitue un problème assez délicat pour l'expérimentateur, surtout quand on tient compte de la nécessité de modeler avec le barrage au moins une partie du bassin et l'impossibilité de recourir aux artifices mécaniques précédemment illustrés pour créer les forces massives. Ce problème a été jadis résolu dans l'Institut en question, en étudiant pour le modèle à l'échelle 1 : 75 du barrage d'Ambiesta (de la SADE) un mortier spécial ayant un poids spécifique $\gamma'_m = 3,5 \text{ t/m}^3$, un module d'élasticité $E = 6000 \text{ kg/cm}^2$ et une courbe $\sigma(\epsilon)$ pareille à celle du béton. Le rapport ϱ entre le poids spécifique du béton du barrage et celui du mortier du modèle étant de $\frac{2}{3}$, on a dû encore préparer pour remplir le bassin modèle, un liquide dont la densité est $\frac{3}{2}$ fois la densité de l'eau naturelle. Si l'on considère que, selon ce qu'on a dit, le rapport efficient ζ est égal à 50 (le module E de béton du prototype étant de $300\,000 \text{ kg/cm}^2$), on reconnaît facilement que les dites valeurs de ζ , λ et de ϱ satisfont à la première condition de la relation (12), selon l'expression numérique suivante:

$$50 = 75 \times \frac{2}{3}$$

Afin que soient satisfaites les deux conditions (12), il a été donc suffisant de considérer pour le modèle des espaces de temps inférieurs aux valeurs équivalant sur le prototype, dans le rapport de 1 : $\sqrt{\lambda}$, c'est-à-dire 1 : 8,66; et, naturellement, des fréquences de vibration augmentées dans le rapport inverse.

Après l'exécution d'un modèle préliminaire, on commence enfin la coulée d'un modèle définitif du barrage et du bassin et l'on poursuit le travail avec les mêmes modalités déjà indiquées pour les modèles statiques, en employant comme structure d'appuis une robuste plateforme en métal de grande rigidité (fig. 7), qui peut être suspendue à un grand châssis rigide par 4 bras élastiques, ou posée directement au sol sur des roues.

L'appareillage pour les essais sismiques comprend, outre la dite plateforme, trois dispositifs pour exciter les vibrations, à savoir:

- 1° un système à pendule et ressorts à constantes variables pour la reproduction des chocs;
- 2° une vibrodyne mécanique (avec une force centrifuge jusqu'à 10 t) pour reproduire les mouvements harmoniques unidirectionnels;
- 3° quatre vibrateurs électromagnétiques avec commande électronique pour reproduire les mouvements unidirectionnels, ainsi que les mouvements de genre tourbillonnant (fig. 8).

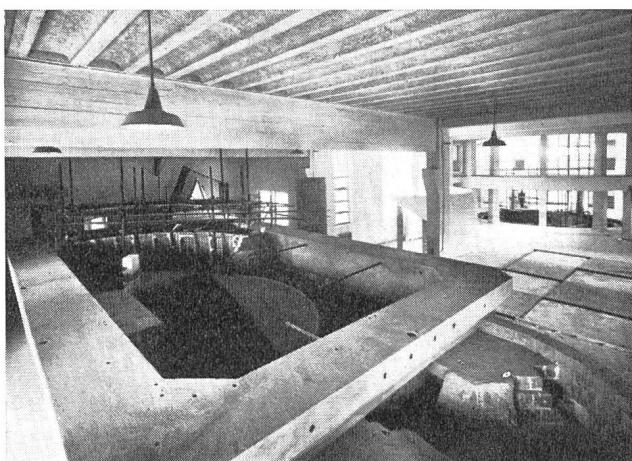


Fig. 5 Bassin expérimental de l'I. S. M. E. S.

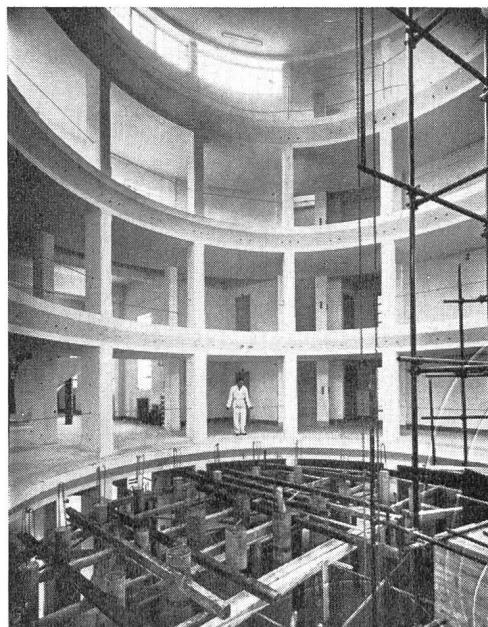


Fig. 6 Tour expérimentale de l'I. S. M. E. S.

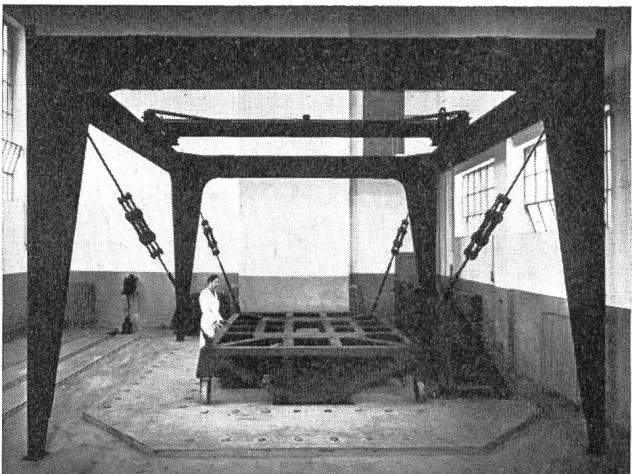


Fig. 7 Plateforme pour les essais de modèle dynamiques

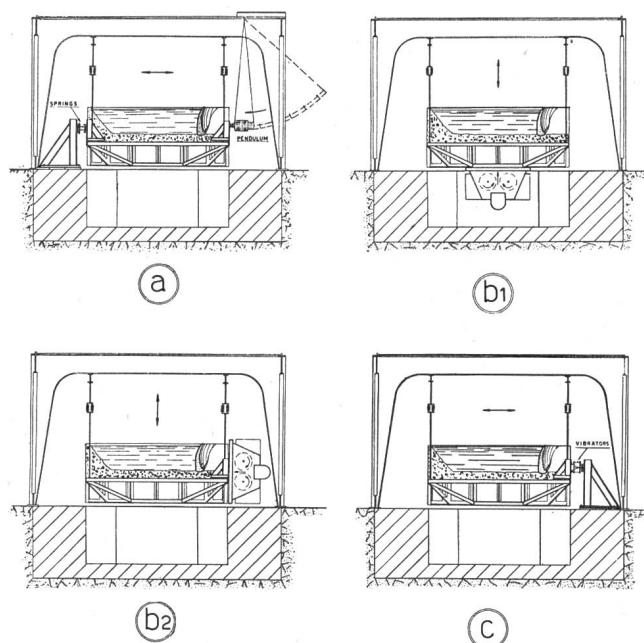


Fig. 8 Dispositifs pour donner les effets de séisme:
a = pendule b₁ et b₂ = vibrodyne c = vibreurs

De nombreux instruments pour enregistrer les déplacements et les déformations unitaires du modèle complètent le dit appareillage, qui peut pourtant être considéré unique dans le monde entier.

3. Exécution des essais sur les modèles — élaboration des résultats

Les cycles de charge fondamentaux dans les essais sur modèle sont généralement au nombre de quatre, c'est-à-dire dans l'ordre chronologique:

- un premier cycle à charges limitées qui doit amener le modèle à travailler en condition de régime parfaitement élastique, après lui avoir fait surmonter ses premiers tassements inélastiques qui peuvent être provoqués par un affaissement des fondations, par adaptation ou ouverture des joints, etc.;
- un cycle d'essais à charge normale, c'est-à-dire dans les conditions de similitude totale;
- un cycle d'essais à charges majorées, pour mettre en évidence les ressources de résistance de la structure quand les premiers phénomènes de plasticité commencent à se produire dans certains endroits;
- enfin les essais à outrance, dont on a déjà parlé, et par lesquels on peut établir sous forme conventionnelle, un coefficient global de sécurité du barrage.

Les modalités de réalisation des dits essais et leur importance relative, changent d'un modèle à l'autre et en particulier elles se diversifient pour des raisons facilement compréhensibles dans les deux cas: essais statiques et essais dynamiques.

Ceci posé, les mesures qu'on exécute sur le modèle sont des mesures de déformations unitaires ε et de déplacement Δl .

Puisque l'expression de ε prise comme inconnue fondamentale au lieu de σ (voir formule [4]) est:

$$\varepsilon = \psi \left(\frac{E l^2}{P} ; \frac{s l^2}{P} ; \dots m, \mu_1, \mu_2, \dots \right)$$

on a en conséquence, par des conditions de similitude totale, que les déformations unitaires mesurées sur le modèle coïncident avec les homologues sur le prototype, c'est-à-dire que:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon'} = 1$$

A leur tour et dans les mêmes conditions de similitude, les déplacements se trouveront entre eux simplement dans le rapport d'échelle géométrique. Pour les mesures ci-dessus, on emploie en général, lorsqu'il s'agit d'essais statiques à charge normale, des extensomètres mécaniques ou à variation de fréquence (corde vibrante) ou à fil résistant (strain-gage), et encore des deflectomètres mécaniques. On a recours au contraire à des instruments enregistreurs pour les essais à outrance et surtout pour les essais dynamiques.

Les extensomètres sont appliqués sur les deux parements à l'aide de rosettes (fig. 9) et, au moyen de cycles de charge repris toujours dans les mêmes conditions, ils permettent la mesure des composantes de la déformation selon quatre directions, deux à deux orthogonales. Parfois, mais rarement, on a recours à la mesure des déformations à l'intérieur de la maçonnerie au moyen des extensomètres à fil résistant noyés dans la coulée.

Au contraire, les deflectomètres sont soutenus par des structures spéciales, remarquablement rigides (généralement des tuyaux en métal) qui sont montés pour chaque modèle (fig. 10).

Tandis que les mesures avec les deflectomètres donnent une idée claire (voir plus loin, fig. 16, 21, 28) du comportement global de l'ouvrage et permettent, dans le domaine des essais dynamiques, de remonter à la détermination des différentes périodes de vibration des structures, les mesures extensométriques donnent la possibilité d'évaluer exactement les contraintes en certains points fixes. Si nous désignons par $\sigma'_v, \sigma'_0, \sigma'_i, \sigma'_j$ la composante verticale, horizontale et celles à 45° avec les précédentes dans un point du modèle, elles sont tout d'abord contrôlées (déformations balancées) en se rapportant à la formule classique $\sigma'_0 + \sigma'_v = \sigma'_i + \sigma'_j$

On passe ensuite à la sollicitation en deux directions réciproquement orthogonales aux points homologues du prototype par les relations:

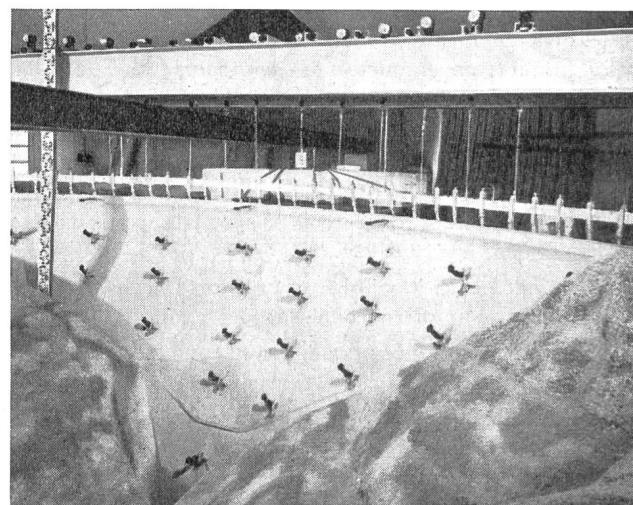


Fig. 9 Application d'extensomètres sur le parement aval d'un modèle

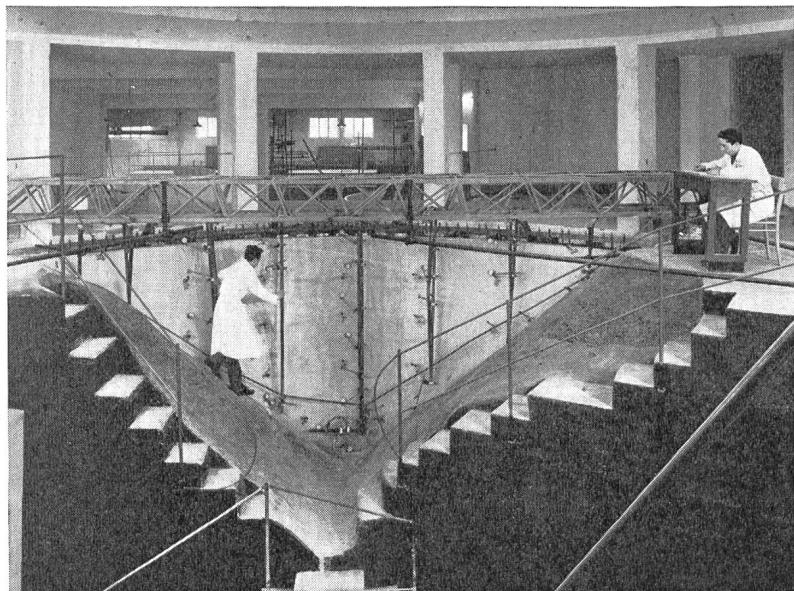


Fig. 10
Installation pour la mesure
des flèches d'un modèle

$$\sigma_o = \frac{\sigma'_o + v\sigma'_v}{1-v^2} \lambda \varrho \quad \sigma_v = \frac{\sigma'_v + v\sigma'_o}{1-v^2} \lambda \varrho$$

Enfin connaissant ainsi les contraintes en deux directions orthogonales et en une à 45° , on peut déterminer la direction et l'intensité des tensions principales, en arrivant ainsi à avoir les éléments nécessaires pour dessiner directement les lignes isostatiques sur le parement amont et sur le parement aval (voir plus loin, fig. 13—24).

Pour quelques types de barrages, en particulier pour les barrages arc-gravité, on estime parfois utile de pousser l'élaboration des résultats expérimentaux jusqu'à une évaluation de la distribution de la charge hydrostatique entre les différentes capacités de résistance qu'on peut reconnaître dans le barrage. Pour cela, on admet souvent que le barrage se comporte comme une voûte mince de révolution. Dans cette hypothèse et en admettant cependant la linéarité de la loi de variation des contraintes dans l'épaisseur, en rapport à un couple d'axes orthogonaux: x horizontal selon les arcs et y selon les consoles, les paramètres globaux d'action à l'intérieur N_x , N_y , T , M_x , M_y , M_{tx} , M_{ty} se déduisent aisément des valeurs expérimentales des tensions⁸.

⁸ h étant l'épaisseur de la voûte, σ'_m , σ'_v les contraintes normales amont et aval en direction verticale, σ_m , σ_v les contraintes normales amont et aval en direction horizontale, τ_m , τ_v les contraintes tangentielles amont et aval, on a en effet:

$$N_x = h \frac{\sigma_m + \sigma_v}{2}; T = h \frac{\tau_m + \tau_v}{2}; M_y = \frac{-h^2}{6} \frac{\sigma'_m - \sigma'_v}{2}$$

$$N_y = h \frac{\sigma'_m + \sigma'_v}{2}; M_x = \frac{-h^2}{6} \frac{\sigma_m - \sigma_v}{2};$$

$$M_t = M_{tx} = M_{ty} = \frac{h^2}{6} \frac{\tau_m - \tau_v}{2}$$

P_m étant la valeur unitaire de la charge hydrostatique rapportée à l'axe moyen, l'équation indéfinie d'équilibre prend la forme suivante:

$$P_m = \left(-\frac{N_x}{r_0} \sin \varphi \right) + \left(\frac{1}{r_0} \frac{\partial}{\partial y} M_x \sin \varphi - \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} \right) + \left(-\frac{N_y}{r_1} \right) + \left[-\frac{1}{r_0} \frac{\partial^2}{\partial y^2} M_y \cdot r_0 + \frac{1}{r_1} \frac{\partial M_y}{\partial x} \right] + \left[\frac{1}{r_0} \frac{\partial M_r}{\partial x} \frac{\partial r_0}{\partial y} - \frac{2\partial^2 M_r}{\partial x \partial y} + \frac{1}{r_0} \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} M_r \cdot r_0 \right] \quad (13)$$

où r_0 et r_1 représentent respectivement le rayon de courbure local dans le plan horizontal et vertical, et $90^\circ - \varphi$ l'angle que N_y forme, dans le plan méridien, avec la verticale.

Dans la relation (13), les sommes de termes entre parenthèses, fonction des actions à l'intérieur préalablement obtenues, indiquent dans l'ordre:

- La résistance axiale des arcs
- La résistance flexionnelle des arcs
- La résistance axiale des consoles
- La résistance flexionnelle des consoles
- La résistance à la torsion.

Ce procédé permet ainsi de dessiner des diagrammes intéressants (voir plus loin, la fig. 14), assez avantageux quand on veut les comparer avec les résultats des méthodes théoriques de calcul.

4. Quelques résultats d'essais sur modèles de barrages

Après avoir suivi le modèle depuis ses présuppositions théoriques jusqu'à l'élaboration des résultats, l'auteur désire terminer ce bref exposé en montrant au lecteur quelques résultats conclusifs, choisis entre les dossiers relatifs à des essais auxquels il a lui-même procédé à l'I. S. M. E. S.

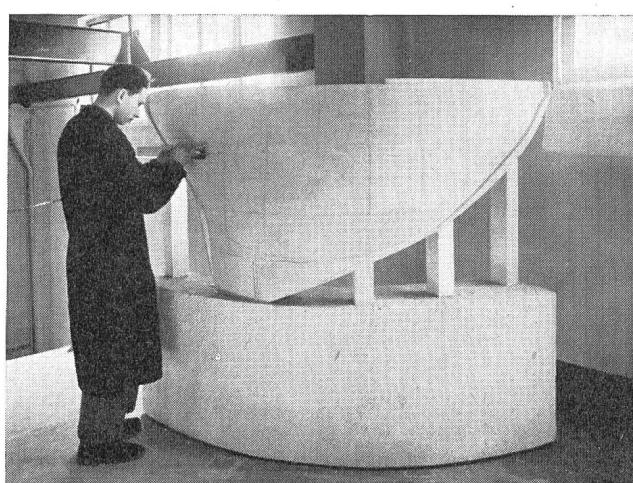
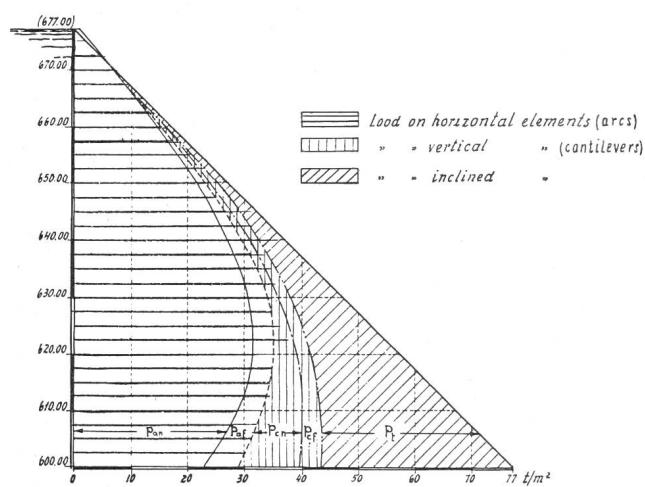


Fig. 11 Premier modèle (faux modèle) du barrage du Val Gallina



1^o Modèle du barrage-vôûte du Val Gallina (S. A. D. E.) (fig. 11).

Le prototype a une hauteur d'environ 90 m et 240 m de longueur à la crête. Le rapport d'échelle λ étant égal à 75, pour un premier modèle on a obtenu la similitude totale en l'exécutant avec un mortier de ponce et céelite, avec un rapport efficient $\zeta = 7,5$ et en prenant comme rapport entre les densités, la valeur $\varrho = 10$. Dans le deuxième modèle, furent également reproduites les caractéristiques d'élasticité de la fondation pour toute la partie qu'on estima pouvoir influencer le régime

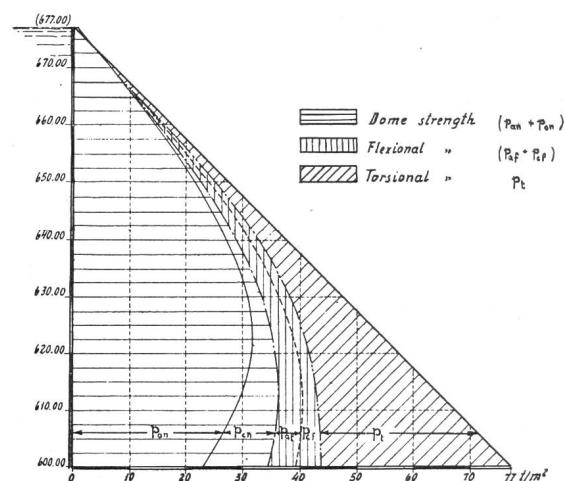


Fig. 14 Répartition de la charge hydrostatique sur le barrage du Val Gallina

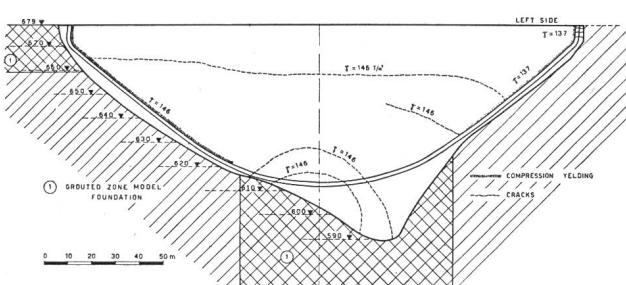


Fig. 12 Modèle du barrage du Val Gallina sur fondations de différente déformabilité, vue du parement aval après rupture

statique du barrage, en le partageant en secteurs (fig. 12), de manière à permettre le changement de la déformabilité de chaque secteur, conformément aux reliefs exécutés sur place.

La fig. 13 montre la représentation des contraintes principales relevées sur le parement aval. En particulier, il est intéressant de noter l'allure des lignes isostatiques, qui est caractéristique pour tous les barrages-vôûte à double courbure. Il diffère du tradition-

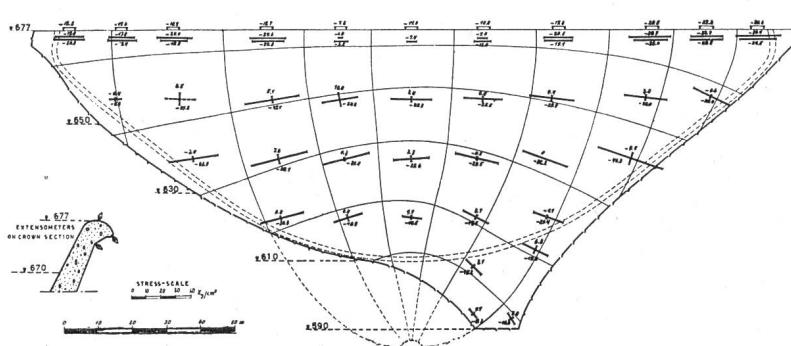


Fig. 13 Tensions principales et isostatiques sur le parement aval du barrage du Val Gallina

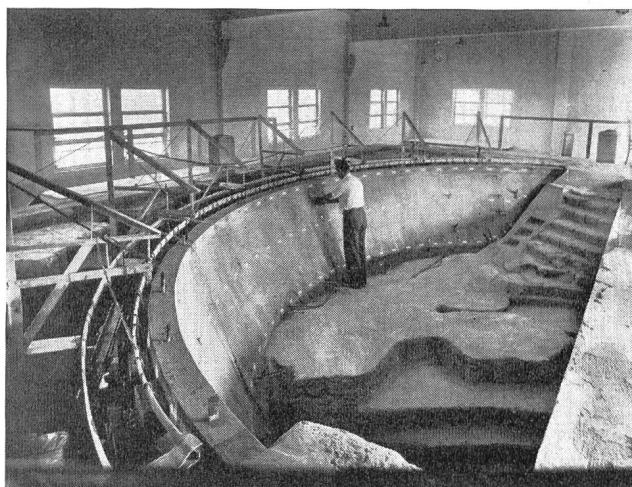


Fig. 15 Modèle du barrage arc-gravité de Pieve di Cadore

nel réseau arc-consoles et montre clairement la formation naturelle des arcs plongeants.

La fig. 14 reproduit, pour ce barrage, le diagramme

de répartition de la charge hydrostatique, dont nous avons parlé à la fin du paragraphe précédent.

2° Modèle du barrage arc-gravité du Piave à Pieve di Cadore (S. A. D. E.) (fig. 15).

Le barrage que nous avons maintenant en objet, a une hauteur moyenne d'environ 50 m, avec un maximum de 110 m, correspondant à la profonde gorge où coule le fleuve, une corde en crête d'environ 330 m et des ouvertures angulaires particulièrement grandes.

On exécuta deux modèles, tous les deux à l'échelle $\lambda = 40$ avec un mortier de ponce; pour les fondations, on détermina le dosage de manière à ce que le rapport

non-dimensionnel $\mu = \frac{E_c}{E_R}$ entre le module d'élasticité du béton du barrage et celui des fondations, soit maintenu aussi pour le modèle.

Des résultats des essais, qui eurent une valeur considérable pour la compilation du projet du barrage, nous tirons un diagramme des flèches radiales (fig. 16) et ceux de la fig. 17, relatifs aux comparaisons entre résultats expérimentaux et calculs théoriques.

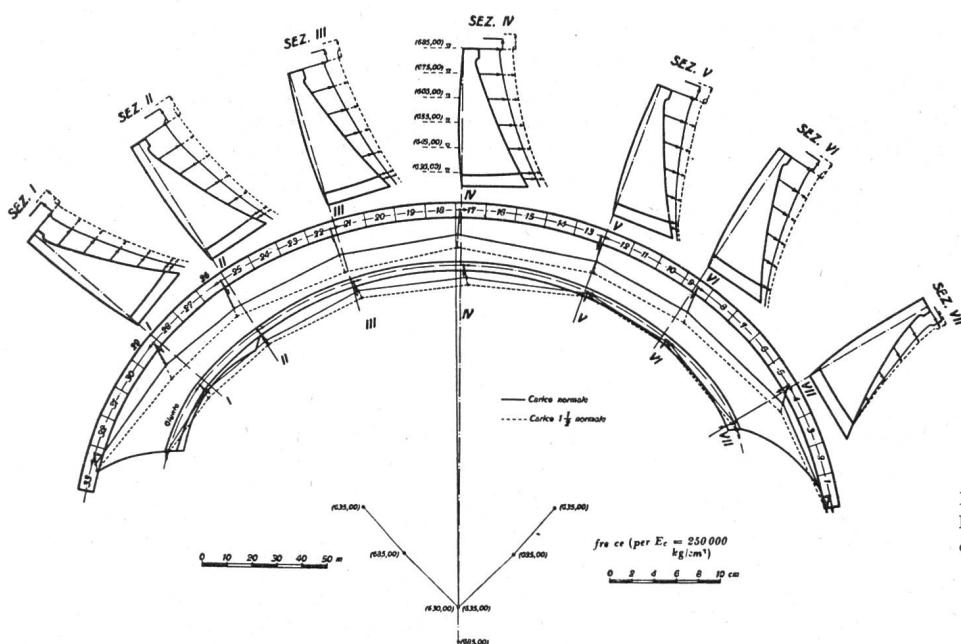
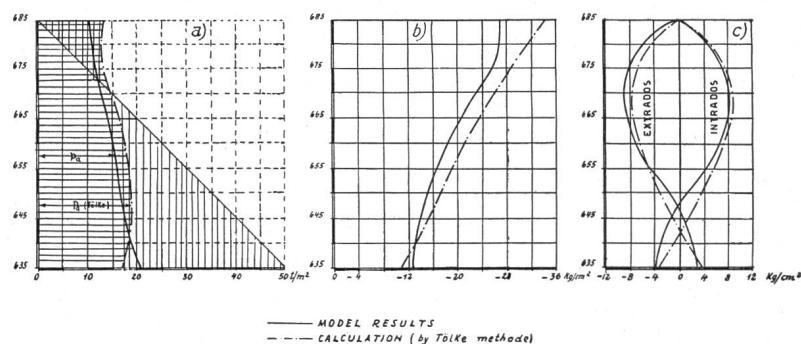


Fig. 16
Les flèches radiales mesurées sur le modèle du barrage de Pieve di Cadore

Fig. 17 Comparaison entre les résultats du modèle de Pieve di Cadore et les calculs:

- répartition de la charge hydrostatique entre arcs et consoles
- flèches radiales en clef
- contraintes en clef



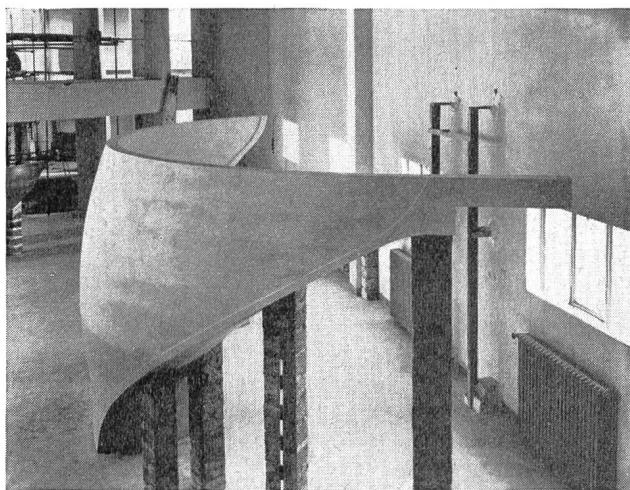


Fig. 18 Modèle préliminaire du barrage arc-gravité de Beauregard

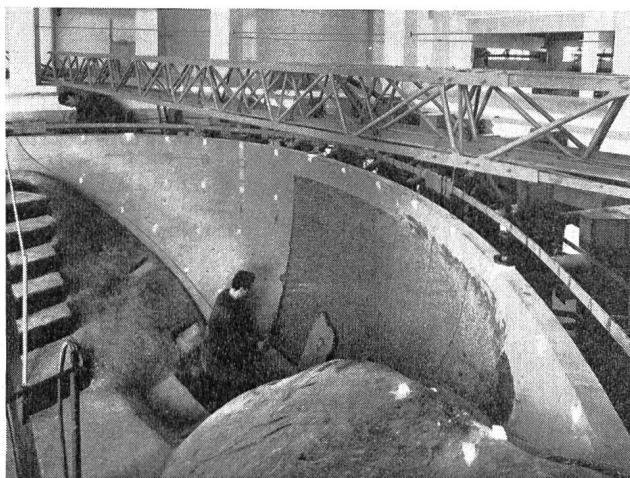


Fig. 19 Opérations de retouches sur le modèle du barrage de Beauregard

3° Modèle du barrage arc-gravité de Beauregard (S.I.P.) (fig. 18).

Ce barrage a une hauteur maximum de 135 m et une longueur à la crête de 400 m. La particularité la plus remarquable du problème est la grande dissymétrie des caractéristiques d'élasticité des fondations, les rochers sur la rive droite étant des dépôts sédimentaires de schiste cristallin très compacts, tandis que sur la rive gauche le rocher est assez altéré et mylonitisé. De plus, on avait sur le fond de la rive gauche une cavité de dépôts sédimentaires à remplir avec du béton. Toutes ces particularités sont reproduites fidèlement sur le modèle. La condition de similitude fut vérifiée, en employant pour les rapports qui s'y présentent, les valeurs suivantes: $\zeta = 4$; $\varrho = 1/12,5$; $\lambda = 50$.

D'après les résultats acquis lors des premiers cycles des essais, l'auteur estima convenable de proposer des retouches qui ont notamment amélioré le comportement statique du barrage, tout en permettant de réaliser de

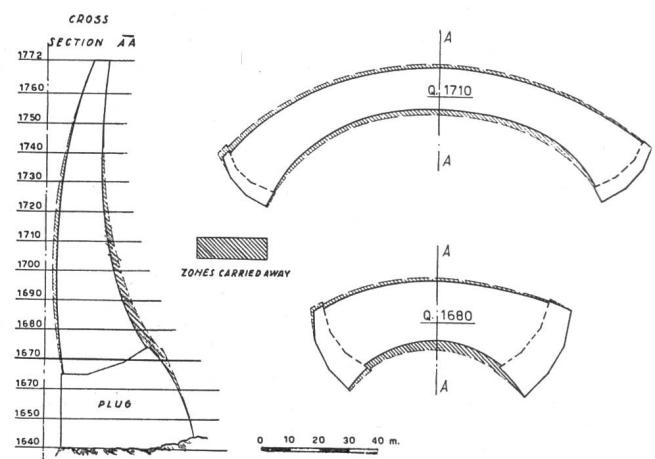


Fig. 20 Les variations apportées au modèle du barrage de Beauregard après les premiers résultats des essais

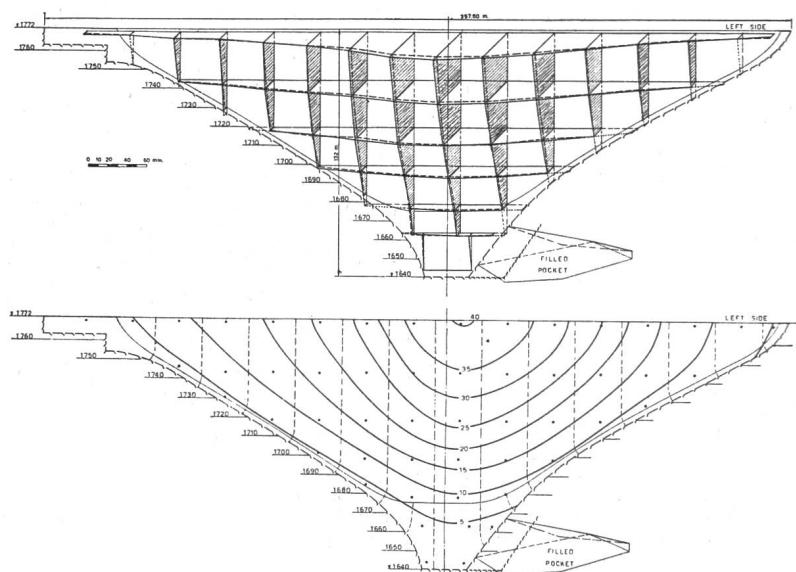


Fig. 21 Flèches radiales mesurées sur le modèle du barrage de Beauregard

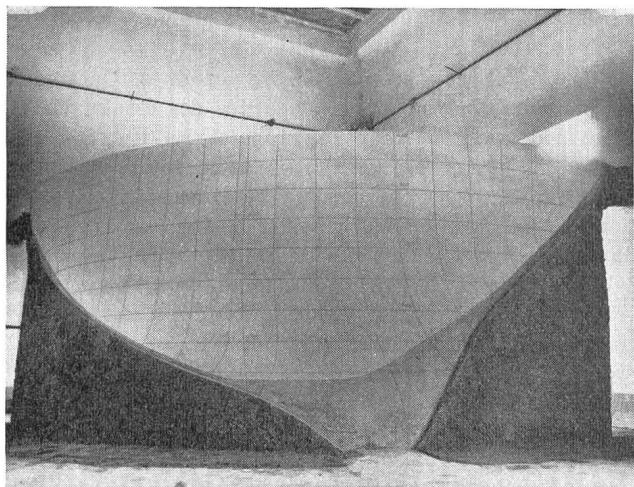


Fig. 22 Vue du modèle du barrage de Forte Buso, parement amont

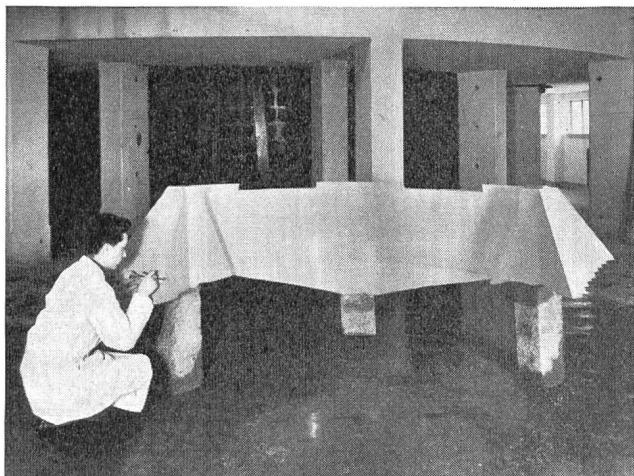


Fig. 23 Modèle préliminaire du barrage de Rio Freddo

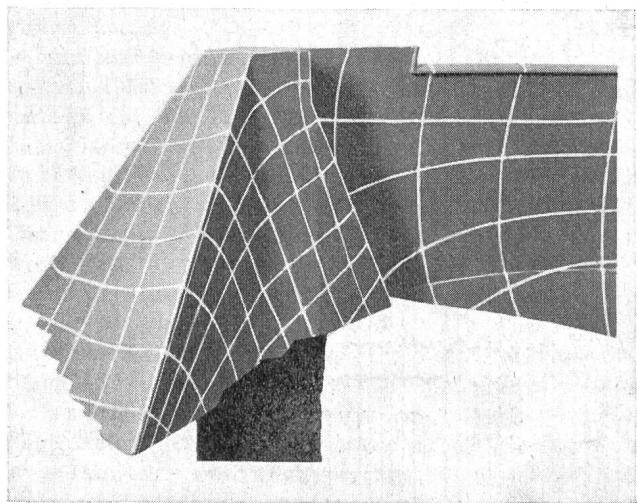


Fig. 24 Les lignes isostatiques sur la coulée droite du barrage de Rio Freddo

substantielles économies⁹, atteignant près du dixième du volume précédent. Ces retouches, prévues dans le but d'augmenter la dissymétrie de la voûte avec des courbures plus fortes et d'épaisseurs réduites sur la rive droite, furent apportées aussi sur le même modèle, qui, après cette opération de taille (fig. 19—20) fut soumis à de nouveaux essais avec des résultats très favorables. Des résultats de ces derniers essais nous rapportons la fig. 21, relative aux flèches radiales.

⁹ Cas semblable à celui du barrage-voûte de Forte Buso (fig. 22), de près de 110 m de hauteur, 330 m de longueur à la crête, très dissymétrique. Même ici, à la suite des résultats du premier modèle, furent prévues des retouches avec la suppression des matériaux dans la zone centrale de parement aval qui permirent des économies également importantes.

4° Modèle du barrage voûte de Rio Freddo (C.I.E.L.I.-Edison) (fig. 23).

Ce barrage a une hauteur maximum de 39,50 m et une longueur à la crête de 108,50 m. À chaque extrémité, la voûte s'appuie sur une coulée massive de dimensions considérables. La fig. 24 montre le détail des lignes isostatiques relatives à l'une d'elles.

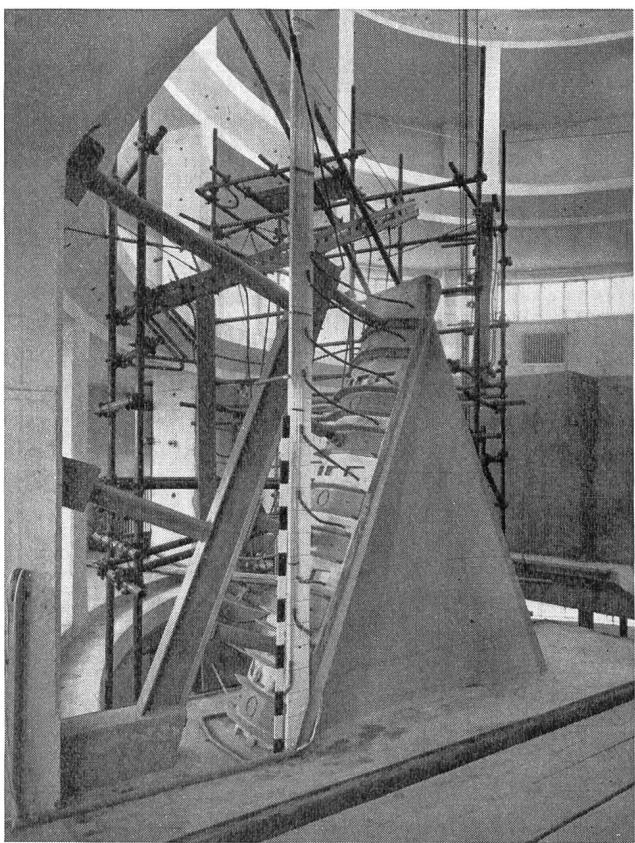


Fig. 25 Modèle du contrefort principal du barrage de Giovaretto

5° Modèle d'un contrefort du barrage-poids à contreforts de Giovaretto (Montecatini) (fig. 25).

La hauteur du contrefort étant de 90 m, le modèle en mortier de ponce ($\zeta = 4,72$) fut exécuté à l'échelle $\lambda = 40$. Ceci posé, pour obtenir pour ϱ la valeur 1 : 8,45 on décida de modeler la poussée de l'eau avec des sacs de mercure, en recourant pour le poids propre à l'appareillage usuel à ressorts et tirants. La fig. 26 montre l'allure des lignes isostatiques pour ce contrefort.

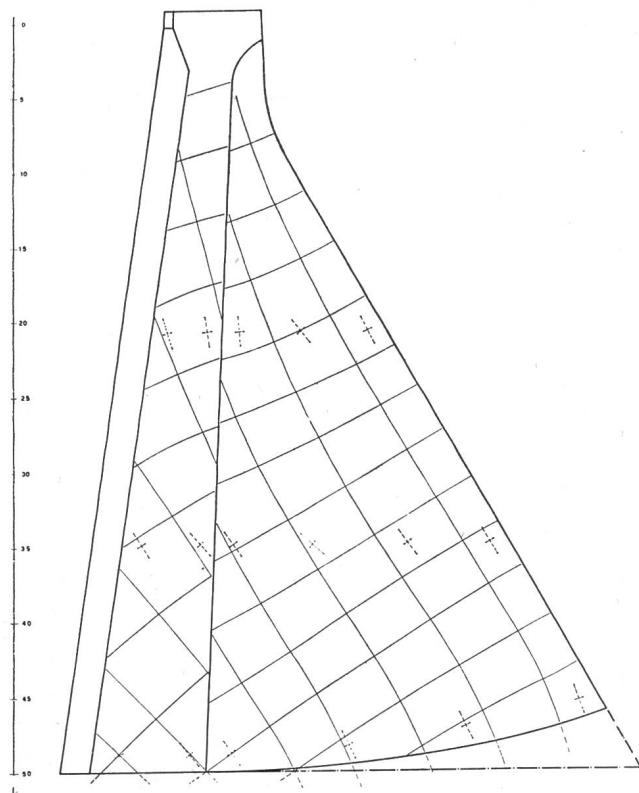


Fig. 26 Lignes isostatiques tirées des mesures du modèle de Giovaretto

6° Modèle pour les essais dynamiques du barrage-vôûte d'Ambiesta (S. A. D. E.) (fig. 27).

Ces essais ne sont pas encore terminés. On a déjà décrit les matériaux et les modalités des essais relatifs à ce modèle en b) au paragraphe 2. La fig. 28 représente l'un des enregistrements obtenus au moyen d'un oscillographe électrique, des déplacements en direction radiale pour quelques points de l'arc de crête pendant une vibration harmonique, imprimée par le pendule à la plateforme, d'ampleur maximum de 1,16 mm et de fréquence de 12 cycles/sec., ce qui, sur le barrage réel, correspond respectivement à 87 mm et 1,4 cycles/sec.

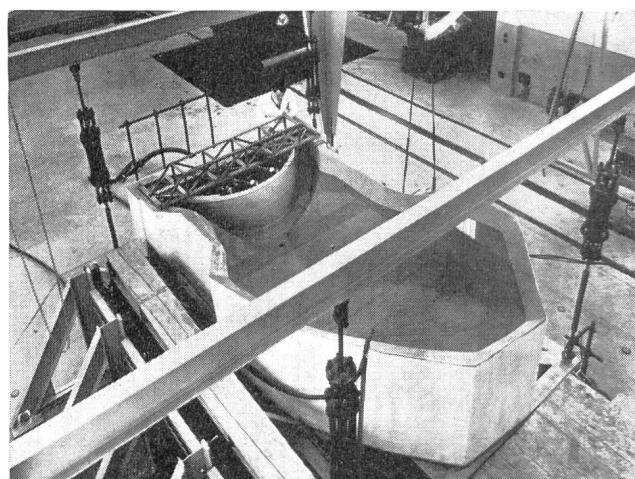


Fig. 27 Modèle pour les essais dynamiques du barrage-vôûte d'Ambiesta

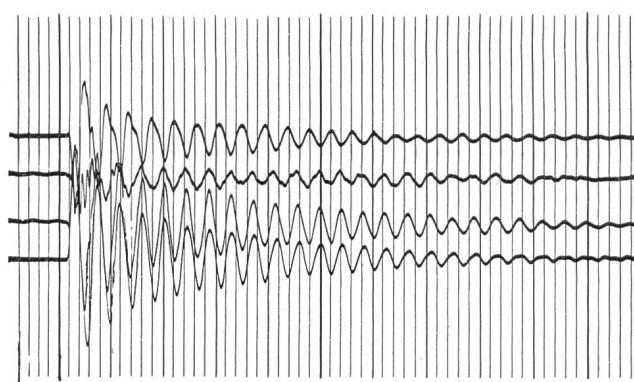


Fig. 28 Enregistrement des flèches radiales sur le modèle du barrage d'Ambiesta, soumis à des essais sismiques