

ÉTUDE
SUR
LES BARRAGES ARQUÉS

BIBLIOGRAPHIE

- BELLET: Barrages en maçonnerie et murs de réservoirs. *Publications de la Houille Blanche*.
- M. F. BONNET: Cours de barrages. Librairie d'enseignement technique. Paris 1920.
- RESAL: Formes et dimensions des grands barrages en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*, mars-avril 1919.
- Prof. MÖRSCH: Calcul des arcs de forme circulaire. *Schweiz. Bauzeitung*, 2 mai 1908.
- D^r HUGO RITTER: Calcul des barrages arqués. Lang, Karlsruhe 1913.
- P. ZIEGLER: Les barrages. Wilhelm Ernst; Berlin 1911.
- SCHÄFER: Sous-pressions dans les barrages. *Zeitschrift für Bauwesen*, 1913.
- D^r LANG: Pression hydrostatique dans les barrages massifs. Editeur «Das Wasser», Leipzig 1916.
- LINCK: Sous-pressions dans les barrages avec fondations drainées. *Zeitschrift für Bauwesen*, N^o 7 à 9, 1919,
- L. R. JØRGENSEN: L'influence des arcs dans les barrages voûtés. *The Canadian Engineer*, 20 juin 1918.
- Discussion sur les barrages arqués. *Proceeding of the American Society of Civil Engineer*, mars 1920, octobre 1921, décembre 1921.
-

ÉTUDE
SUR
LES BARRAGES
ARQUÉS

THÈSE

PRÉSENTÉE A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE ZURICH POUR L'OBTENTION DU TITRE
DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

ALFRED STUCKY

DE OBER-NEUNFORM

Rapporteur : M. le Prof. A. ROHN. — Co-rapporteur : M. le Prof. E. MEYER.



CURRICULUM VITÆ

DE

ALFRED STUCKY

Fils de Jean Stucky et de Marguerite, née Bhend, originaire de Ober-Neunform (Thurgovie) et Dägerlen (Zurich),
né le 16 mars 1892, à La Chaux-de-Fonds.

Je fis mes études moyennes au Gymnase de La Chaux-de-Fonds, où j'obtins le certificat de maturité. De 1910-1911 et 1912-1915, je suivis les cours de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich, dont j'obtins en 1915 le brevet d'ingénieur-civil. 1911-12. Chemin de fer Zweisimmen-Lenk et Correction de la Simme.

1914. Stage aux chantiers de l'Emscher, à Dortmund.

1915. Ingénieur chez M. le Professeur Narutowicz, à Zurich; voyage d'études au Portugal.

Depuis 1916. Chez M. H.-E. Gruner, ingénieur-conseil, à Bâle; actuellement chef du bureau.

Je saisis cette occasion pour remercier sincèrement MM. Gruner et Rohn de l'appui et des conseils très précieux qu'ils m'ont donnés tous deux au cours de cette étude.

Bâle, novembre 1919.

" Notes complémentaires "

- page 11: (Fig. 5) La considération des poussées tangentielles n'est pas si simple que celle des poussées normales, vu que les éléments murs sont liés les uns aux autres dans le sens tangentiel.
- page 12: (deuxième colonne, septième ligne) Le procédé employé n'est évidemment qu'un cas spécial du théorème de Mohr.
- page 13: (seconde colonne, tiers inférieur) Les déformations δ_{mx} , δ_{my} et δ_{mz} représentent ici les déplacements de A par suite des poussées, tandis que δ'_{xm} , δ'_{ym} et δ'_{zm} désignent la somme des déformations produites par X, Y et Z, dans le sens X, Y et Z.
- page 16: (a et b) On peut tenir compte des hypothèses de la Fig. 13 au moyen des deux expressions suivantes:

$$\delta_{xt} + \delta_{xt} = \beta \{ (\Delta t_m + \Delta z_m) l + \frac{2 \Delta t_m}{e} \int y_n ds \}$$

$$\text{et } \delta_{xt} + \delta_{xt} = \beta \frac{2 \Delta t_m}{e} \int ds$$

de cette seconde valeur ressort la fatigue G_z à la page 17, première colonne.

En ce qui concerne la Fig. 13 à la page 17, comparer une intéressante publication:

"Beton und Eisen" Jahrgang 1922, Heft I.

Cette question des effets thermiques à l'intérieur du mur a été étudiée durant la construction des barrages de la Jagne et d'Amsteg et actuellement à Barberine. Le résultat de ces observations sera utile à l'évaluation plus exacte des variations de température à l'intérieur d'un massif de béton.

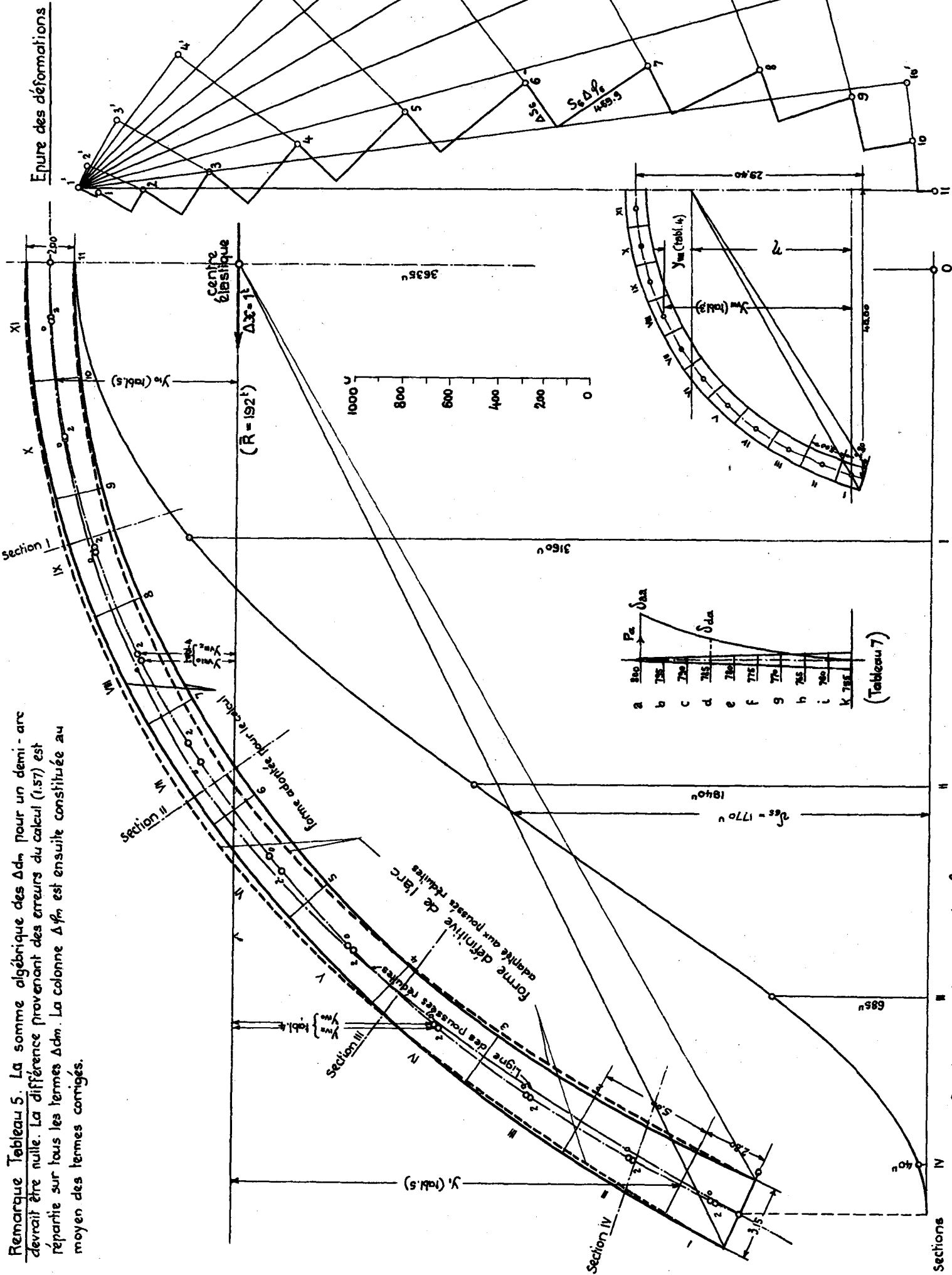
- page 23: Tableaux 3, 4 et 5. Les croquis ci-joints complètent les calculs de la déformation de l'arc 800. On y a indiqué en particulier (par des traits pointillés) la forme améliorée de cet arc après adaptation à la ligne des pressions (l'arc 790 dessiné à la page 25 n'indique pas cette adaptation)
- page 26: La répartition de la poussée des eaux sur les éléments arcs et les éléments murs n'a pas été poursuivie pour la zone d'appui des murs dans les sections I, II, III et IV, le pied du mur étant en même temps culée de voûte. En réalité le mur transmettra à sa base à peu près l'ensemble des poussées.
- page 28: (seconde colonne et page 29) Cette étude des fatigues résultant des déformations tangentielles du mur ne se rapporte qu'à un cas limite, fort défavorable. En effet il a été supposé, que la déformation des éléments murs dans le sens tangentiel résulte uniquement des efforts tranchants, alors que l'élasticité des éléments arcs contribuera également à ces déformations. Si tel n'était pas le cas, les efforts P_m du tableau 9 devraient être transmis par les éléments arcs. Cette étude suppose donc le moment d'inertie des éléments murs très grand dans le sens tangentiel.

E r r a t a :

- page 15: (première colonne) G_{int} et G_{ext} : lire \bar{R} au lieu de R: pour y_{ke} et y_{ki} voir fig. 11.
- page 22: Tableau I: Les moments d'inertie J_m se rapportent à l'épaisseur moyenne de l'élément considéré et devraient se trouver entre les lignes
- Fig. 16: lire partout m au lieu de M.
- page 23: Tableau 4, Colonne $\frac{S_m \sin^2 \varphi}{F}$ lire 1,3 $\frac{S_m \sin^2 \varphi}{F}$ Ce terme n'est plus négligeable pour les arcs plus épais. (voir page 14)
- page 25: Lire élément e: $P_m \delta_{am} = 25 \cdot 46,2 = 1155$
- tableau 7 i: " " $= 125 \cdot 1,1 = 137$
- Somme $\delta_a = 2762.$

Arc 800

Remarque Tableau 5. La somme algébrique des Δd_m pour un demi-arc devrait être nulle. La différence provenant des erreurs du calcul (1,57) est répartie sur tous les termes Δd_m . La colonne Δf_m est ensuite constituée au moyen des termes corrigés.



Courbe des déplacements δ dans le sens des sections 0 - IV

1:200

Epure des déformations

ÉTUDE

SUR

LES BARRAGES ARQUÉS

I. Généralités.

L'accumulation hydraulique est appelée à jouer un rôle essentiel dans le développement des usines hydro-électriques. La coopération des usines à basse chute avec les usines à haute chute possédant un réservoir va devenir de plus en plus intime. Il ne paraît pas sans intérêt, au moment où de nombreux projets prévoient de hauts barrages, d'étudier un des types qui trouvera certainement plusieurs applications chez nous.

Les barrages en maçonnerie comme les digues en terre, sans être nouveaux pour la Suisse sont pourtant des ouvrages dans l'exécution desquels l'étranger a eu, plus que nous, l'occasion d'acquérir de l'expérience. Le barrage de gravitation qui s'oppose à la poussée des eaux par son poids, à la façon d'un mur de soutènement, a fait l'objet de plusieurs publications depuis longtemps déjà. Le barrage appelé « arqué » est plus nouveau, tout particulièrement en Europe. Les Américains en ont construit de grands et même d'audacieux, tels le « Salmon Creek damm » dans l'Alaska et celui de Gibraltar (fig. 1). Un barrage arqué vient d'être mis en service dans le canton de Fribourg, sur la Jogne, et un autre est en construction sur la Reuss, à Amsteg.

Dans bien des cas le barrage arqué s'impose ; toute autre solution paraîtrait absurde, au point de vue statique. De plus le barrage arqué permet de réaliser une économie très notable de matériaux, économie dont la nécessité est aujourd'hui plus urgente que jamais.

Les grands barrages en maçonnerie construits jusqu'ici furent la plupart considérés pour le calcul comme « murs ». Le procédé consiste à détacher dans la région la plus élevée de l'ouvrage une lame verticale que l'on examine indépendamment des lames voisines généralement différentes. Ce calcul est assez sommaire et se borne à déterminer les fatigues produites par la poussée des eaux et le poids propre du mur. L'influence de la liaison des diverses lames verticales, l'influence de l'encastrement latéral ainsi que l'effet des variations de température ne sont en général pas examinés en détail.

Si la vallée dans laquelle le barrage est implanté est étroite, celui-ci s'appuie sur tout son pourtour, tant horizontalement que verticalement, pour autant que les

flancs de la vallée offrent un appui parfaitement rigide. Les poussées des eaux sont transmises en partie au sol des fondations par l'action du mur et en partie aux appuis latéraux par l'action des *éléments horizontaux* qui sont généralement des arcs. Les éléments « murs » et « arcs » se partagent les poussées en raison directe de leur rigidité. Dès que la gorge est très étroite par rapport à la hauteur du barrage, les arcs deviennent les éléments essentiels et sont soulagés par l'action du mur.

Inversément, si le barrage est très long, c'est surtout l'action du mur qui entre en jeu et il est alors tout indiqué d'assimiler, pour le calcul, le barrage à un mur libre et de ne considérer le soulagement par l'encastrement latéral que comme excès de sécurité, ce soulagement ne pouvant pas être très considérable.

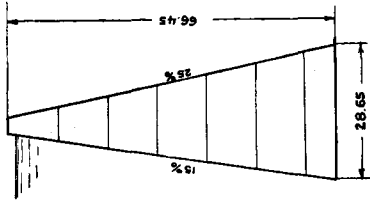
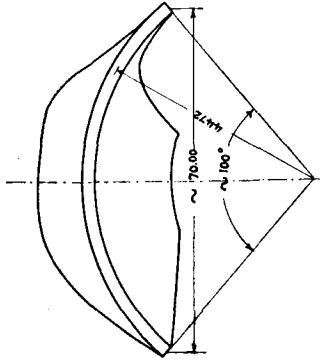
Un mur en maçonnerie rectiligne soumis à la flexion tant horizontalement que verticalement travaille beaucoup moins avantageusement qu'un arc soumis essentiellement à la compression. On est ainsi naturellement conduit à renforcer l'action des éléments horizontaux en leur donnant une forme incurvée. C'est ce qui a eu lieu effectivement pour presque tous les barrages qui sont légèrement arqués. Cette forme arquée devait également avoir pour but de rendre l'ouvrage moins sensible aux variations de température et au retrait du ciment. Mais en réalité une légère incurvation n'a pas l'effet que l'on attendait et il paraît préférable pour la construction de maintenir les barrages de gravitation rectilignes.

Un mur plan ou très légèrement incurvé est un ouvrage très rigide qui ne possède pas les qualités de souplesse d'un arc. Une variation de température de $\pm 10^{\circ}$ produit dans un mur plan encasté à ses deux extrémités, des fatigues de 24 kg/cm², compression ou extension. Un arc au contraire est soumis, du fait d'une variation de température à la flexion composée. L'effet en est d'autant moins défavorable que l'arc est plus déformable. C'est pour cette raison que les barrages rectilignes modernes sont munis de joints de contraction.

Si l'action des arcs est accessoire dans un mur long, elle devient au contraire considérable dans un barrage court. Dans le premier cas il est permis de négliger l'ac-

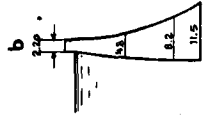
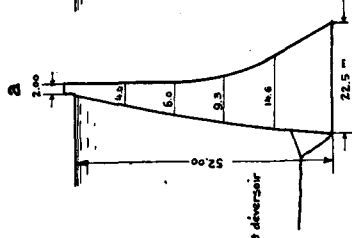
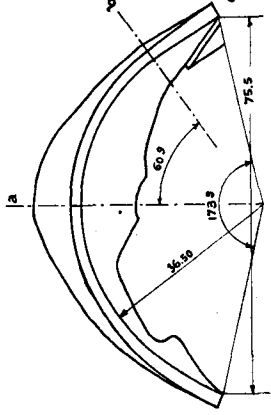
Pathfinderdam (Ludin)

1905 - 1910



Barrage de la Jogne

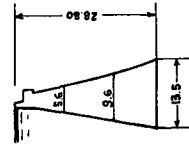
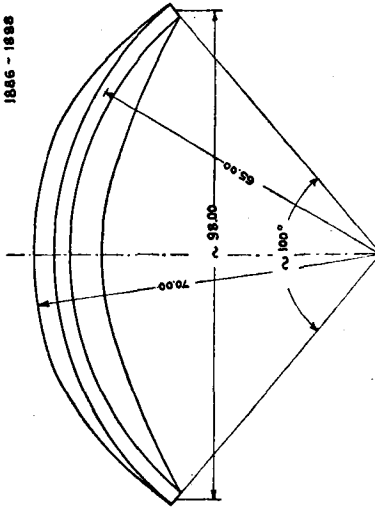
1920



Le Shoshone dam est du même type

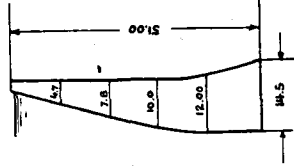
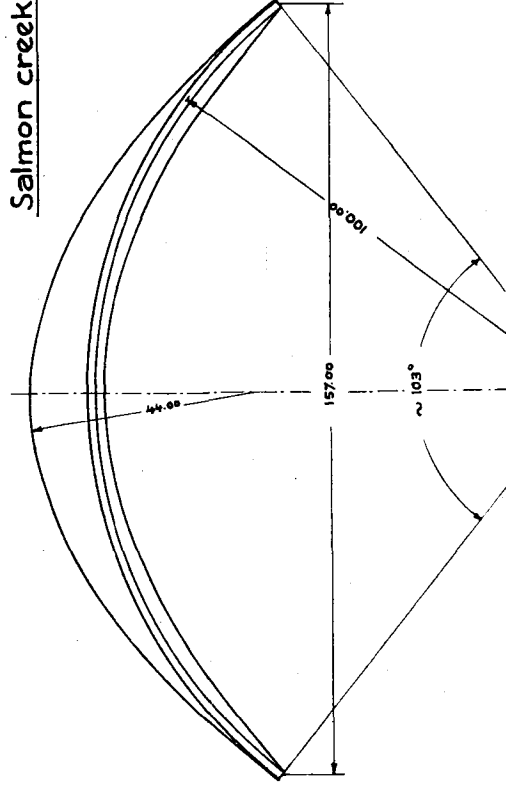
Sweetwaterdam (Ziegler)

1886 - 1888



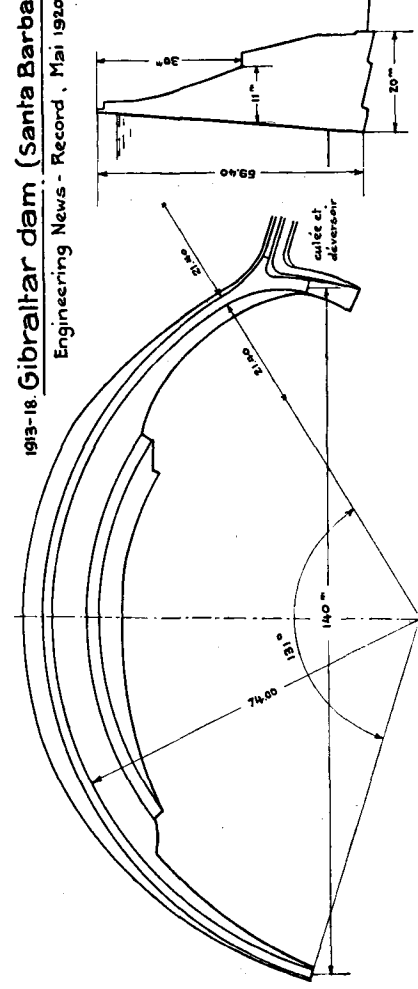
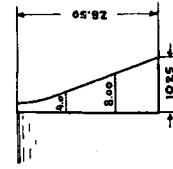
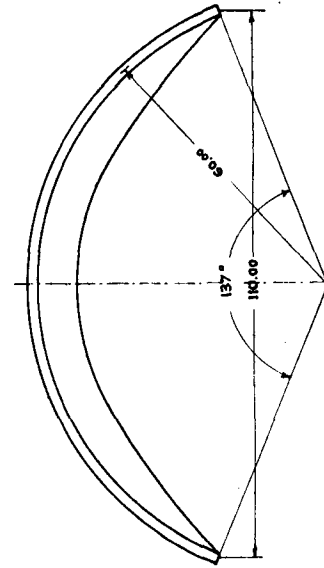
Salmon creek dam

Canadian Engineer
juin 1918



1913-18. Gibraltar dam (Santa Barbara, Cal.)

Engineering News - Record, Mai 1920.



Barossadam

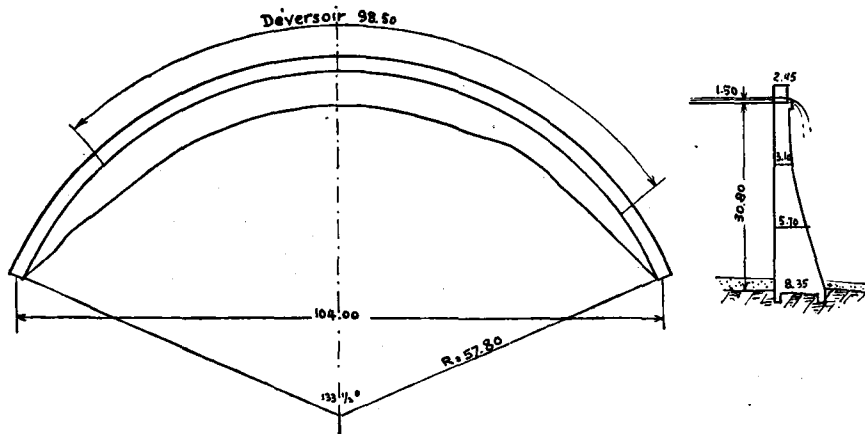
(Eng. News - Record, Sept. 1905)

1899-1903

Fig. 1. — Quelques exemples de barrages arqués de grandes dimensions. — Echelle 1 : 1500.

Thin - Arch Dam (Engineering News Record)

1919



Barrage d'Amsteg

1921

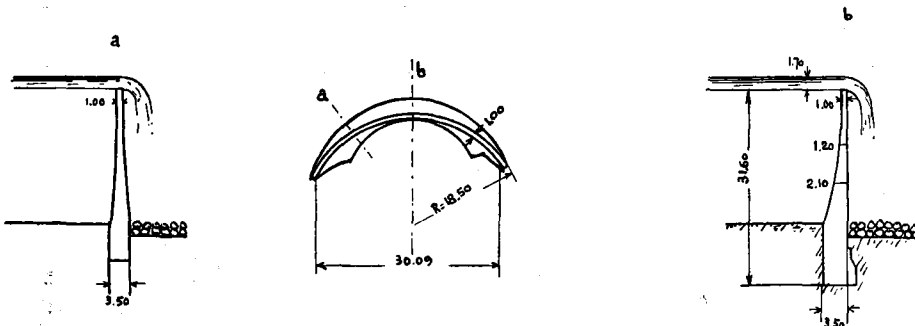


Fig. 1.

Quelques exemples de barrages arqués de grandes dimensions. — 1 : 1 200

tion des arcs parce que ceux-ci, en diminuant les poussées sur le mur ramènent la ligne des pressions de ce dernier vers l'intérieur du noyau et offrent ainsi effectivement un soulagement ¹.

Dans le second cas d'un barrage haut et court, la question est plus complexe. Le mur réduit en effet les poussées sur les arcs. Si cette réduction était constante, le long d'un même arc horizontal, la courbe des pressions de ce dernier resterait la même, les fatigues seraient réduites proportionnellement. Mais en réalité le soulagement des arcs par les sections verticales varie des appuis à la clef. La courbe des pressions peut de ce fait prendre une forme totalement différente et peut, le cas échéant, provoquer des fatigues bien plus défavorables, malgré le soulagement. Pour que celui-ci devienne effectif, il faut adapter les arcs aux poussées réduites qu'ils auront à supporter. On pourra par exemple donner à la

¹ La partie supérieure du barrage, où la poussée des eaux est nulle, n'est soumise, si on ne considère que le mur, à aucun moment de renversement. En réalité, le couronnement du mur, entraîné vers l'aval par la déformation des régions inférieures, est retenu à sa place par la rigidité de l'arc supérieur et subit de ce fait une poussée vers l'amont. Exception faite de ce point, l'action des arcs sur le mur est un soulagement.

ligne médiane la forme de la courbe funiculaire des poussées réduites.

On s'est en général contenté jusqu'ici de calculer les arcs à diverses profondeurs, indépendamment les uns des autres, pour la poussée totale des eaux. Tous les arcs avaient ainsi la forme d'arcs de cercle ¹. M. le Dr Hugo Ritter calcule également les arcs pour la poussée totale ². Il examine toutefois la déformation et les fatigues dans un plan vertical médian.

La forme en arc de cercle qui a été généralement admise n'est donc point celle qui convient le mieux dès que l'on ne considère plus le barrage formé par une série d'arcs sans liaison les uns avec les autres. Il faut, comme pour les arcs de ponts, en déterminer la forme convenable dans chaque cas particulier. Suivant la forme générale et les dimensions admises, il se pourra que les arcs doivent différer assez notablement de l'arc de cercle.

Cette forme compliquée des arcs ne satisfait certes pas le constructeur. La simplicité est une des qualités essentielles de tout ouvrage d'art. Nous verrons par la suite qu'effectivement tout écart de l'arc de cercle dû à un soulagement inégal des arcs par les murs est un défaut et présente des inconvénients. On peut se demander dès lors s'il n'est pas possible d'éviter ce défaut par une disposition appropriée du barrage.

Nous verrons au cours de ce travail si la chose est possible et comment elle est possible. Mais nous tenons à insister dès maintenant sur le fait que si l'arc de cercle est la forme idéale de barrage, on ne peut pas prétendre qu'elle convienne sans autres à toute disposition. Le travail du constructeur consiste justement à choisir les proportions et à corriger les dimensions jusqu'à ce que le soulagement par les murs soit aussi uniforme que possible. Il ne suffit donc pas de dessiner un barrage et d'en calculer ensuite les fatigues. Il faut en construire soigneusement la forme appropriée.

Si l'on a presque toujours négligé dans le calcul des barrages plans les effets d'une variation de température, ainsi que les effets du retrait du ciment, ceux-ci n'en sont pas moins très considérables. Les fatigues dues à une variation de température, telle que peut la subir un ouvrage de ces dimensions sont généralement bien plus notables que celles dues aux poussées des eaux. Ces fatigues secon-

¹ Prof. Mörsch : « Schweiz. Bauzeitung », 2 mai 1908. — Baurat Ziegler : « Beton und Eisen », 1917.

² Dr. Hugo Ritter : « Die Berechnung von Bogenförmigen Staumauern », Lang, Karlsruhe 1913

dares de température se présentent d'ailleurs aussi bien dans les sections verticales que dans les arcs horizontaux parce que le raccourcissement ou l'allongement des arcs entraîne une déformation des sections verticales. Si le calcul par les méthodes usuelles d'un barrage-plan donne des efforts de compression de 10 à 15 kg./cm² au maximum et point d'efforts d'extension, les efforts effectifs, température comprise, en sont généralement notablement supérieurs. C'était par crainte des efforts de cisaillement que la limite des fatigues a toujours été admise si basse. Le calcul complet d'un barrage en voûte ne saurait négliger ce point capital.

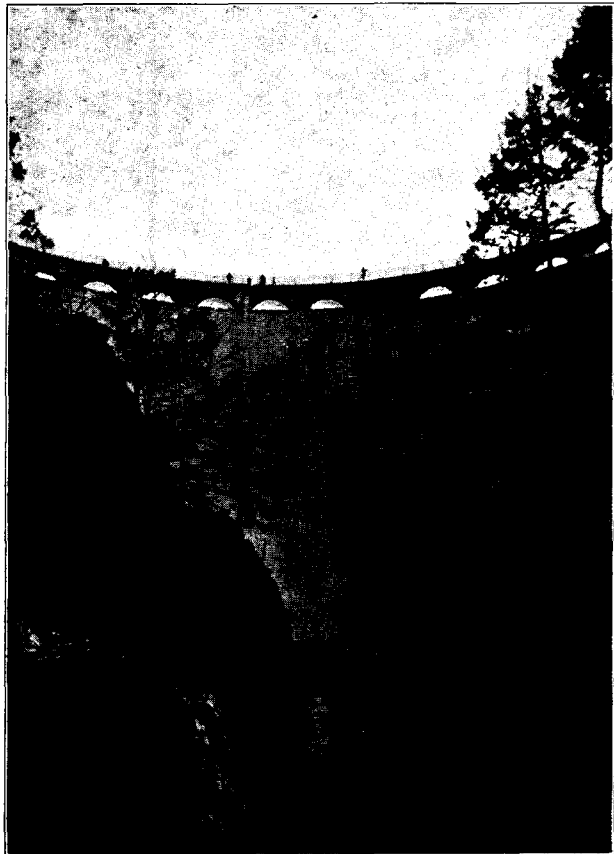


Fig. 2. — Le barrage de la Jagne

Pour le calcul des arcs nous nous servons de la théorie de l'arc élastique généralement employée aujourd'hui pour les arcs de pont. Pour le « mur » nous utiliserons ainsi qu'il est de coutume la « règle du trapèze ».

Les avis sont partagés quant aux sous-pressions. En France on exige que la compression sur les éléments horizontaux le long des parements amont soit au moins égale à la pression d'eau. En Suisse on vérifie plutôt que, même en introduisant dans les assises horizontales une poussée de bas en haut représentée par un diagramme triangulaire ayant son sommet à l'aval et dont la pression spécifique à l'extrémité amont est une fraction de la pression de l'eau, la résultante reste dans le noyau. Nous reviendrons sur cette question dans l'application du calcul.

Nous tenons encore à relever ici que quoi qu'on fasse,

les dimensions du barrage, les matériaux employés, les méthodes de construction, ne permettront jamais de réaliser les hypothèses du calcul que très grossièrement. Aussi tout calcul statique de barrage, quel qu'il soit, ne saurait fournir une valeur bien exacte des fatigues. En particulier la méthode que nous allons développer ici, basée sur les déformations élastiques n'a pas la prétention de fournir des chiffres rigoureux. Ce mémoire a surtout pour but d'examiner comment travaillent les éléments du barrage et à cet effet l'étude des déformations élastiques est un excellent moyen d'investigation.

Ce qui importera donc avant tout dans le calcul qui va suivre ce ne seront pas tant les formules plus ou moins rigoureuses et les chiffres auxquels nous serons conduits que quelques résultats généraux qui s'imposent. La méthode développée ici fut adoptée en 1918 par le bureau technique *H. E. Gruner*, à Bâle, avec la collaboration de M. le professeur *Rohn*, Zurich, pour les calculs du barrage de la Jagne, qui est sous pleine charge depuis novembre 1921. Nous donnerons les hypothèses sur lesquelles, à défaut d'autres matériaux, on s'est basé alors, ainsi que les expériences faites, avec les conclusions qui en découlent. Cette note sera suivie d'autres traitant de l'exécution et des observations de température et déformations faites à la Jagne.

II. Calcul des barrages arqués.

Exposé de la méthode.

L'étude tout à fait rigoureuse du problème conduirait à des développements mathématiques compliqués et ne saurait fournir une méthode simple et pratique. Si nous voulons arriver à un résultat utile, il faut nous en tenir à une méthode approximative. Cela est justifié aussi par le fait que soit les dimensions de l'ouvrage, soit les matériaux employés ne permettront jamais de réaliser très exactement les hypothèses du calcul.

Nous considérons une série d'arcs horizontaux de un mètre de hauteur et une série d'éléments verticaux que nous appellerons « murs » de un mètre de largeur. Nous obtenons ainsi deux systèmes qui vont se partager la poussée des eaux dans la mesure de leur rigidité. La part qui revient à chacun des deux systèmes « arcs » et « murs » se détermine au moyen des conditions d'élasticité de l'ouvrage : il faut que les déformations du système « arcs » coïncident exactement avec les déformations aux points correspondants du système « murs ». Cette condition nous donne six équations de coïncidence par point considéré.

Soit un élément d'arc de longueur ds dont nous appellerons le centre de gravité m , l'élément correspondant du mur est désigné par m' . Le mouvement de déformation d'un point m est rapporté à 3 axes de coordonnées, l'un normal, les deux autres tangents à la surface du barrage en m . L'élément m prendra après la déformation une position nouvelle définie par rapport à l'ancienne par la distance δ_m dont les trois composantes sont δ_{mn} , δ_{mt} et δ_{mo} .

Nous faisons abstraction du mouvement vertical δ_{mv} parce que nous ne considérons le barrage qu'à partir du moment où l'écrasement dû au poids propre a déjà pu s'opérer. La composante verticale du mouvement provenant de la flexion des murs est d'un ordre de grandeur

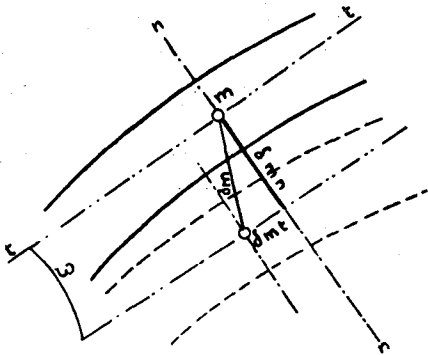


Fig. 3.

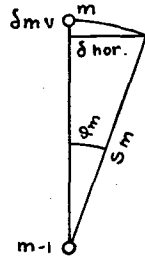


Fig. 4.

inférieur aux déplacements horizontaux. Nous l'avons négligée.

En effet, si s_m est la longueur d'un élément vertical d'un des murs soumis à la flexion, le déplacement horizontal du point m est $\delta_{hor} = s_m \cdot \sin \varphi_m$.

La composante verticale du déplacement de m est par contre :

$$\delta_{vert} = s_m \sin \varphi_m \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{2} \approx s_m 2 \sin^2 \frac{\varphi_m}{2}.$$

La nouvelle position de l'élément (fig. 3) est encore définie par le changement de direction que subit le plan tangent à la surface du barrage, par rapport aux trois axes.

Pour que l'élément m' du mur correspondant à m de l'arc se superpose exactement à ce dernier après la déformation, il faut que $\delta_{mn} = \delta_{mn'}$, $\delta_{mt} = \delta_{mt'}$ et que les trois changements de direction coïncident.

Etant données les poussées sur le parement du barrage (poussées que nous supposons normales puisque nous avons à faire à la poussée des eaux uniquement) il nous faut trouver quelle part de ces poussées agit sur les arcs et quelle part agit sur les murs pour que les déformations ci-dessus coïncident partout. En chaque point m la poussée donnée est la résultante des poussées partielles sur les deux systèmes dont nous ne connaissons pour l'instant pas même les directions (différentes de la normale) fig. 5. Si nous réussissons à trouver des relations entre les poussées partielles et les déformations correspondantes des arcs et des murs, il nous sera facile d'établir pour chaque point m six équations qui permettront de déterminer les trois composantes des poussées ainsi que trois moments de torsion.

On voit d'emblée que les relations entre les efforts et les angles de torsion seront très compliquées et que si nous voulons arriver à une méthode de calcul pratique, il faut renoncer à tenir compte de l'influence de la torsion. Il resterait ainsi trois conditions dont l'une, $\delta_{mv} = \delta'_{mv}$, est négligeable.

Soit en un point m la poussée partielle sur les arcs p_{arc} et la poussée partielle sur les murs p_{mur} . Chacun des p partiels se décompose à son tour en deux composantes normale et tangentielle dont nous pouvons examiner séparément les influences. (Fig. 5.)

A cet effet il nous faut établir des relations $f(p)$ entre les poussées normales et les déplacements δ_{mn} et δ_{mt} des arcs et les déplacements δ'_{mn} des murs d'une part et entre les poussées tangentielles et les δ_{mn} et δ_{mt} des arcs, ainsi que δ'_{mt} des murs d'autre part.

Nous obtenons ainsi pour chaque point m quatre équations :

- $$\begin{aligned} (1) \quad & f_n(p_{norm}) + f_n(p_{tang}) = f'_n(p'_{norm}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{(concordance des} \\ \text{déplacements} \\ \text{normaux } \delta_{mn}). \end{array} \right. \\ (2) \quad & f_t(p_{tang}) + f_t(p_{norm}) = f'_t(p'_{tang}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{(concordance des} \\ \text{déplacements} \\ \text{tangentiels } \delta_{mt}). \end{array} \right. \\ (3) \quad & p_{tang} = p'_{tang} \\ (4) \quad & p_{norm} + p'_{norm} = p_{total} \end{aligned}$$

Ces quatre équations qui se réduisent immédiatement à deux permettent de calculer les poussées partielles et partant les fatigues et les déformations en tous les points m . Nous donnons par la suite le moyen de calculer les relations $f(p)$ pour le cas des poussées normales au moyen des épures de déformations.

Ce calcul se simplifie beaucoup pour les poussées normales agissant sur les arcs parce que, comme nous le verrons plus loin, les poussées normales ne provoquent dans l'arc qu'une seule force hyperstatique ΔX agissant parallèlement à la corde. Dans le cas de poussées tangentielles symétriques, il faut faire intervenir les deux gran-

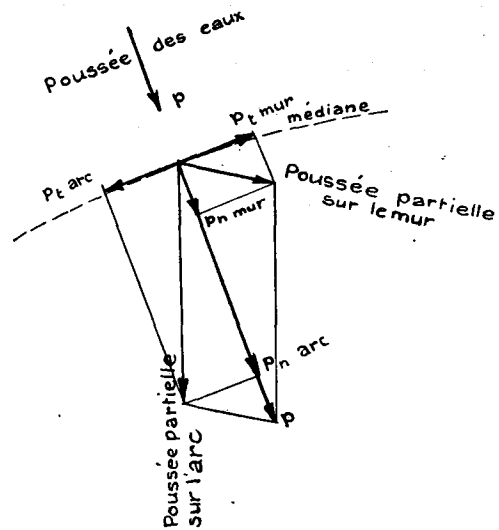


Fig. 5.

deurs hyperstatiques; le calcul est plus long mais le principe reste identique. Pour les murs, le calcul est le même dans les deux cas des poussées normales et tangentielles.

Pour arriver à une méthode de calcul pratiquement utilisable, il vaut mieux négliger également l'influence des déformations tangentielles sur la répartition des poussées. Nous verrons plus loin qu'en négligeant cette

influence on ne commet pas une erreur trop grande. Dans ce cas les deux équations (1) et (2) se réduisent à une seule : $f_n(p_{norm}) = f'_n(p'_{norm})$ pour chaque point considéré.

Dès que l'on connaît la répartition des poussées dans une série de sections verticales, on en déduit les poussées véritables sur chacun des arcs. Les polygones funiculaires de ces poussées deviennent les lignes médianes. On peut ensuite passer au calcul des fatigues ¹.

Les variations de température se manifestent dans les arcs d'une manière analogue aux poussées de l'eau. Ils entraîneront les murs dans leur déformation. Il en résultera de nouveau une répartition des poussées virtuelles dues à la température sur les deux systèmes arcs et murs.

Supposons la répartition des poussées p connue dans une section verticale : $p = p_a + p_m$. Nous pouvons décomposer les poussées p_m sur le mur en poussées concentrées P_a, P_b agissant en $a, b...$ (Fig. 6.)

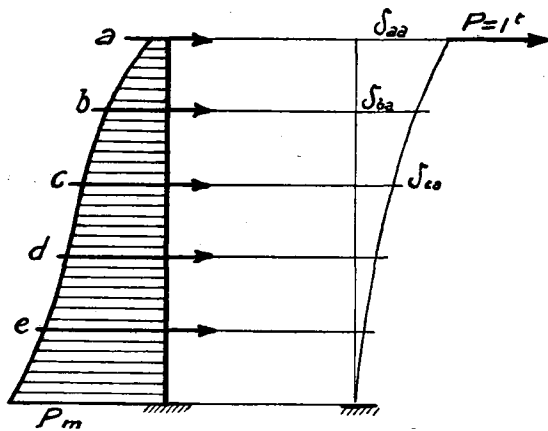


Fig. 6.

Appelons δ_{aa} le déplacement horizontal de a sous une poussée $P = 1$ en a et δ_{ab} le déplacement de a pour $P = 1$ en b .

Le diagramme des p_m étant différent pour chaque section verticale, il en résulte que p_a (poussée sur un même arc) est variable.

Soit : δ_{aR} le déplacement dans le plan de la section verticale d'un point a de l'arc sous la poussée p_a .

La concordance des déformations des murs et des arcs s'exprime par une série d'équations :

$$\begin{aligned} P_a \delta_{aa} + P_b \delta_{ab} \dots \dots &= \delta_{aR} \\ P_a \delta_{ba} + P_b \delta_{bb} \dots \dots &= \delta_{bR} \end{aligned}$$

On peut établir une série analogue pour chaque « mur ». Ces groupes d'équations ne sont pas indépendants les uns des autres. La résolution directe est trop longue, le plus simple est de résoudre pour lui seul chaque système correspondant à un mur et de faire les corrections nécessaires ensuite.

Pour étudier l'effet d'une variation de température on procède d'une manière identique avec les poussées virtuelles.

Le calcul statique proprement dit suppose donc la connaissance préalable des coefficients $\delta_{aa} \dots \delta_{bb}$ et δ_{aR} .

¹ Les modifications que l'on apporte généralement à la forme des arcs sont si petites que l'on peut renoncer à recalculer les déformations.

Les coefficients δ_{aa} ne sont autre chose que les ordonnées des lignes d'influence des déformations des murs sous l'effet des poussées horizontales. Ils peuvent être calculés par exemple au moyen du procédé qui consiste à décomposer le mur en éléments rectilignes courts dont on calcule les déformations respectives. Une épure des déformations donne les déformations de l'ensemble. Le théorème de Mohr sur la ligne élastique est plus compliqué dans l'application à cause des moments d'inertie variables.

Pour déterminer les coefficients de déformation des arcs δ_{aR} on peut employer le même procédé. Il faut remarquer que l'on ne connaît pas encore la forme définitive des arcs, forme qui dépend justement du soulagement par les murs. La ligne médiane définitive ne diffère toutefois pas notablement de la première forme admise et l'on peut très bien partir de celle-là.

La détermination des déformations d'un arc exige la connaissance de la grandeur hyperstatique ΔX . Nous donnerons plus loin le moyen de calculer ΔX ou le coefficient hyperstatique de l'arc « k » dans le cas particulier qui nous intéresse.

Le calcul général se compose de :

1. Détermination des coefficients de déformation des murs.
2. Calcul des coefficients hyperstatiques des arcs.
3. Calcul des coefficients de déformation des arcs.
4. Répartition des poussées sur les deux systèmes.
5. Calcul des fatigues.

L'exemple suivant nous permettra d'exposer le détail du calcul.

La méthode développée ici suppose que le module d'élasticité E est uniforme, même lorsque les arcs et les murs sont soumis à des efforts de traction. La théorie de l'arc élastique est d'autant plus rigoureuse que l'arc est plus déformable, mince et fortement surbaissé. Les formules donnant les fatigues et les déformations élastiques des arcs deviennent incertaines dès l'instant où ceux-ci doivent supporter de grands efforts de traction. M. Résal ¹ dans sa remarquable étude sur les barrages recommande de n'appliquer les formules générales de l'arc élastique que si le rapport de la flèche de l'arc à son épaisseur est supérieur à 3,75.

Nous aurons l'occasion plus loin d'insister sur la nécessité essentielle de donner aux arcs toute l'élasticité désirable de manière à éviter dans la mesure du possible le travail à la traction. Cette condition peut être remplie facilement pour les arcs supérieurs. A partir d'une certaine profondeur les arcs deviennent souvent trop massifs. Nous avons renoncé à chercher la valeur exacte des déformations des régions massives du barrage. Une telle étude devrait être nécessairement basée sur des conventions plus ou moins arbitraires. Elle devrait tenir compte en particulier des matériaux employés, une maçonnerie proprement dite étant plus sujette aux fissurations que le béton. Les méthodes de bétonnage

¹ « Annales des Ponts et Chaussées », mars-avril 1919.

(interruptions du travail) ne sont pas non plus sans influence sur la déformabilité. Ce sont là tout autant de facteurs qu'une théorie simple ne saurait englober. Etant donnée cette incertitude du calcul, nous avons préféré compléter les diagrammes de répartition des poussées dans les régions basses du barrage par estimation en assignant aux murs la totalité des poussées. Notons en passant qu'une modification des poussées sur le pied des murs n'a que très peu d'influence sur les déformations et partant les fatigues des régions élevées de l'ouvrage.

D'une manière générale, on peut dire que la méthode développée ici trouve surtout son application au calcul des barrages minces et fortement arqués et qui sont de ce fait soumis par la poussée des eaux presque exclusivement à des fatigues de compression. Si on voulait appliquer cette méthode à des arcs trop massifs, il serait possible de tenir compte dans une certaine mesure du fait que les régions soumises à la traction peuvent se fissurer en introduisant dans le calcul des moments d'inertie réduits.

La méthode de M. Résal citée plus haut s'appliquerait au contraire de préférence à des barrages plus massifs dont les arcs sont caractérisés par un rapport de la flèche à l'épaisseur e inférieur à 3,75. Comme M. H. Ritter, M. Résal examine les déformations dans le plan médian seul. Nous verrons par la suite que la poussée sur les arcs peut éventuellement varier considérablement et que suivant la forme irrégulière d'un profil évasé de vallée, les murs latéraux peuvent supporter une très grande part des poussées. Il est donc prudent d'examiner les déformations non seulement dans le plan médian mais dans les murs latéraux aussi.

III. Calcul des arcs.

Nous examinerons plus spécialement dans ce travail les barrages dont les proportions permettent de compter avec l'action des arcs. Puisqu'ici les éléments essentiels

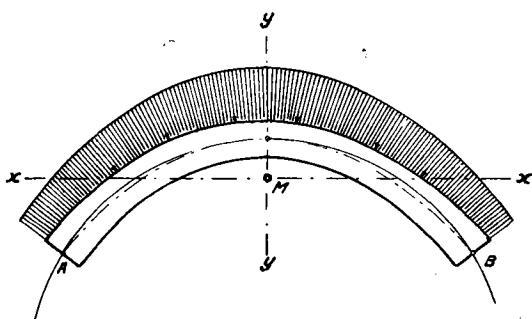


Fig. 7.

sont les arcs horizontaux, toutes les préoccupations devront tendre à donner à ceux-ci la forme et les dimensions qui leur permettront de travailler le plus avantageusement possible.

§ 1. Calcul d'un arc encastré soumis à une poussée répartie.

Nous n'allons étudier que le cas particulier d'un arc encastré à ses deux extrémités et soumis à une poussée répartie. Nous faisons les hypothèses suivantes : les pous-

sées, comme l'arc lui-même sont symétriques par rapport à un axe $y-y$, les poussées peuvent être variables ou uniformément réparties ; elles agissent normalement à l'extrados. La ligne médiane de l'arc coïncide avec le polygone funiculaire des poussées déterminé par le milieu des naissances et de la clef. L'épaisseur de l'arc peut être variable, dans ce cas elle augmente de la clef aux naissances. (Fig. 7.)

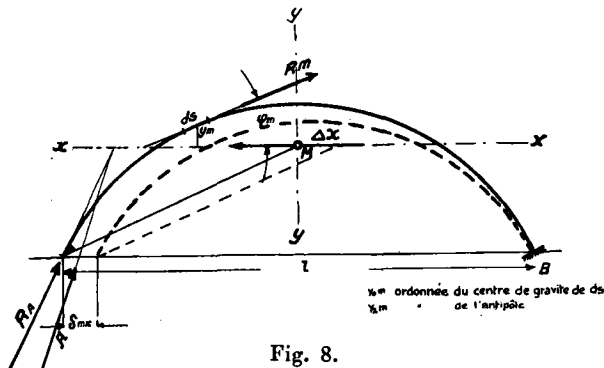


Fig. 8.

Généralement donc l'arc n'a pas la forme d'un arc de cercle. (Sauf pour le cas d'une poussée uniforme.) Si la poussée augmente des naissances à la clef, le polygone funiculaire correspondant et partant la ligne médiane auront une forme plus aiguë que l'arc de cercle. Si au contraire la poussée diminue vers la clef, l'arc prend une forme plus obtuse.

Nous n'avons pas à établir ici rigoureusement la théorie de l'arc encastré qui est suffisamment connue. Nous nous bornons à rappeler rapidement les résultats auxquels on est conduit dans le cas particulier qui nous intéresse.

L'arc encastré est généralement trois fois statiquement indéterminé. Si nous le supposons libre à l'une de ses extrémités A , il se déforme sous l'influence des poussées et A se déplace. Appelons δ_{mx} le déplacement de A suivant la direction des x , δ_{my} le déplacement suivant la direction des y et δ_{mz} la rotation de la section libre A . L'appui supposé parfaitement rigide empêche ces déplacements et cette rotation. La réaction d'appui doit par conséquent être capable de ramener l'extrémité A dans sa position initiale. Cette condition d'élasticité permet de déterminer la réaction A . Celle-ci peut se décomposer en deux forces X et Y et un moment Z qui ont pour effet de déplacer A de δ'_{xm} respectivement δ'_{ym} et de faire tourner la section de δ'_{zm} .

On sait que les expressions de X , Y , Z se simplifient si l'on choisit pour directions X et Y deux directions conjuguées principales par rapport aux valeurs $\frac{ds}{J}$ (J moment d'inertie) et pour origine le centre de gravité M des valeurs $\frac{ds}{J}$, ce point M étant supposé lié à l'extrémité A .

Nous revenons à notre cas particulier et considérons un arc de hauteur 1. La ligne médiane coïncidant avec le polygone funiculaire des poussées, chaque section ne sera soumise, du fait de ces dernières qu'à une force axiale, R_m (fig. 8). Un élément de l'arc de longueur ds et de section F

se raccourcira de $\frac{R_m}{EF} ds$. Tous ces raccourcissements élémentaires ont pour effet de déplacer l'extrémité A d'une longueur :

$$\delta_{mx} = \int_A^B \frac{R_m \cdot \cos \varphi}{E.F} ds \quad (1)$$

vers l'intérieur.

Le déplacement

$$\delta_{my} = \int_A^B \frac{R_m \cdot \sin \varphi}{E.F} ds$$

est nul par raison de symétrie.

De même $\delta_{mz} = 0$.

Il nous faut donc introduire une force additionnelle capable de ramener A à sa première position. Cette force ne peut être que parallèle à la direction $x-x$, soit à la corde de l'arc, nous l'appelons ΔX . Elle déplace A de δ_{mx} et agit au centre de gravité M des valeurs $\frac{ds}{J}$. Dans notre cas particulier ΔY et ΔZ sont donc nuls.

La véritable réaction d'appui A se compose donc de R_A et de ΔX .

Supposons en M une force $\Delta X = 1$. Elle déplace A de la grandeur δ_{xx} . La condition d'élasticité s'exprime par :

$$\begin{aligned} \Delta X \cdot \delta_{xx} &= -\delta_{mx} \\ \Delta X &= -\frac{\delta_{mx}}{\delta_{xx}} \end{aligned} \quad (2)$$

δ_{mx} est déjà connu. Il nous reste à déterminer la valeur de δ_{xx} , c'est-à-dire la grandeur dont A se déplace sous l'influence d'une force = 1 agissant au centre de gravité M parallèlement à la corde AB . Ceci nous ramène au cas général. $\Delta X = 1$ produit en chaque section une force normale $N_x = 1 \cdot \cos \varphi$ un effort tranchant $Q_x = 1 \cdot \sin \varphi$ et un moment $M_x = 1 \cdot y_{om}$. Les déformations correspondantes projetées sur les deux axes sont :

$$\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{E.F} ds \quad \text{et} \quad \int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{G.F'} ds$$

donnant l'influence des efforts normaux et tranchants.

Les moments $M_x = y_{om}$ provoquent une rotation des éléments ds . On sait que cette rotation $\frac{Mds}{J.E}$ a lieu autour de l'antipôle de la direction de la force (ici axe des xx) par rapport à l'ellipse d'élasticité de l'élément ds .

Si nous appelons y_{zm} l'ordonnée de l'antipôle, le déplacement de A dû aux rotations élémentaires s'exprime par :

$$\int_A^B \frac{y_{om} \cdot y_{zm}}{J.E} ds$$

Le déplacement total δ_{xx} est donné par la somme des trois termes obtenus et

$$\Delta X = \frac{\int_A^B \frac{R_m \cos \varphi}{E.F} ds}{\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{E.F} ds + \int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{G.F'} ds + \int_A^B \frac{y_{om} y_{zm}}{J.E} ds} \quad (3)$$

Cette formule tient compte de l'influence des trois déformations élémentaires (raccourcissements, glissements, rotations). Nous verrons dans les applications que pour les arcs de grande épaisseur, tels qu'ils se présentent dans les barrages, l'influence des efforts tranchants $\left(\int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{G.F'} ds \right)$ ne peut pas être négligée comme

c'est généralement le cas pour les arcs de ponts.

Si R_m est constant (poussée constante) ou si comme dans la plupart des cas qui nous intéressent R_m varie si peu que l'on puisse introduire une valeur moyenne \bar{R} , ΔX devient

$$\Delta X = \bar{R} \frac{\int_A^B \frac{\cos \varphi}{F} ds}{\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{F} ds + \mu \int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{F'} ds + \int \frac{y_0 y_2}{J} ds} \quad (4)$$

si l'on pose $\frac{E}{G} = \mu$.

La grandeur hyperstatique ΔX est proportionnelle à la force annulaire \bar{R}

$$\Delta X = k \cdot \bar{R}$$

Dans le cas d'un arc d'épaisseur constante (E constant) l'expression se réduit à

$$\Delta X = \bar{R} \frac{l}{\int_A^B \cos^2 \varphi ds + \mu \int_A^B \sin^2 \varphi ds + \frac{F}{J} \int_A^B y_0 y_2 ds} \quad (5)$$

si l'on pose $F' = F$.

En posant $y_{om} = y_{zm}$ (l'erreur étant d'autant plus sensible que l'angle d'ouverture de l'arc est plus faible) et en négligeant le terme provenant des efforts tranchants, on retrouve la formule donnée par M. le prof. Mörsch¹. M. H. Ritter² a, pour le cas particulier d'une poussée et d'une épaisseur de l'arc constantes, calculé les intégrales et arrive à la formule

$$\Delta X = R \cdot \frac{e^2}{C_1 r^2 + C_2 e^2}$$

où r est le rayon moyen, e l'épaisseur de l'arc C_1 et C_2 deux fonctions de l'angle d'ouverture de l'arc 2α .

Pour une discussion très rapide nous pouvons nous en tenir au cas particulier d'une poussée constante, c'est-à-dire d'un arc circulaire, d'épaisseur constante.

L'angle d'ouverture 2α définit le rapport de surbaissement de l'arc tandis que les proportions elles-mêmes peuvent être définies par le rapport $\lambda = \frac{r}{e}$ (r = rayon moyen, e = épaisseur constante).

Les deux diagrammes, fig. 9 et 10 donnent les valeurs du coefficient k en fonction de λ et 2α . On peut se rendre compte facilement que si le coefficient k doit conserver une faible valeur, c'est-à-dire pour que la courbe des

¹ Schweiz. Bauzeitung, 2 mai 1908, Berechnung kreisförmiger Gewölbe gegen Wasserdruck.

² Die Berechnung von Bogenförmigen Staumauern. Karlsruhe. Lang.

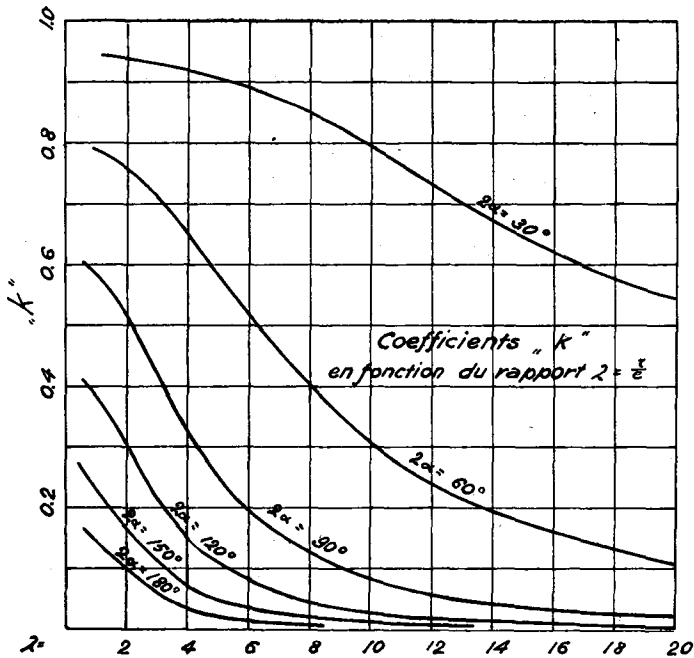


Fig. 9.

pressions s'écarte peu de la ligne médiane, il faut qu'à la fois λ et 2α soient aussi grands que possible. La progression de k devient très accélérée dès que 2α est inférieur à 80° , à 100° ou dès que λ est plus petit que 5 à 6.

Une fois k connu, on peut déterminer facilement la réaction d'appui en composant R_A et ΔX , la courbe des pressions s'en déduit alors tout simplement. Elle se trouve dans la moitié intérieure de l'arc, aux naissances, coupe la ligne médiane sur l'axe des $x.x$ pour passer dans la moitié extérieure au sommet.

Les fatigues peuvent se déterminer sans dessiner auparavant la courbe des pressions au moyen des formules

$$\sigma_{int} = \frac{R}{e} + \frac{\Delta X \cdot y_{ke}}{W}$$

$$\sigma_{ext} = \frac{R}{e} - \frac{\Delta X \cdot y_{ki}}{W}$$

L'excentricité de la courbe des pressions est la plus grande aux naissances. Il est dans ces conditions avantageux de donner à l'arc une épaisseur plus forte aux naissances qu'à la clef.

§ 2. Calcul d'un arc soumis à une variation de température.

Les prescriptions fédérales du 26 novembre 1915 pour le calcul des ouvrages en béton demandent que l'on tienne compte d'une variation de température de $\pm 15^\circ$. Cette hypothèse peut se rapprocher de la réalité pour des ouvrages de petites dimensions. A l'intérieur de grandes masses de maçonnerie, telles qu'elles se présentent dans les barrages, les variations sont loin d'atteindre ces limites.

Nous ne possédons actuellement que très peu de renseignements sur la propagation de la chaleur dans les grandes masses de maçonnerie. Des premiers essais ont été faits au barrage de Boontom (Amérique du Nord¹), Plus récemment des observations ont été entreprises au viaduc de Langwies².

Les mesures faites à Boontom sont sujettes à caution, celles du viaduc de Langwies ont été faites sur des masses de béton relativement faibles. Bien que n'étant pas encore définitifs, ces résultats permettent de tirer des conclusions intéressantes pour les grands barrages³.

On a pu constater tout d'abord que les variations de température sont considérablement atténuées à l'intérieur de la maçonnerie; les variations journalières ne sont sensibles qu'à une très petite profondeur. La température du corps même de l'ouvrage est en retard de un jusqu'à deux mois sur la température ambiante.

Un abaissement de température en raccourcissant les arcs se manifeste comme la poussée des eaux, tandis qu'une élévation de température la compense en partie. C'est donc une chute de température qui nous intéresse spécialement.

On en est réduit à faire des hypothèses sur la température pour chaque cas particulier. Pour le barrage sur la Jogne nous avons fait les hypothèses suivantes, basées sur les observations citées plus haut (fig. 12).

Au commencement de l'hiver, le lac est encore plein, la température s'est considérablement abaissée. Plus tard, la température baisse encore et conserve une moyenne de -12° pendant une semaine au moins; le lac s'est vidé... — Vers la fin de l'hiver, le lac a pu se remplir à nouveau, la température extérieure s'est adoucie, mais le corps du barrage est resté assez froid.

¹ Ziegler : *Der Talsperrenbau*. 2^e éd. Berlin, Ernst.

² Schürch : *Versuche beim Bau des Langwieser Viaduktes*.

³ Des mesures de température ont été entreprises au barrage de Montsalvens (Jogne) par MM. les prof. Joye et Christen. Elles font l'objet d'une note qui paraîtra dans le *Bulletin technique*.

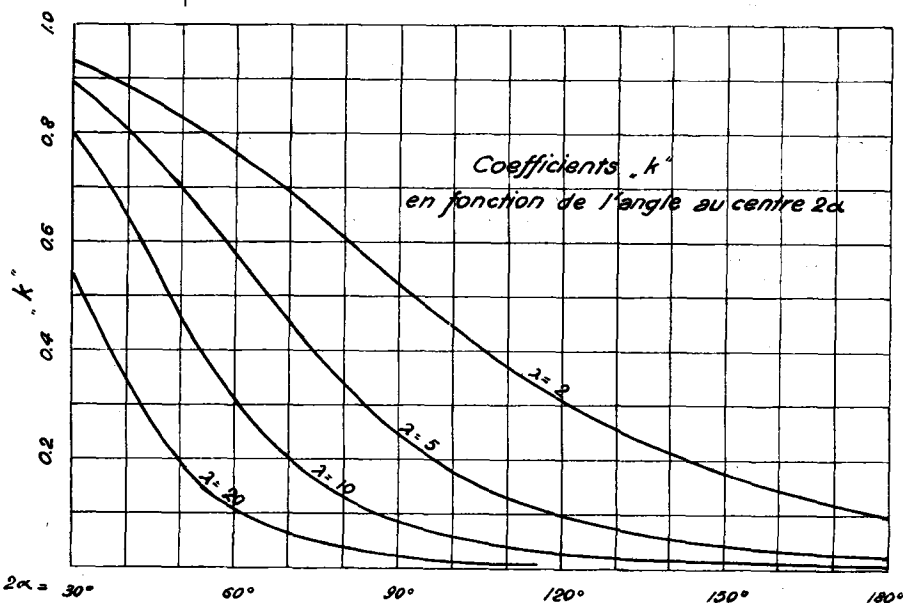


Fig. 10.

Les deux cas III et IV nous intéressent spécialement.

III. *Lac vide*. Température ambiante la plus basse, mais égale des deux côtés du barrage. Il y a symétrie. La contraction est uniforme dans un même arc.

IV. *Lac plein*. La température de l'eau est supérieure à celle de l'air. La symétrie est rompue et il se peut que cet état soit plus défavorable que le précédent bien que la température générale soit moins basse.

a) *Température égale des deux côtés de l'arc.*

La grandeur hyperstatique ΔX_t s'exprime d'une manière analogue au cas de l'arc soumis à la poussée des eaux

$$\Delta X_t = - \frac{\delta_{xt}}{\delta_{xx}}$$

δ_{xx} conserve exactement la même valeur que précédemment.

δ_{xt} est le déplacement du point A dû à la variation de température t .

$\delta_{xt} = \beta t.l$. (β étant le coefficient de dilatation du béton).

Le déplacement δ_{xt} peut être assimilé à celui qui serait produit par une force annulaire virtuelle de la grandeur:

$$R_t = \frac{\beta l t}{k \delta_{xx}}$$

En effet R_t produit un déplacement δ_{xt} du point A

$$\delta_{xt} = \int_A^B \frac{\beta l t}{k \delta_{xx}} \frac{\cos \varphi}{E.F} ds$$

or
$$k \delta_{xx} = \int_A^B \frac{\cos \varphi}{E.F} ds$$

d'où il résulte bien

$$\delta_{xt} = \beta l t$$

Dans le cas d'arcs d'épaisseur constante, la valeur de R_t se réduit à $R_t = t.E.F.\beta$. La grandeur hyperstatique prend de nouveau la même valeur $\Delta X_t = k.R_t$.

Une chute de température uniforme provoquera ainsi dans l'arc un travail

$$\sigma = \pm \frac{\Delta X_t \cdot y_k}{W} \quad (\text{voir fig. 11}).$$

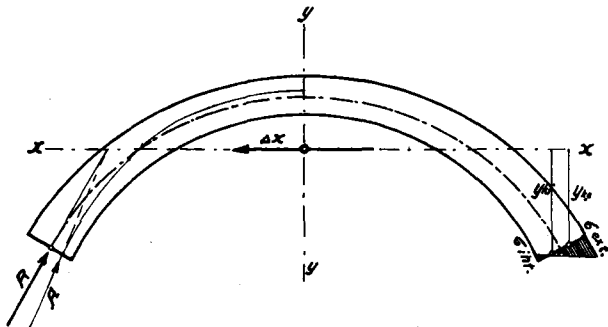


Fig. 11.

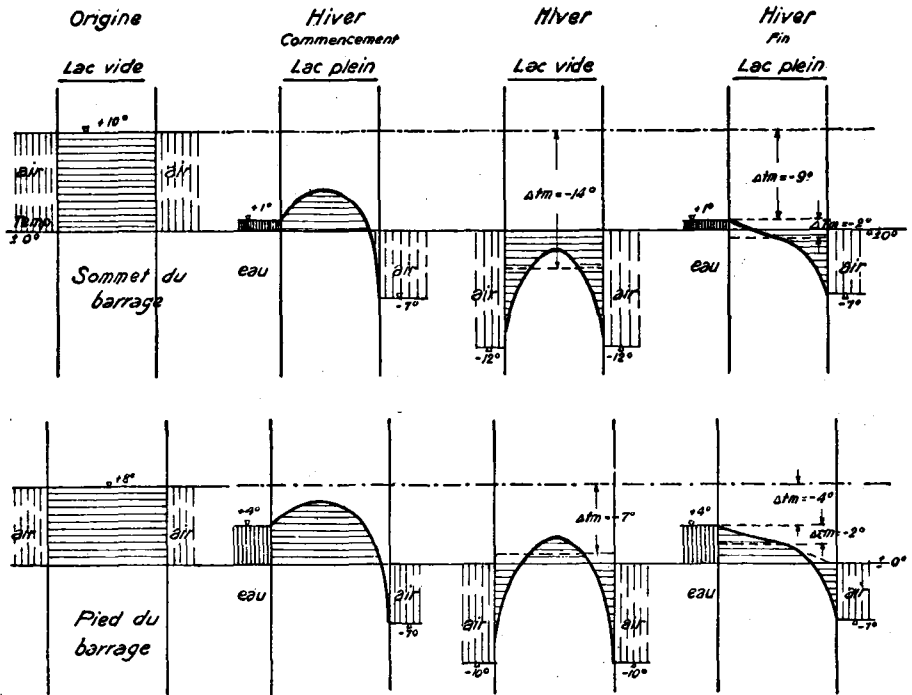


Fig. 12. — Hypothèses sur les variations de température.

b) *Température différente des deux côtés de l'arc.*

La chute de température n'étant pas uniforme, les fibres se raccourcissent différemment à l'extrados et à l'intrados. La force virtuelle R_t n'est ainsi plus axiale (fig. 13).

Un tel diagramme de raccourcissement des fibres est en contradiction avec l'hypothèse de Navier: Le raccourcissement (ou l'allongement) assez considérable des fibres extérieures produira un travail secondaire de cisaillement parallèlement aux fibres.

Ce diagramme peut être remplacé, si l'on fait abstraction des régions extérieures, c'est-à-dire l'écorce sensible aux variations journalières par un trapèze moyen. Ce trapèze peut à son tour être décomposé en un rectangle de hauteur Δt_m correspondant à un $R_{\Delta t_m} = \frac{l \Delta t_m \beta}{k \delta_{xx}}$ et un triangle de hauteur $2\Delta t_m$ correspondant à un $R_{\Delta t_m}$ agissant au noyau intérieur.

Cette seconde force excentrique se remplace elle-même par $R_{\Delta t_m}$ axial et un moment $M_{\Delta t_m} = R_{\Delta t_m} \frac{e}{6}$. Il nous reste à examiner l'influence de cette excentricité sur la grandeur hyperstatique.

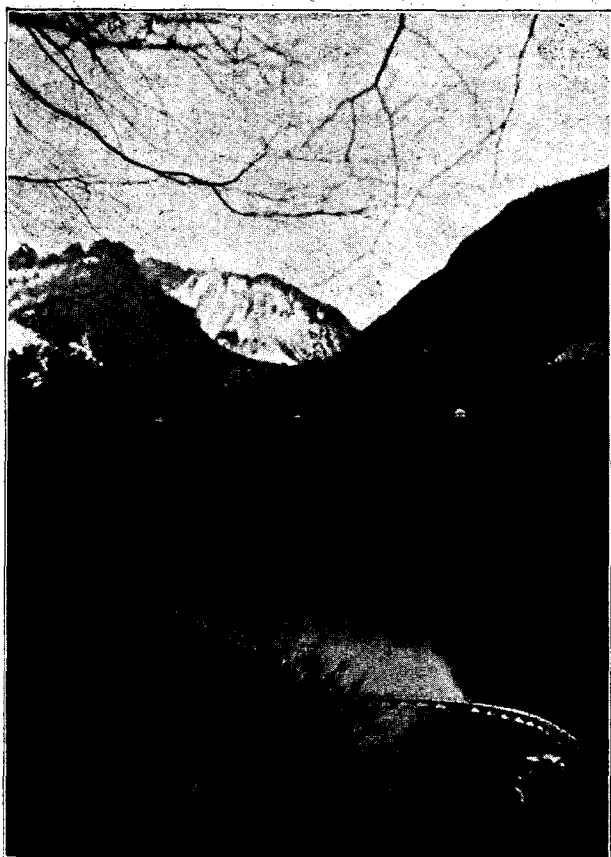
Nous repartons de la formule fondamentale

$$\Delta X_\tau = - \frac{\delta_{xt}}{\delta_{xx}}$$

où
$$\delta_{xt} = \beta \int \cos \varphi \Delta t_m ds + \int \frac{M_{\Delta t_m}}{J.E} y_m \cdot ds$$

Si e est constant, le deuxième terme est nul puisque la somme $\int y_m ds$ elle-même est nulle¹.

¹ Si e est variable le second terme est différent de 0 mais néanmoins suffisamment petit par rapport au premier pour qu'il puisse être négligé. Nous avons calculé le rapport des deux termes pour plusieurs cas précis. Le rapport du deuxième terme au premier n'est que de 1 à 2 %.



Accumulation de la Jogne. — Le lac de Montsalvens.

$\delta_{x\tau}$ se réduit donc à $\beta \Delta\tau_m l$ exactement comme dans le cas d'une variation de température uniforme. Il en résulte que dans ce second cas

$$\Delta X_t = k(R_{\Delta t_m} + R_{\Delta\tau_m}).$$

Les fatigues se composent de l'influence

1. de ΔX_t $\sigma_1 = \pm \frac{\Delta X_t y_k}{W}.$

2. de l'excentricité $\sigma_2 = \pm \frac{R_{\Delta\tau_m} \cdot \frac{e}{6}}{W} = E \cdot \beta \cdot \Delta\tau_m$

dans notre cas, d'une chute de température plus grande à l'intrados σ_2 est négatif (compression) à l'extrados et positif à l'intrados.

§ 3. La forme des arcs.

Si la grandeur hyperstatique ΔX était nulle, l'arc serait soumis à une compression uniforme $\sigma = \frac{P \cdot r}{e}$. Cette formule a été employée dans plusieurs cas en Amérique. Ce serait certes la répartition la plus avantageuse des efforts. En réalité la grandeur ΔX vient troubler cette uniformité surtout aux naissances et à la clef. La résultante agissant sur une section donnée s'écarte d'autant plus de la médiane que ΔX est plus grand. Il faudra par conséquent tendre en fixant la forme du barrage à ce que λ et 2α soient aussi grands que possible.

¹ Cette formule $\sigma = \frac{P \cdot r_{ext}}{e}$ n'est d'ailleurs rigoureuse que pour une épaisseur infiniment mince, par exemple voir : Föppl : « Technische Mechanik. Tome III : Dickwandige Röhren. »

Les angles au centre des arcs et la courbure dépendent en grande partie de la configuration topographique et géologique de l'emplacement.

Les premiers grands barrages américains sont formés d'arcs circulaires de rayon constant (Shoshone, Pathfinder). Il en résulte que les arcs inférieurs dont l'angle au centre est très petit travaillent très défavorablement. Plus récemment les Américains introduisirent un type nouveau « constant angle arch type » où l'angle au centre reste constant, tandis que le rayon diminue de haut en bas. Cette forme offre d'après ce qui précède un réel avantage sur la première. Il n'y a toutefois aucun intérêt à ce que l'angle reste constant. Nous dirons plutôt que l'angle doit être aussi grand que possible, et nous aurons ainsi toute latitude pour exploiter tous les avantages de la configuration de l'emplacement.

S'il s'agit d'un barrage formé d'une série de voûtes venant s'appuyer sur les piles, la portée des arcs reste constante, on pourrait par conséquent conserver la même courbure de haut en bas. Il sera peut-être possible d'augmenter légèrement la courbure des arcs inférieurs pour compenser en partie le manque d'élasticité qui résulte de leur épaisseur trop forte.

Le rapport $\lambda = \frac{r}{e}$ devant être aussi grand que possible et le rayon r étant déjà plus ou moins donné, il faut que e soit très petit, c'est-à-dire aussi petit que la limite des fatigues à la compression le permettra. On peut déterminer approximativement l'épaisseur de quelques-uns des arcs au moyen de la relation $e = \frac{\text{profondeur} \times r \cdot \text{ext.}}{\sigma \text{ compr.}}$

en prenant pour σ : 14 kg/cm² ou 12 kg/cm² suivant que les arcs sont plus ou moins élastiques.

Nous n'avons jusqu'ici considéré que les arcs. Or nous avons vu que l'action du mur pouvait, le cas échéant, être tout aussi importante que celle des arcs. Il nous faut donc envisager également cette action du mur si nous voulons donner au barrage une forme convenable.

Les murs offrent une résistance d'autant plus faible que l'on s'écarte davantage de leur pied. Au pied même le mur est supposé indéformable puisque rigidement encasté dans le roc des fondations. Les arcs eux-mêmes sont également indéformables à leurs naissances, tandis que les sommets peuvent se déplacer plus ou moins facilement.

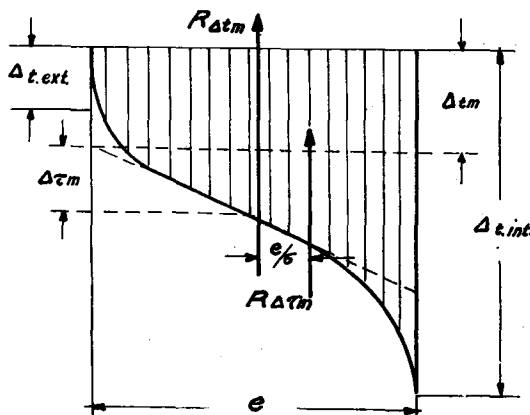


Fig. 13.

Considérons maintenant la série des arcs superposés : les arcs supérieurs, minces et de grande portée sont plus déformables que les arcs inférieurs, courts et plus épais. Ici de nouveau la résistance aux déformations diminue avec la profondeur, mais dans une mesure beaucoup plus faible que ce n'est le cas pour les murs. Il en résulte donc que dans les régions inférieures du barrage, l'action des « murs » est prépondérante. Elle diminue dès que l'on s'élève et dans les régions supérieures les arcs deviennent les éléments essentiels. La région centrale des arcs supérieurs du barrage devra être aussi faible que possible pour donner à l'ensemble de l'ouvrage une grande élas-

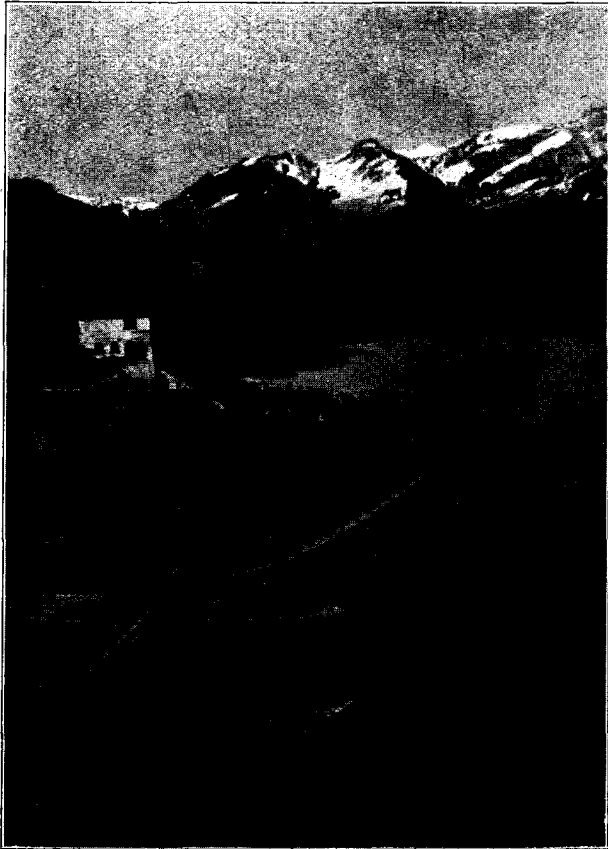


Fig. 14. — Le barrage de la Jagne.

ticité tandis que le pied du barrage et les naissances des arcs seront renforcés afin d'obtenir un bon encastrement.

Il ne faudra naturellement pas perdre de vue la forme du mur qui n'ose pas présenter de changements trop brusques. La forme convenable du barrage résultera de la conciliation de ces deux exigences.

Les observations qui précèdent permettent maintenant de dessiner la forme fondamentale du barrage, celle qui servira de base au calcul statique. On pourra par exemple dessiner sur un plan avec courbes de niveau une série d'arcs superposés à un écartement convenable dont l'épaisseur est déterminée d'après la formule grossière citée plus haut. Une fois la forme fondamentale du barrage fixée, on peut passer au calcul statique qui permettra de déterminer les corrections qu'il y aura lieu d'apporter à la forme fondamentale. Cette question fait l'objet du chapitre suivant.

IV. Application au calcul du barrage de la Jagne (Gruyère).

Les *Entreprises Electriques fribourgeoises* ont fait bâtir de 1918-1921, sous la direction de M. H.-E. Gruner, ingénieur-conseil à Bâle, une usine hydro-électrique avec bassin d'accumulation¹. Les eaux de la Jagne sont refoulées par un barrage d'une cinquantaine de mètres de hauteur, fermant la gorge très étroite de la Russille (Fig. 14).

La disposition du barrage est donnée par la planche pages 20-21. L'aile gauche vient s'appuyer contre une grande culée. Celle-ci a été nécessitée par la pente assez faible du terrain dans cette région, elle raccourcit ainsi les arcs supérieurs. Elle a également permis de disposer un déversoir dans le prolongement du barrage. La culée est dimensionnée de manière à ne permettre aucun mouvement des appuis des arcs. Dans ces conditions elle ne joue aucun rôle pour le calcul statique des arcs. Le barrage a été arrêté, pour le calcul statique à la cote 755, soit 45 m. de hauteur, bien que les fondations se trouvent à environ 748. Cette région inférieure du barrage plus longue que large, totalement encastrée, peut être considérée comme un socle absolument rigide.

A partir d'une certaine profondeur l'action du mur devient prédominante, c'est pour cette raison que le pied du barrage augmente d'épaisseur. La forme du barrage est donnée dans les figures 15 et 15^a. Les arcs augmentent d'épaisseur de la clef aux naissances, surtout à partir des reins. L'épaisseur aux appuis est d'environ 50 % plus forte qu'à la clef. Le couronnement se trouve à la cote d'altitude 800.

Nous considérons 4 arcs distants de 10 m. soit aux cotes 800, 790, 780 et 770 et 9 sections verticales, dont la section médiane et 8 sections symétriques, deux à deux, convenablement choisies I, II, III et IV.

L'arc ou le mur sont supposés formés d'éléments rectilignes, courts. Nous calculons avec une valeur moyenne du moment d'inertie I et de la section F . Fig. 16.

Si nous appelons M_m , Q_m , N_m — les moments, efforts tranchants, efforts normaux — les déformations élémentaires sont exprimées, par exemple, par les équations.

Variation de longueur

$$\Delta s_m = \frac{N_m}{E \cdot F_m} s_m.$$

Variation de l'angle

$$\Delta d_m = \frac{A}{6EI_m} s_m + \frac{B}{6EI_m} s_{m+1} + \frac{C}{F'_m G} \frac{D}{F'_{m+1} G}$$

F'_m est la section agissant au cisaillement que nous supposons égale à F_m . (évent. $\frac{5}{6} F_m$)

Nous nous en tiendrons dans tous les calculs aux unités suivantes : Tonnes et mètres, sauf pour les fatigues kg/cm^2 . Nous poserons pour les deux modules E et G : 2, respectivement $\frac{10}{13}$ au lieu de $2\,000\,000 \text{ t/m}^2$ et $\frac{5}{13} E,^2$

¹ *Bulletin technique*, 1918, p. 165.

² La valeur de E n'importe que pour la grandeur des déformations, l'essentiel est que E soit à peu près le même pour les murs et les arcs, qui sont soumis à une flexion analogue.

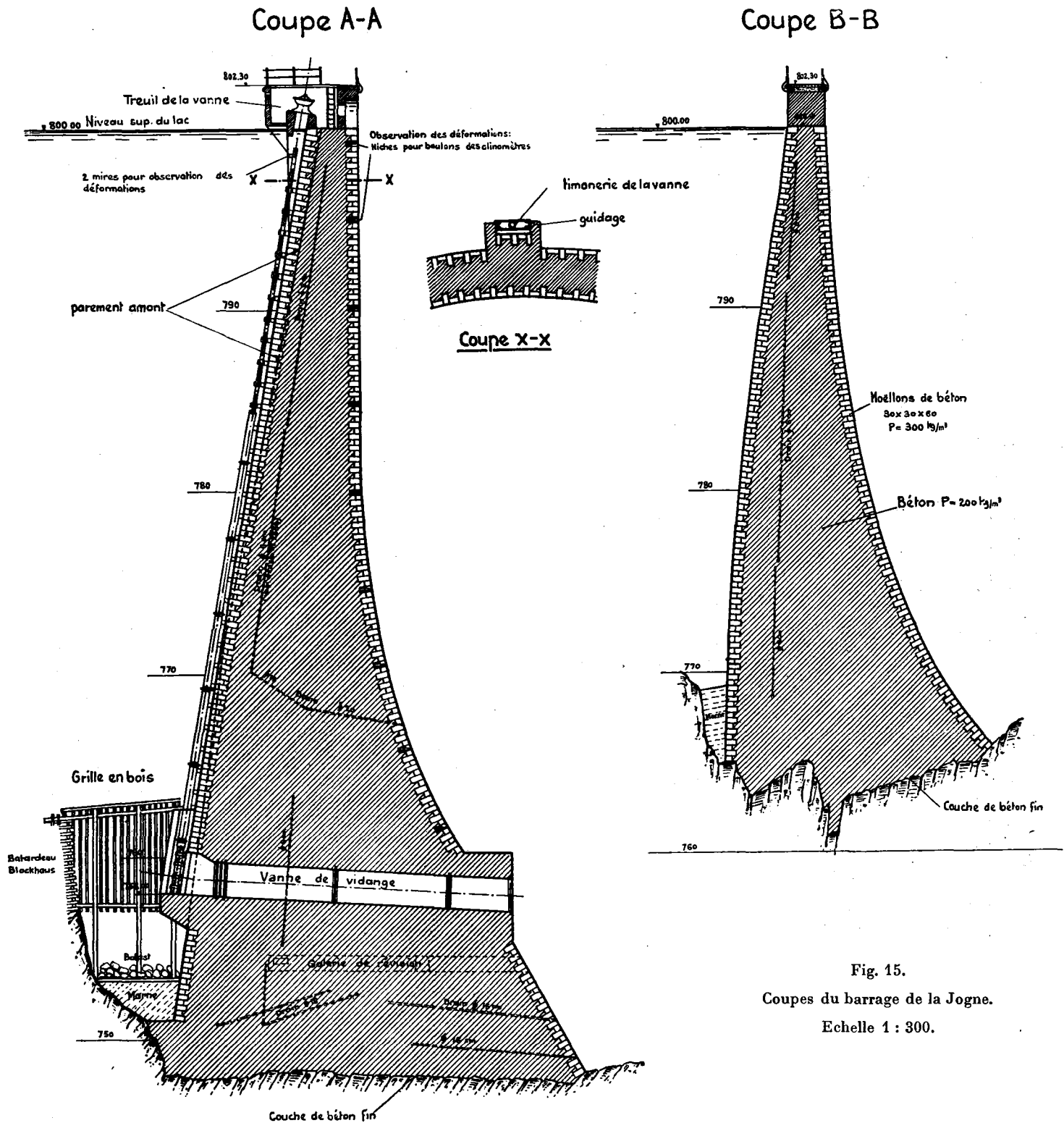


Fig. 15.
Coupes du barrage de la Jogne.
Echelle 1 : 300.

c'est-à-dire que tous les déplacements sont agrandis de 10. Nous introduisons l'unité de déplacement

$$u = 1 \text{ mètre } 10^{-6} = \frac{1}{1000} \text{ mm.}$$

Connaissant les rotations élémentaires Δd_m on calcule facilement la variation de direction d'un élément quelconque.

$$\Delta \varphi_m = \sum_0^m \Delta d_m$$

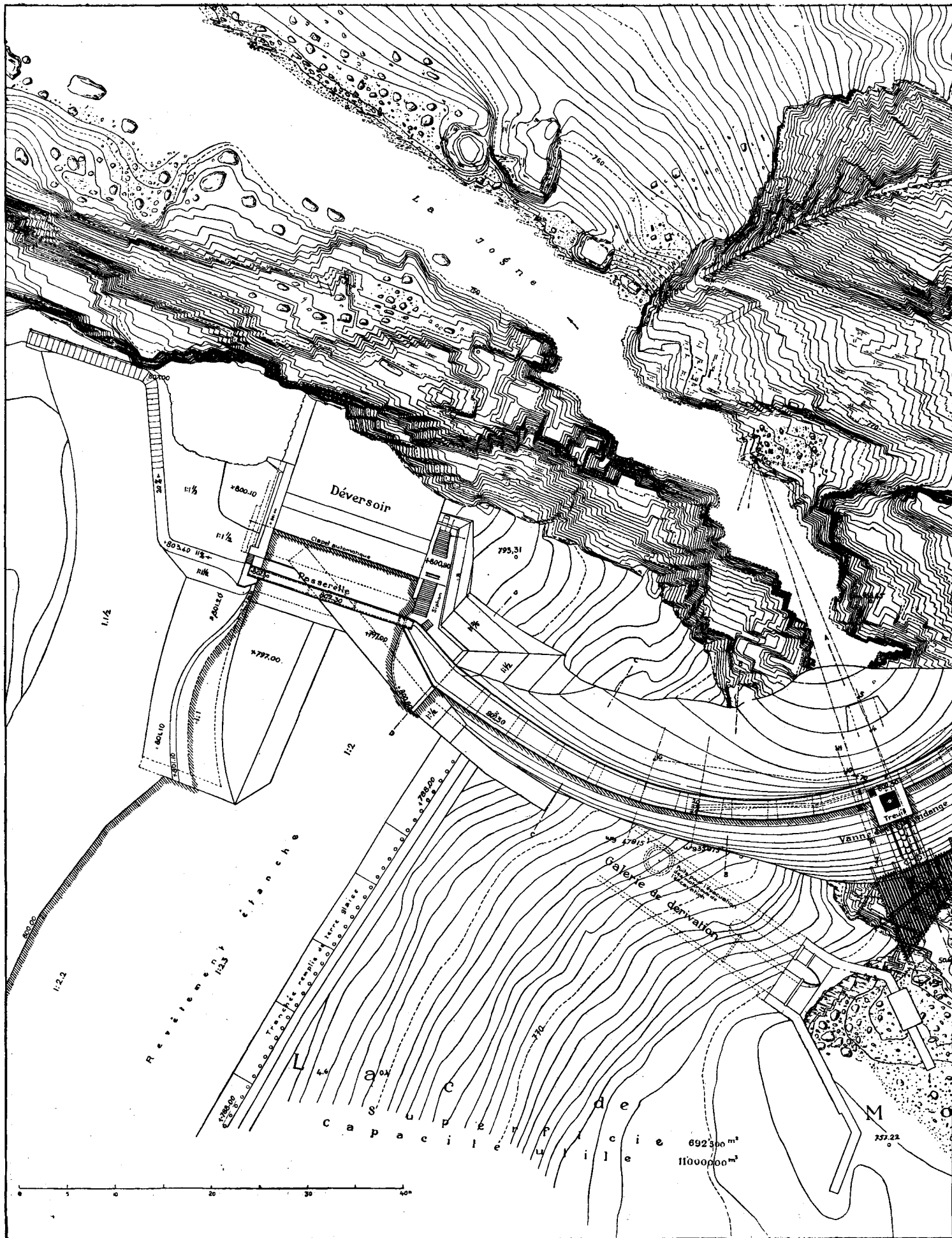
Le déplacement linéaire δ_m se détermine au moyen d'une épure des déformations.

Pour les murs, le raccourcissement des éléments, dû au poids n'entre pas en ligne de compte, puisque celui-ci a lieu avant la mise sous pression du barrage¹. Dans ce cas l'épure des déformations se réduit à une droite et

$$\delta_{horizontal} = \sum_0^m s_m \Delta \varphi_m$$

Nous donnons ci-dessous le détail du calcul pour la section médiane et pour $P = 1$ agissant à la cote 800.

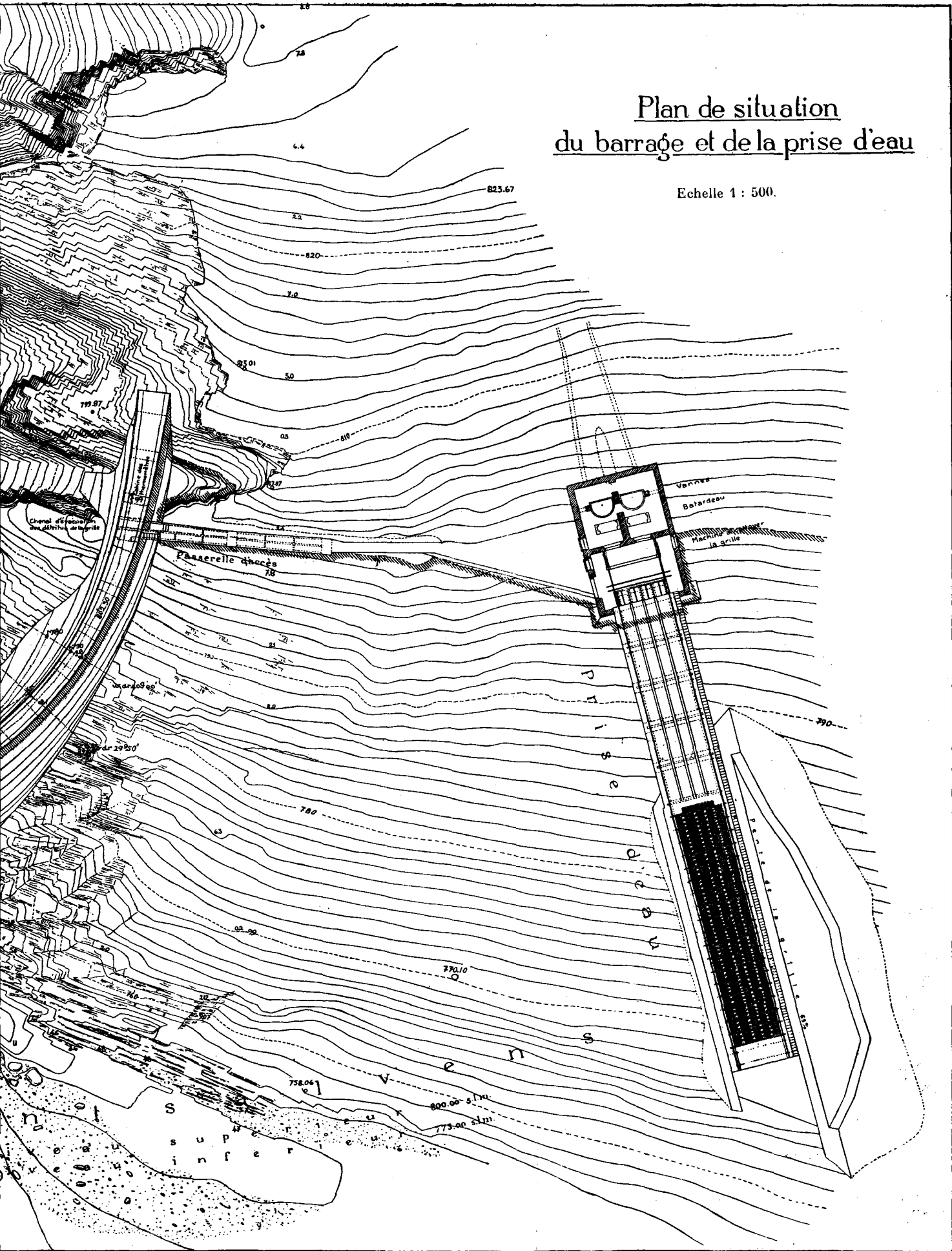
¹ Si le lac était rempli au fur et à mesure des travaux, il faudrait considérer le cas échéant ce raccourcissement vertical.



D'après le dessin original du Bureau technique H.-E. GRUNER.

Plan de situation du barrage et de la prise d'eau

Echelle 1 : 500.



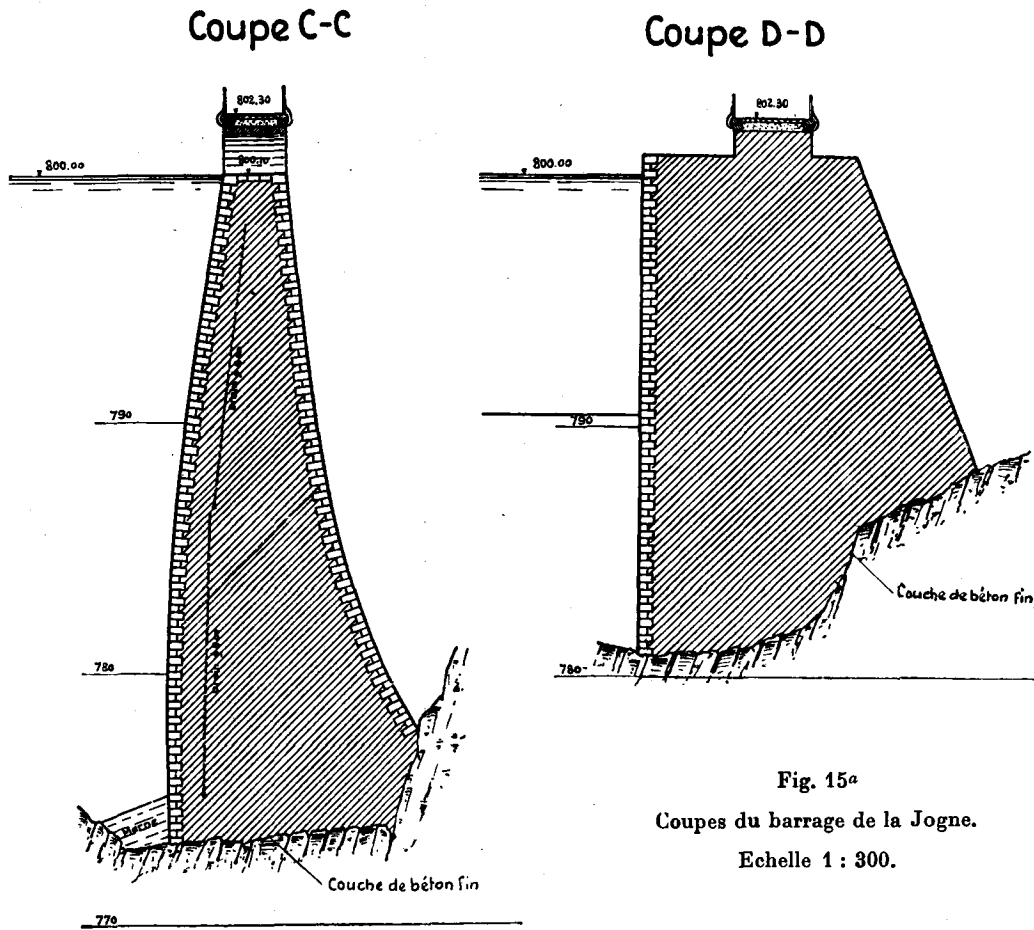


Fig. 15a
Coupes du barrage de la Jogne.
Echelle 1 : 300.

A. Déformation des sections verticales. Section médiane O.

Tableau 1.

Cote	P_m	M_m	$2M_m$	$2M_m$ $+M_{m-1}$	$2M_m$ $+M_{m+1}$	e_m	J_m	A	B	A + B	C	D	C + D	Δd_m	$\Delta \varphi_m$	$s_m \Delta \varphi_m$	δ_m
800	1	0	0	—	5	2,00	1,30										u.
795	—	5	10	10	20	3,00	3,58	3,20	2,34	5,54	0,52	-0,37	+0,15	5,69	21,63	108,15	325,35
90		10	20	25	35	4,00	7,58	2,92	1,93	4,85	0,37	-0,29	+0,08	4,93	11,01	55,07	217,20
85		15	30	40	50	5,00	13,82	2,20	1,51	3,71	0,29	-0,24	0,05	3,76	7,25	36,25	82,45
80		20	40	55	65	6,00	25,00	1,66	1,08	2,74	0,24	-0,19	0,05	2,79	4,46	22,30	46,20
75		25	50	70	80	7,40	47,60	1,16	0,70	1,87	0,19	-0,16	0,03	1,90	2,56	12,80	23,90
70		30	60	85	95	9,20	93,40	0,75	0,42	1,17	0,16	-0,12	0,04	1,21	1,35	6,75	11,10
65		35	70	100	110	11,60	188,7	0,45	0,24	0,69	0,12	-0,10	0,02	0,71	0,64	3,20	4,35
60		40	80	115	125	14,70	363,0	0,25	0,14	0,39	0,10	-0,08	0,02	0,41	0,23	1,15	1,15
55		45	90	130	—	18,00		0,15		0,15	0,08		0,08	0,23			fixe.

La ligne d'influence du déplacement horizontal d'un point m d'une section verticale pour une force $P=1$ horizontale, se déplaçant verticalement correspond d'après

Le calcul se répète identiquement pour $P=1$ agissant successivement aux diverses autres altitudes. Les coefficients δ_{mm} pour la section médiane sont rassemblés dans le tableau d'influence suivant (unité u):

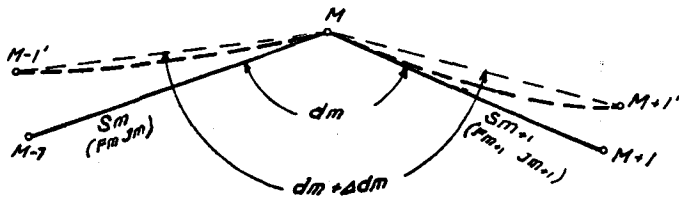


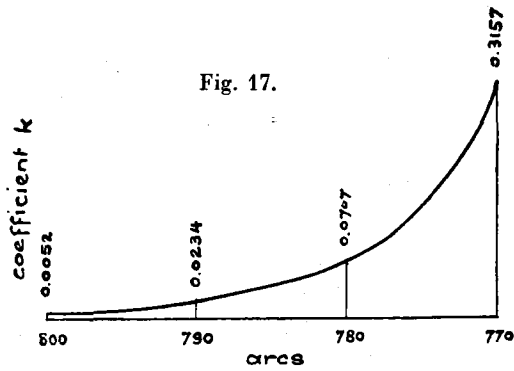
Fig. 16.

le théorème de Maxwell à la ligne élastique de la section verticale soumise à l'action d'une force unité horizontale agissant au point m . (Tableau 1.)

Section médiane O.

Tableau 2.

Cote	800	795	790	785	780	775	770	765	760
800	325,3	217,2	137,5	82,4	46,2	23,9	11,1	4,3	1,1
795	217,2	163,5	109,8	68,5	39,4	20,8	9,8	3,9	1,0
790	137,5	109,8	82,1	54,6	32,6	17,7	8,6	3,5	0,9
785	82,4	68,5	54,6	40,7	25,8	14,6	7,3	3,0	0,8
780	46,2	39,4	32,6	25,8	19,0	11,5	6,1	2,6	0,7
775	23,9	20,8	17,7	14,6	11,5	8,4	4,8	2,2	0,6
770	11,1	9,8	8,6	7,3	6,1	4,8	3,6	1,8	0,5
765	4,3	3,9	3,5	3,0	2,6	2,2	1,8	1,4	0,4
760	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3



Comme contrôle on vérifie que les lignes horizontales soient bien identiques aux colonnes correspondantes, ceci en vertu du théorème de Maxwell.

2. Coefficients hyperstatiques des arcs.

Nous avons vu au chapitre III la manière de calculer les coefficients hyperstatiques k des arcs. Nous donnons ci-après le calcul de k pour l'arc 800.

Le calcul est analogue pour les autres arcs. Nous en

donnons le résultat dans la figure 17 qui représente la courbe des k pour les différents arcs.

3. Coefficients de déformation des arcs.

Connaissant maintenant les forces qui agissent sur l'arc, soit R et $\Delta X = kR$, il est facile de calculer les déformations par le même procédé que pour les murs.

Nous aurons ici :

$$\begin{aligned} M_m &= \Delta X \cdot y_{om} \\ N_m &= R_m - \Delta X \cos \varphi \\ Q_m &= \Delta X \sin \varphi \end{aligned}$$

Le calcul des déformations est donné ci-après pour l'arc 800 ; il est fait pour $\Delta X = 1$. (Tableau 5.)

Les déplacements du point de l'arc sont fournis par une épure des déformations (fig. 18) qui nous livre les composantes normales des déplacements. En divisant ces composantes par la valeur de $R = \frac{1}{k}$, on obtient les déplacements pour $R = 1$ soit les coefficients de déformation des arcs.

Déformation des arcs. Arc 800.

Calcul du centre élastique. Tableau 3.

N°	J_m	$\frac{s_m}{6EJ}$	y_m	$\frac{s_m y_m}{6EJ}$	e_m
	m^4				m
I	2,59	0,090	0	0	3,15
II	2,03	0,205	3,50	0,717	2,90
III	1,34	0,311	7,80	2,424	2,53
IV	1,01	0,412	11,75	4,840	2,30
V	0,82	0,505	15,45	7,80	2,15
VI	0,77	0,542	18,80	10,20	2,10
VII	0,75	0,556	21,80	12,10	2,08
VIII	0,73	0,571	24,35	13,90	2,06
IX	0,71	0,587	26,30	15,41	2,04
X	0,69	0,604	27,60	16,68	2,02
XI	0,67	0,623	28,20	17,57	2,00
		5,006		101,641	

$$\eta = \frac{101,641}{5,006} = 20,304.$$

Calcul du coefficient k .

Tableau 4.

N°	φ grades	$\cos \varphi$	$\frac{s_m}{F}$	$\frac{s_m \cos \varphi}{F}$	$\frac{s_m \cos^2 \varphi}{F}$	$\sin \varphi$	$\frac{s_m \sin^2 \varphi}{F}$	y_0	y_1	$\frac{s_m}{6EJ}$	$y_2 \omega_2$
I	72,85	0,413	0,89	0,368	0,152	0,910	négligeable	-20,30	-20,50	0,090	37,90
II	68,40	0,476	1,725	0,820	0,390	0,879		-16,80	-17,00	0,205	58,6
III	62,25	0,559	1,975	1,103	0,617	0,829		-12,50	-12,70	0,311	49,3
IV	56,15	0,635	2,17	1,380	0,875	0,772		-8,55	-8,75	0,412	30,8
V	50,15	0,705	2,33	1,642	1,158	0,709		-4,85	-5,10	0,505	12,5
VI	43,45	0,775	2,38	1,843	1,427	0,631		-1,50	-2,05	0,542	1,67
VII	38,50	0,823	2,40	1,975	1,625	0,569		+1,50	+2,00	0,556	1,67
VIII	30,30	0,889	2,425	2,155	1,915	0,458		+4,05	+4,15	0,571	9,60
IX	21,25	0,945	2,45	2,315	2,185	0,327		+6,00	+6,10	0,587	21,45
X	12,55	0,984	2,475	2,435	2,395	0,196		+7,30	+7,40	0,604	32,6
XI	5,0	0,999	2,50	2,50	2,50	0,078		+7,90	+7,95	0,623	39,1
				18,536	15,239						295,2
											$\times 12$

$$k = \frac{18,54}{15,24 + 12 \times 295,2} = 0,0052.$$

Calcul des déformations élastiques.

$\Delta X = 1^t$

$R_m = 192 t$

Tableau 5.

N°	N°	y_m	$2y_m$	$2y_m + y_{m-1}$	$2y_m + y_{m+1}$	$\frac{s_m}{6EJ_m}$	A	B	A + B	Q_m	C	D	C + D	Δd_m	$\Delta \varphi_m$	$s_m \Delta \varphi_m$	N_m	$\frac{s_m}{F}$	Δs_m
		m	m																u
I	0	-21,60	-43,2	-	-62,3	0,090	0	-5,63	-5,63	0,910	0	-0,38	-0,38	-5,85	-5,85	-16,4	191,5	0,89	85
	1	-19,10	-38,2	-59,8	-52,9	0,205	-5,40	-10,83	-16,23	0,879	+0,38	-0,39	-0,01	-16,08	-21,93	-109,6		1,725	165
II	2	-14,70	-29,4	-48,5	-39,9	0,311	-9,70	-12,40	-22,10	0,829	+0,39	-0,43	-0,04	-21,98	-43,91	-219,5		1,975	189
III	3	-10,50	-21,0	-35,7	-27,7	0,412	-11,09	-11,43	-22,52	0,772	+0,43	-0,44	-0,05	-22,41	-66,32	-331,6		2,17	208
IV	4	-6,70	-13,4	-23,9	-16,5	0,505	-9,85	-8,32	-18,17	0,709	+0,44	-0,43	+0,01	-18,00	-81,32	-421,6		2,33	223
V	5	-3,10	-6,2	-12,9	-6,2	0,542	-6,51	-3,36	-9,87	0,631	+0,43	-0,39	+0,04	-9,67	-93,99	469,9		2,38	228
VI	6	0	0	-3,1	+2,85	0,556	-1,68	+1,58	-0,10	0,569	+0,39	-0,36	+0,03	+0,09	-93,90	469,5		2,40	230
VII	7	+2,85	+5,7	+5,7	+10,8	0,571	+3,17	+6,16	+9,33	0,458	+0,36	-0,29	+0,07	+9,56	-84,34	421,7		2,42	232
VIII	8	+5,10	+10,2	+13,05	+16,9	0,587	+7,45	+9,92	+17,37	0,327	+0,29	-0,21	+0,08	+17,61	-66,73	333,6		2,45	234
IX	9	+6,70	+13,4	+18,5	+21,1	0,604	+10,86	+12,73	+23,59	0,196	+0,21	-0,13	+0,08	+23,83	-42,9	214,5		2,47	237
X	10	+7,70	+15,4	+22,1	+23,4	0,623	+13,35	+14,60	+27,95	0,078	+0,13	-0,05	+0,08	+28,03	-14,86	74,3		2,50	240
XI	11	+8,05	+16,1	+23,8	+23,8	0,623	+14,81	+14,81	+29,62		+0,05	+0,05	+0,10	+29,72			191,5		

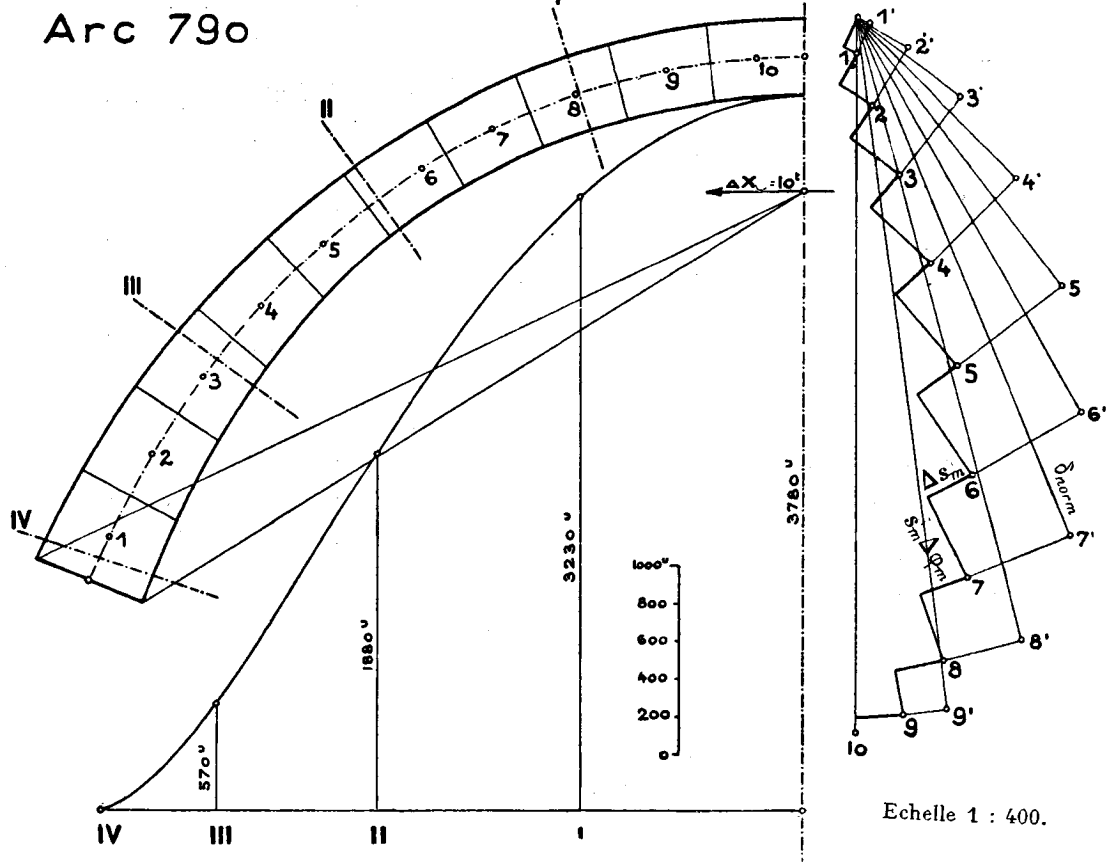


Fig. 18. — Epure des déformations.

Ils sont réunis dans le tableau ci-dessous :

Déplacements des points des arcs situés sur les sections verticales. Tableau 6.

Cote	ΔX	k	R	O	I	II	III	IV	R	O	I	II	III	IV
800	1	0,0052	192	3635	3160	1940	685	40	1	18,92	16,45	10,10	3,57	0,21
785									1	12,10	10,50	6,50	2,15	0,10
790	10	0,0234	428	3780	3230	1880	570	10	1	8,84	7,55	4,40	1,33	—
785									1	6,40	5,40	2,80	0,70	—
780	100	0,0707	1415	6580	5190	2450	340	—	1	4,65	3,67	1,73	0,24	—
775									1	3,00	2,05	0,60	—	—
770	100	0,3157	316	516	284	9	—	—	1	1,63	0,90	—	—	—
765									1	0,50	0,36	—	—	—
760									1	—	—	—	—	—

Remarquons que dans les épures de déformation, le point de la clef doit se déplacer suivant l'axe par raison de symétrie. Cette propriété fournit un contrôle de l'exactitude des épures.

4. Répartition des poussées.

a) Poussée des eaux.

Pour chacun des murs considérés, le diagramme de la poussée des eaux, un triangle isocèle, est divisé en deux parts qui agissent l'une sur les arcs, l'autre sur le mur. Les tableaux des coefficients de déformation des murs permettent de calculer rapidement la déformation

$$\delta_a = \Sigma P_m \delta_{am}.$$

Pour les arcs on reporte la part des poussées qui leur revient dans les sections horizontales (fig. 19) où il est

facile de construire ensuite le polygone funiculaire correspondant. La force axiale R_m varie peu dans un même arc malgré les poussées très différentes aux naissances et au sommet. On peut donc très bien calculer avec \bar{R} moyen. \bar{R} connu on en déduit le déplacement des points considérés au moyen de

$$\delta_m = \bar{R} \cdot \delta_{mR},$$

les coefficients δ_{mR} se trouvant dans le tableau 6.

Le tableau ci-dessous donne le calcul des déformations de la section médiane. Les forces P_m sont les résultantes appliquées aux cotes 800, 95, 90 de la part des poussées. (Tableau 7, ci-contre.)

Les deux dernières lignes du tableau indiquent : la première, les déplacements des points du mur calculés à l'aide des poussées agissant sur lui, soit $\Sigma P_m \delta_{mm}$, — la deuxième les déplacements des mêmes points considérés comme appartenant aux arcs et calculés à l'aide des forces annulaires livrées par les épures de la fig. 17.

La concordance des déformations a été obtenue avec une exactitude d'environ 10 %. Il serait superflu de pousser celle-ci plus loin étant donné qu'on ne saurait jamais réaliser très exactement les hypothèses mises à la base du calcul.

Le pied du mur médian supporte la poussée totale de l'eau, ceci pour la raison que ce point du mur est fixe tandis que le point correspondant de l'arc, le sommet, ne l'est pas. Pour les murs latéraux la chose est différente. Le point inférieur est à la fois pied du mur et naissance d'un arc, c'est-à-dire, parfaitement fixe dans les

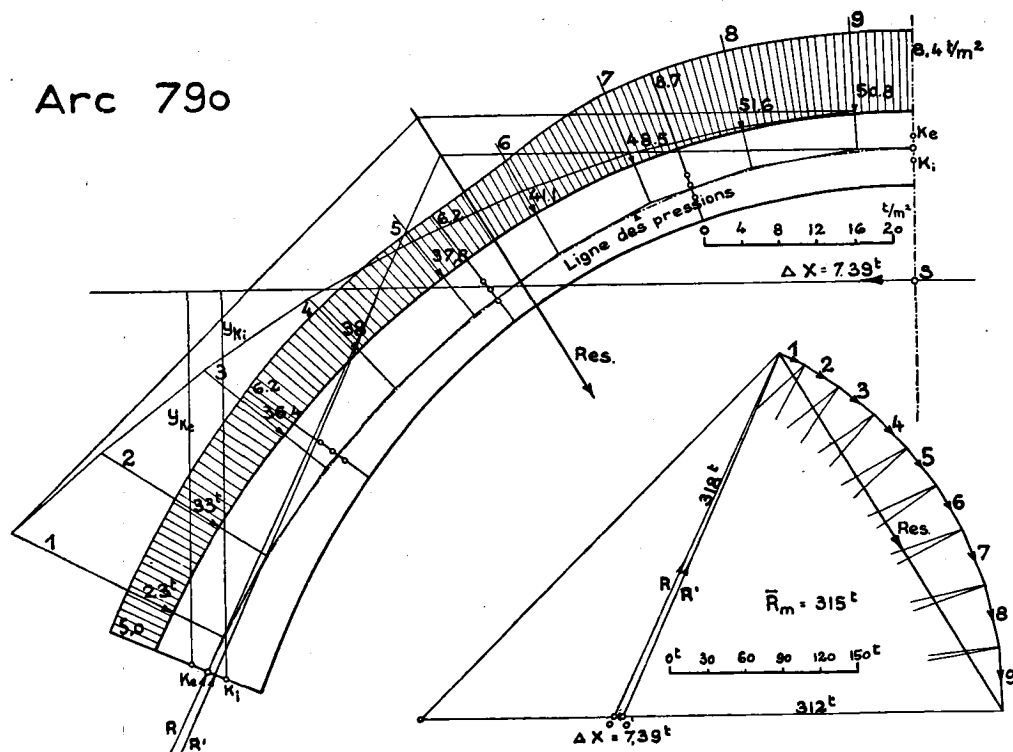


Fig. 19. — Poussées sur l'arc et ligne des pressions.

Echelle 1 : 400.

deux cas, la poussée est répartie sur les deux éléments.

Les quatre diagrammes des poussées sur les murs présentent à leur partie supérieure une région négative. C'est-à-dire que les arcs y subissent une poussée supplémentaire provenant de la déformation des murs. Le sommet du mur est entraîné par la déformation des régions inférieures et entraîne à son tour les arcs supérieurs qui ne se déformeraient que très peu sous la seule pression des eaux. Par réaction les arcs enrayent le mouvement du sommet des murs.

b) *Variation de température.*

Les hypothèses qu'il y a lieu de faire sur les variations de température ont été discutées au chap. III.

Lac vide, chute de température égale.

Nous avons vu que l'influence d'une chute de température égale sur les arcs peut être assimilée à celle d'une force axiale virtuelle

$$R = \beta \cdot \Delta t \cdot E \cdot F.$$

t étant la chute de température. A ces forces axiales on peut faire correspondre des poussées virtuelles P_i agissant sur l'arc. Pour un arc de largeur constante, la force axiale virtuelle R_i serait constante, et les poussées normales à l'arc. Pour un arc de largeur variable R_i varie en raison de l'épaisseur et les poussées virtuelles agissent obliquement sur l'arc, on peut les décomposer en forces normales et tangentielles.

L'effet des composantes tangentielles qui tendent à provoquer surtout un déplacement latéral des arcs est enrayé par les murs qui s'opposent à ce mouvement. Leur influence sur la répartition est faible, ainsi que nous le montrerons ci-après. Nous ne tiendrons compte que des composantes normales ; comme les arcs ne sont en général pas rigoureusement circulaires, ce calcul des poussées p_i se fait au mieux graphiquement.

Section médiane O.

Tableau 7.



m	P_m	δ_{am}	$P_m \delta_{am}$	δ_{bm}	$P_m \delta_{bm}$	δ_{cm}	$P_m \delta_{cm}$	δ_{dm}	$P_m \delta_{dm}$	δ_{em}	$P_m \delta_{em}$	δ_{fm}	$P_m \delta_{fm}$	δ_{gm}	$P_m \delta_{gm}$	δ_{hm}	$P_m \delta_{hm}$	δ_{im}	$P_m \delta_{im}$	\bar{R}_m	δ_{ms}
a	-7,6	325,3	-2460	217,2	-1650	137,5	-1045	82,4	-628	46,2	-350	23,9	-182	11,1	-84	4,3	-32	1,1	-8,4	1167	18,92
b	-1,9	217,2	-410	163,5	-310	109,8	-206	68,5	-130	39,4	-75	20,8	-39	9,8	-18	3,9	-7	1,0	-1,9	216	12,10
c	8	137,5	+1100	109,8	+871	82,1	+657	54,6	+436	32,6	+261	17,7	+141	8,6	+69	3,5	+28	0,9	+7,2	315	8,84
d	15	82,4	1235	68,5	1030	54,6	820	40,7	610	25,8	387	14,6	220	7,3	109	3,05	46	0,8	12,0	350	6,40
e	25	46,2	925	39,4	985	32,6	815	25,8	645	19,0	475	11,5	287	6,1	152	2,6	67	0,7	17,5	362	4,65
f	40	23,9	955	20,8	830	17,7	708	14,6	584	11,5	460	8,4	336	4,8	192	2,2	88	0,6	24,0	430	3,00
g	60	11,1	665	9,8	590	8,6	515	7,3	438	6,1	366	4,8	288	3,6	216	1,8	108	0,5	30,0	533	1,63
h	90	4,3	385	3,9	350	3,5	315	3,0	275	2,6	234	2,2	198	1,8	162	1,4	126	0,4	36,0	450	1,05
i	125	1,1	145	1,0	125	0,9	112	0,8	100	0,7	87	0,6	75	0,5	62	0,4	50	0,3	37,5	320	0,50
murs		δ_a	2540	δ_b	2821	δ_c	2688	δ_d	2330	δ_e	1845	δ_f	1324	δ_g	860	δ_h	474	δ_i	154		
arcs		$R_a \cdot \delta_{as}$	2210	$R_b \cdot \delta_{bs}$	2620	$R_c \cdot \delta_{cs}$	2780	$R_d \cdot \delta_{ds}$	2240	$\bar{R}_e \cdot \delta_{es}$	1680	$\bar{R}_f \cdot \delta_{fs}$	1290	$\bar{R}_g \cdot \delta_{gs}$	869	$\bar{R}_h \cdot \delta_{hs}$	525	$\bar{R}_i \cdot \delta_{is}$	160		

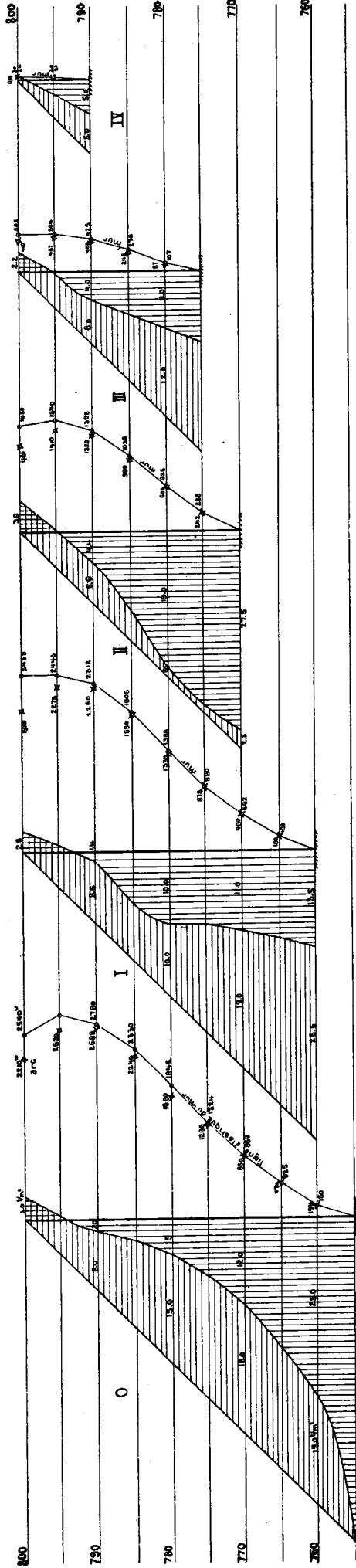
Poussées sur les murs

Poussée des eaux

Echelle des déplacements 1 cm = 800 u

LEGENDE

- arcs 
- murs 



Effets de la température

Echelle des déplacements 1 cm = 4000 u

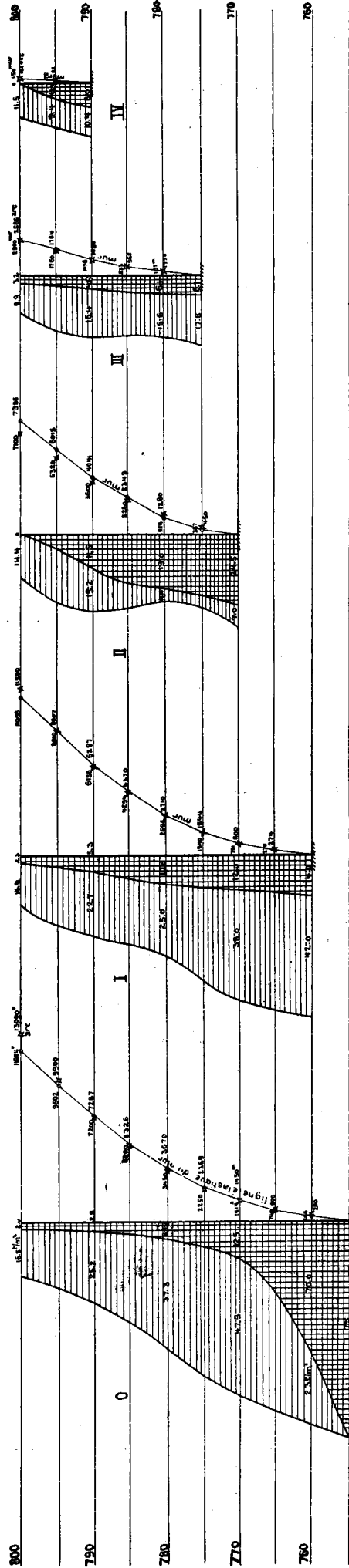


Fig 20.

Avec les hypothèses faites au chap. III on trouve :

Poussées virtuelles p_t . Tableau 8.

Cote	Δt_m	0	I	II	III	IV
		t/m	t/m	t/m	t/m	t/m
800	14°	18,5	17,2	14,4	12,1	11,5
795	12°	23,4	24,5	23,7	19,0	15,4
790	11°	28,0	28,0	26,7	21,0	18,4
785	10°	34,5	31,0	25,5	20,6	—
780	9°	43,4	35,0	23,4	21,7	—
775	8°	53,0	44,0	25,3	24,5	—
770	7°	60,0	50,0	31,5	—	—
765	6°	66,0	50,0	—	—	—
760	5°	70,0	56,0	—	—	—
755	4°	75,0	—	—	—	—

La manière dont ces poussées agissent sur le barrage diffère de l'action des poussées des eaux.

Si nous considérons comme précédemment les arcs et les murs, les premiers considérés isolément subiraient sous l'influence d'une variation de température une déformation correspondant aux poussées totales p_t et il naîtrait des fatigues dues aux ΔX_t correspondant à ces p_t tandis que les murs seuls ne subiraient ni déformation ni fatigue. Par suite de l'interdépendance des deux systèmes, les murs enrayent la déformation des arcs. Ceci a pour effet de soumettre les murs à des poussées p'_t réelles et les arcs aux mêmes poussées réelles $-p'_t$ donnant naissance à des forces annulaires réelles $-R'_t$ et à des forces hyperstatiques $-\Delta X_t = -kR'_t$. Les forces agissant sur les murs sont donc p'_t et celles agissant sur les arcs sont $-R'_t$ et $(\Delta X_t - \Delta X'_t)$.

Ces forces amènent les arcs et les murs à coïncider. Le calcul de la répartition s'exécute de la même façon que pour la poussée des eaux. Le diagramme des p_t (fig. 20) se divise en deux parties, p'_t et $(p_t - p'_t)$. Les premières donnent le déplacement des murs, les secondes les déplacements des arcs.

Le calcul est en principe identique à celui du tableau 7.

Lac plein, chute de température inégale.

Nous étions arrivés au résultat qu'une chute de température inégale des deux côtés de l'arc se manifeste par une force axiale virtuelle : $R_{\Delta t + \Delta \tau} = E \cdot \beta \cdot F(\Delta t + \Delta \tau)$

et par un moment $R_{\Delta t} \frac{e}{\delta}$

Le problème de la répartition des poussées est plus compliqué que dans le premier cas. Néanmoins, vu que les hypothèses sur les variations de température sont plus ou moins arbitraires, il est inutile de poursuivre le problème avec trop d'exactitude. On peut admettre pour le second cas la même répartition des poussées que pour le premier et réduire simplement les fatigues dues à $R_{\Delta t}$ d'après le premier cas.

Dans ce second cas les fatigues dans les arcs se composent de l'influence de $R_{\Delta t + \Delta \tau}$ (réduites d'après $R_{\Delta t}$) de l'excentricité de $R_{\Delta t}$ et des poussées des eaux.

Variations de hauteur des éléments « murs ».

A la suite de variations de température inégales sur les deux parements, les éléments murs modifieront leur

hauteur, et devront s'infléchir vers l'aval, par exemple si le raccourcissement est plus fort à l'aval ou inversement vers l'amont. Les arcs seront entraînés par cette flexion et seront soumis de ce fait à une poussée effective analogue à celle des eaux et dont les effets compensent en partie ceux de la chute de température dans les arcs. Par contre les murs subiront des poussées en sens inverse, de l'aval vers l'amont, poussées dont l'action est inverse à celle de la poussée des eaux et de la chute générale de température des arcs, c'est-à-dire qui réduiront les fatigues obtenues précédemment. En résumé, le fait que les éléments murs doivent, sous l'effet d'une chute de température très forte du parement libre s'infléchir vers l'aval, diminue les fatigues produites par le raccourcissement des arcs.

5. *Sous-pressions.*

Nous avons vu au chapitre I qu'il était de coutume en Suisse de tenir compte des sous-pressions en introduisant dans chaque assise horizontale des poussées de bas en haut. La grandeur du diagramme des sous-pression varie d'un projet à l'autre suivant les constructeurs. Si le parement amont est muni d'un système de drainage perfectionné on peut réduire la sous-pression. Dans l'hypothèse la plus défavorable, à savoir que le mur est complètement perméable, il se produit une déformation du mur qui entraîne à son tour une déformation du système « arc », mais ces déformations sont certainement d'un ordre de grandeur beaucoup plus petit que celles dues à la poussée des eaux. On peut s'en rendre compte facilement en comparant les moments fléchissants dus à la sous-pression ou à la poussée des eaux. Ainsi donc les déformations et leur action sur les arcs sont négligeables. Il suffit par conséquent, si l'on supprime totalement les drains ou si l'on veut pour plus de sécurité négliger leur efficacité, de tenir compte de la sous-pression d'une manière analogue à celle du poids propre sur les éléments « murs », comme on le fait pour les barrages de gravitation.

6. *Calcul des fatigues.*

Murs. — Maintenant que nous connaissons les forces agissant sur les murs, poids propre, poussées horizontales, éventuellement composante verticale de la poussée des eaux, si le parement amont est incliné, les fatigues se calculent facilement par les formules usuelles basées sur l'hypothèse de Navier.

Aux deux extrémités d'une section horizontale les fatigues sont :

$$\sigma_{vert} = \pm \frac{M_k}{W}$$

On sait que l'effort maximum se présente normalement à une section perpendiculaire au parement aval :

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{vert}}{\cos^2 \theta}$$

L'effort de cisaillement maximum se présente dans les sections inclinées à 45° sur la normale

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \sigma_{max}$$

Mais dans cette même section agit simultanément une compression normale de $\sigma' = \frac{1}{2} \sigma_{max}$.

Il y aura donc lieu de calculer spécialement σ_{max} et τ_{max} le long du parement aval au pied du barrage.

En ce qui concerne le danger de rupture par cisaillement, relevons que les sections soumises à un grand cisaillement sont donc également soumises à une forte compression, de sorte que nous n'avons pas affaire ici au cisaillement pur dont il est question dans les prescriptions fédérales sur les constructions en béton. La compo-

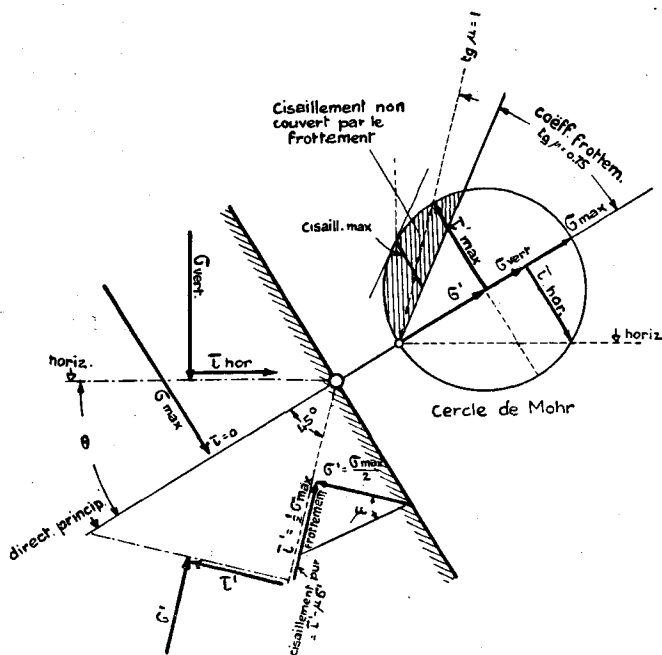


Fig. 21.

sante normale s'oppose par frottement à tout glissement et suivant le rapport de σ à τ il se peut qu'en réalité le frottement à lui seul suffise. Il restera encore un certain effort de cisaillement pur (voir fig. 21) $\tau_{cisail.pur} = \tau_{tot} - \mu\sigma$ si μ est le coefficient de frottement — 1,00 ou davantage.

Cette notion de « frottement intérieur » avec introduction d'un coefficient μ constant est due à Coulomb. Mohr a généralisé cette théorie en introduisant pour τ et σ . une relation plus générale. Des expériences récentes semblent confirmer la théorie de Mohr, c'est-à-dire que le coefficient μ diminuerait avec la pression.

Arcs. — Les formules pour les arcs ont été déduites au chapitre III. Nous ne voulons pas donner ici le détail du calcul des fatigues qui ne présente pas de difficultés. Le diagramme N° 22 donne les fatigues pour la poussée des eaux et la chute de température. Dans le cas de l'arc il se trouvera des sections qui sont soumises à un effort

de traction oblique, c'est-à-dire une composante normale de traction et une composante tangentielle de cisaillement. Dans ce cas il n'y aura plus comme précédemment dans le mur une résistance au glissement par suite du frottement, mais la maçonnerie devra s'opposer au cisaillement uniquement par sa propre résistance. Il faut alors limiter le cisaillement à 4 kg/cm².

Examen des fatigues résultant des déformations tangentielles des murs.

Il nous reste maintenant à prouver que l'on peut sans grande erreur négliger l'influence de la déformation tangentielle des murs sur la répartition des poussées. Le plus simple est de comparer, en se basant sur les résultats précédemment acquis, l'ordre de grandeur des efforts qui naissent dans le barrage par suite des déformations tangentielles. On peut par exemple déterminer le rapport de la somme des travaux virtuels des efforts tranchants tangentiels à la somme des travaux virtuels des poussées extérieures. Nous relevons ici que ce rapport tel que nous allons le calculer est trop grand puisque les déformations normales et tangentielles qui nous serviront de base ont été calculées à l'exclusion des efforts tangentiels. Nous voulons précisément prouver que ces derniers sont si faibles que leur influence sur la répartition des poussées est négligeable.

Les épures des déformations des arcs nous permettent de déterminer la composante δ_{tang} des déplacements que doivent subir les points m' des murs pour $\Delta X = 1, 10, 100$ t. Par multiplication avec le ΔX effectif on obtient la grandeur δ_{tang} recherchée. Le problème se pose ainsi : Connaissant les déformations, dues uniquement au cisaillement d'un mur de longueur variable avec la hauteur, mais d'épaisseur constante (1 m.) quelles sont les poussées qui agissent sur ce mur (ces poussées P_{tang} peuvent être supposées concentrées). C'est le problème inverse de celui de la recherche des coefficients δ_{aa} des murs. Comme nous n'avons à faire qu'à des efforts tranchants, le calcul est le suivant :

Si Δh est la distance verticale de deux points, l'angle de glissement γ a pour valeur $\frac{\Delta \delta_{tang}}{\Delta h} = \gamma$.

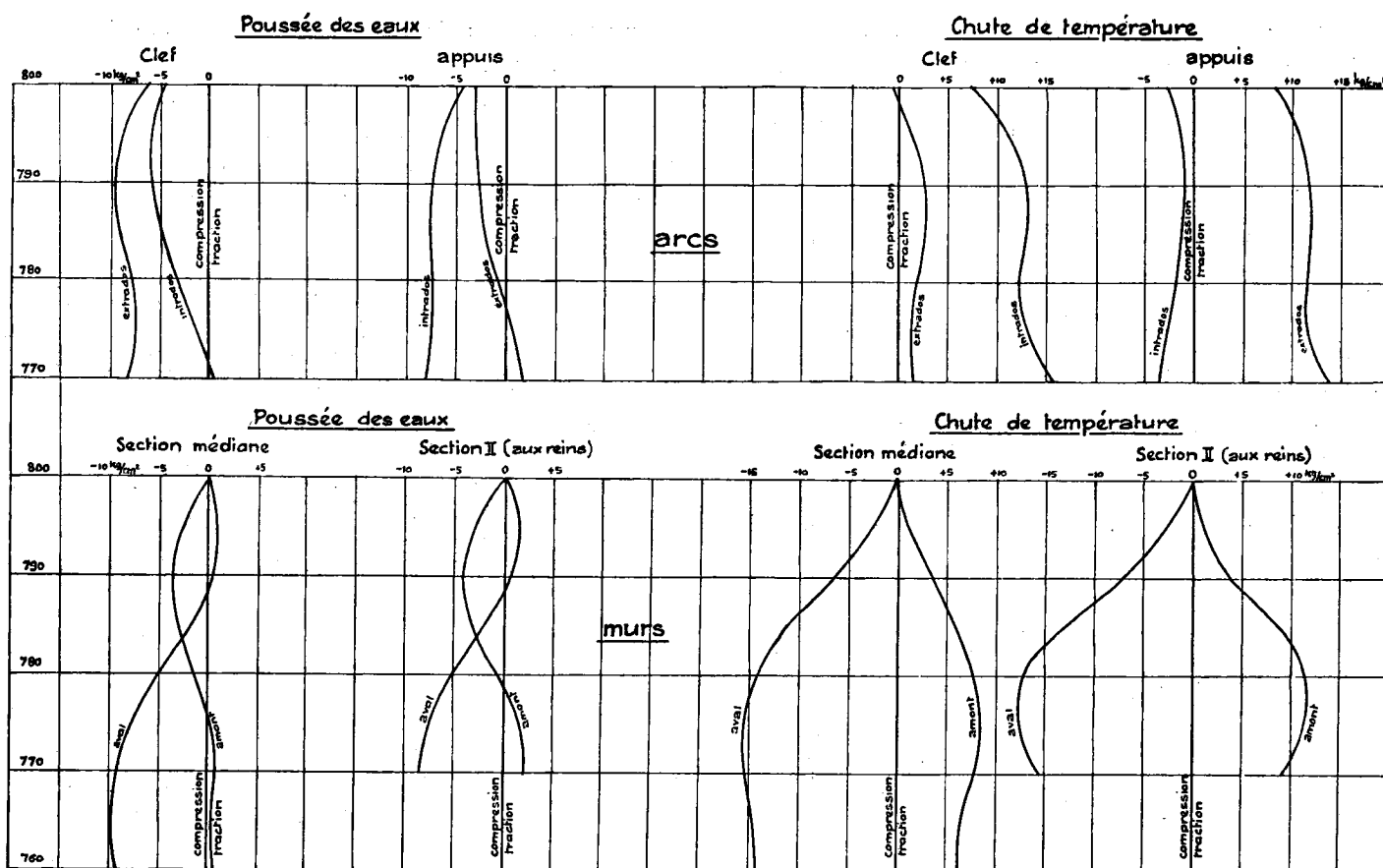
$$\tau = \gamma \cdot G ; \quad Q_m = \tau \cdot F = \gamma \cdot G \cdot F .$$

Les valeurs Q_m des efforts tranchants étant connues on en déduit facilement les poussées P_m .

Le travail virtuel de cisaillement a pour valeur $\sum P_m \delta_{mtang}$.

On obtient par intégration sur toute la surface du barrage la valeur du travail général de cisaillement. Nous donnons ici le schéma du calcul pour les murs II. Par raison de symétrie les efforts tangentiels sont nuls dans la section médiane. (Tableau 9 ci-après.)

Les poussées extérieures normales sont connues ainsi que les déplacements normaux des points d'application m . On en déduit par simple multiplication le travail virtuel.



1 cm. = 7,5 kg./cm.²

Fig. 22.

Calcul du travail virtuel des efforts tangentiels dans la section II.
Tableau 9.

Cote	δ_{tang}	$\Delta\delta_{tang}$	τ	F_m	F_{moyen}	Q_m	P_m	$P_m\delta_{tang}$
	u	u	kg/cm ²	m ²	m ²	t	t	t.u.
800	542	32	0,246	2,10	3,15	7,8	7,8	4.200
790	510	264	2,06	4,20	5,85	120,6	112,8	57.600
780	246	236	1,82	7,50	10,25	186,5	65,9	15.500
770	10	10	0,77	13,0	13,5	104	-82,5	-800
760				14,0			-104	0
								<u>76.500 tu/m^l.</u>

Nous avons reporté dans le diagramme, Fig. 24, les travaux des efforts de cisaillement tangentiels ainsi que les travaux des poussées extérieures pour les diverses sections verticales. Le rapport des deux surfaces est de 10, 7 %.

Ce même calcul exécuté pour d'autres barrages a donné un rapport plus petit, soit 3 %. Si l'on examine le diagramme fig. 24 on constate que c'est dans la région des reins des arcs que se trouve la proportion la plus défavorable. Cette proportion peut être encore aggravée si le profil en long du barrage a la forme irrégulière type III fig. 26, car les murs étant très courts sont sollicités fortement par les déformations tangentielles. D'ailleurs cette forme irrégulière du profil en long a d'autres inconvénients encore. Une variation brusque de la hauteur des murs a pour effet de provoquer un saut dans les raccourcissements ou

allongements dus au retrait ou aux variations de température. Il se produit ainsi un travail de cisaillement intense dans le sens vertical. Ce travail peut éventuellement dépasser la limite de rupture et provoquer des fissures, de toute façon il augmente sensiblement la valeur des efforts principaux.

V. Résultats du calcul et de l'expérience.

§ 1. Fatigues admissibles.

Les fatigues obtenues dans l'exemple précédent paraissent à première vue très élevées, trop élevées même. On ne saurait toutefois comparer sans autre ces résultats à ceux que l'on a généralement obtenus pour les barrages de gravitation. On a cherché ici à se rendre compte aussi exactement que possible des fatigues véritables du matériel, tandis que le calcul des barrages plans est généralement établi d'une façon assez sommaire. Tout calcul complet établi soit pour un barrage plan, soit pour un barrage arqué doit nécessairement aboutir à des résultats analogues.

Les prescriptions fédérales du 25 novembre 1915 pour les ouvrages en béton armé donnent comme limite des fatigues : pour les voûtes

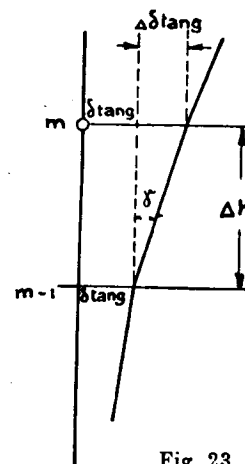


Fig. 23.

de pont par exemple $45 \text{ kg./cm}^2 + 0,15 l$ (où l est la portée de l'arc) pour la compression, 10 kg./cm^2 pour la traction. La limite de 3 à 4 kg./cm^2 pour le travail de cisaillement se rapporte au cas du cisaillement pur, c'est-à-dire lorsqu'il n'y a pas simultanément compression sur la même section.

Pour les barrages on a toujours admis comme dogme que les efforts de traction devaient être absolument exclus. On a souvent même exigé le long du parement amont une certaine compression, pour combattre les soustractions. La compression ne dépasse en général pas aujourd'hui 18 à 20 kg./cm^2 .

Certains auteurs insistent sur le danger de cisaillement dans le pied du barrage, parement aval. D'après la formule chap. IV, le cisaillement atteint $\frac{1}{2} \sigma$ compression maximum, soit donc 8— 10 kg./cm^2 . Il est intéressant à ce sujet de revenir aux essais sur la résistance du béton.

trouvons pas en présence d'une compression suivant une seule direction, mais par suite du frottement des plaques contre le cube, la dilatation transversale est gênée dans le voisinage des plaques, c'est-à-dire que le cube est soumis essentiellement à une compression dans le sens de la force mais accessoirement à une compression transversale due au frottement. Or si l'on fait l'expérience soit avec des plaques lubrifiées, soit avec des prismes où l'action du frottement sur le milieu du prisme est de moindre importance, la résistance à la compression diminue considérablement et peut tomber à 50 % environ de celle obtenue par l'expérience classique. — 150 kg./cm^2 tandis que le cisaillement atteint 75 kg./cm^2 . La rupture n'est donc pas toujours due au cisaillement.

Ces expériences prouvent donc d'une manière indubitable que la résistance au cisaillement peut donc aller jusqu'à 75 kg./cm^2 au moins, à la condition qu'il agisse sur la même section une compression assez forte. D'ailleurs il est facile de s'en rendre compte si l'on introduit comme nous l'avons fait précédemment dans le calcul des fatigues des barrages (chap. IV) le frottement dû à cette compression.

Dans les sections où agirait du cisaillement pur, ou cisaillement combiné avec traction, il y aurait lieu de fixer comme limite celle donnée par les prescriptions fédérales soit 4 kg./cm^2 . En fixant le taux maximum du travail de compression, on fixe par là, dans une certaine mesure, le taux admissible pour le cisaillement.

Les taux supérieurs, indiqués plus haut pour la compression et la condition que la traction doit être absolument exclue sont justifiés pour les barrages plans que l'on calcule sommairement et où les fatigues

calculées sont loin d'atteindre la réalité, mais si l'on voulait s'en tenir à ces limites pour les barrages arqués calculés rigoureusement (température y compris) il serait impossible d'en bâtir.

Si l'on s'est toujours tenu pour les barrages à des limites très prudentes, c'est avec raison. Un barrage doit en dehors de sa fonction statique opposer à l'eau une paroi imperméable. Il est clair que dans ces conditions, on ne saurait admettre pour un barrage les mêmes valeurs que pour un arc de pont. Enfin, un barrage est un ouvrage dont la rupture pourrait devenir une telle catastrophe que l'ingénieur a le devoir de travailler avec la plus grande prudence.

Si l'on voulait comparer les résultats auxquels nous sommes arrivés au chapitre IV avec ceux obtenus pour les barrages plans, on ne saurait que partir du premier cas de charge, soit poussée des eaux sans variation de température. On verrait alors que les compressions restent inférieures à 10 kg./cm^2 tandis que la traction atteint 2 kg./cm^2 .

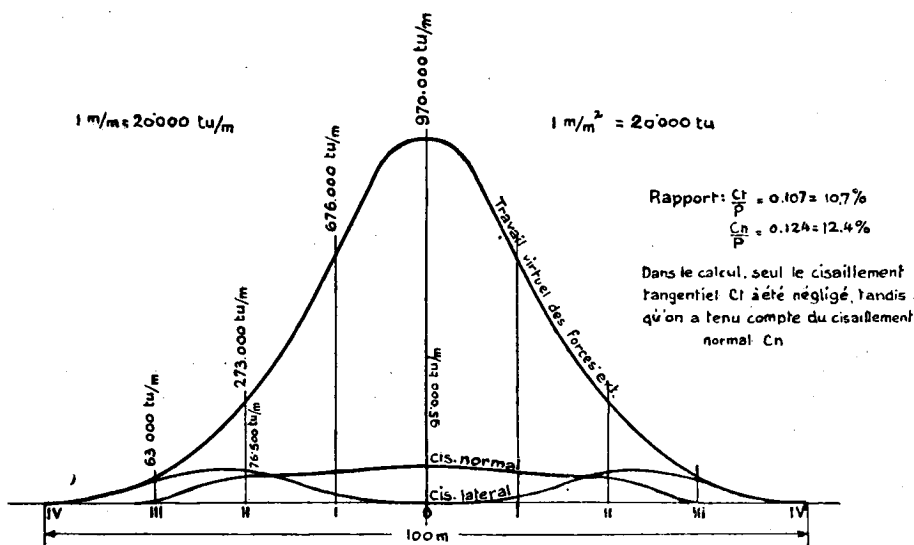


Fig. 24. — Diagramme du travail virtuel de déformation.

Les essais de résistance à la compression se font en comprimant un cube entre deux plateaux. On obtient ainsi une résistance variant de 200 à 300 kg./cm^2 et plus. Etant donné qu'au moment de la destruction le cube se délite et qu'il ne reste en général que deux pyramides superposées, sommet à sommet, on en a tiré la conclusion qu'en réalité la rupture n'était pas due à des efforts de compression, mais à des fatigues de cisaillement dans des plans obliques à 45° . Le phénomène est différent si l'on utilise au lieu de cubes, des prismes dont la hauteur est environ deux fois plus grande que l'arête de base. Dans ce cas l'éprouvette se fend souvent de haut en bas selon des plans verticaux¹. On arrive à un résultat analogue si on lubrifie les surfaces de contact entre les plaques de compression et le cube. Dans l'expérience classique de compression des éprouvettes cubiques, l'état de tension n'est en réalité pas aussi simple qu'il paraît au premier abord. Nous ne nous

¹ Föpl : « Techn : Mechanik III ».

Nous avons dit au début de ce chapitre que tout barrage calculé rigoureusement doit donner des résultats analogues. Le meilleur moyen d'établir des fatigues admissibles serait de faire soigneusement le calcul pour quelques grands barrages arqués. Ce travail dépasserait le cadre de cette étude. Il est cependant possible de comparer grossièrement ces divers barrages entre eux sans grand calcul, en faisant par exemple abstraction de l'action des murs.

Nous avons vu au chapitre III que les fatigues sont données par la formule

$$\sigma = \frac{R}{e} \pm \frac{\Delta X \cdot y_i}{W}$$

Le premier terme $\frac{R}{e} = \frac{\text{profondeur} \cdot r_{ext}}{\text{épaisseur}}$ est la formule approchée souvent utilisée.

type différent. Les valeurs $\frac{R}{e}$ sont faibles, grâce en partie aux fortes épaisseurs e , mais par contre les coefficients k sont assez défavorables. Les fatigues effectives maximales sont à peu près deux fois aussi fortes que les valeurs correspondantes de $\frac{R}{e}$. Elles atteignent 25 kg/cm². Mais à cause des grandes valeurs k les efforts de traction aux naissances sont assez considérables.

Le barrage de la Jogne se trouve, à cause de ses dimensions moyennes en plan, et à cause de son profil très svelte, faire partie des deux catégories.

Cette comparaison permet de conclure que les fatigues calculées pour le barrage de Broc, bien qu'élevées en apparence, ne dépassent pas, au contraire, celles d'autres grands barrages arqués, en service. Si l'on ne considère que la poussée des eaux et fait abstraction d'une

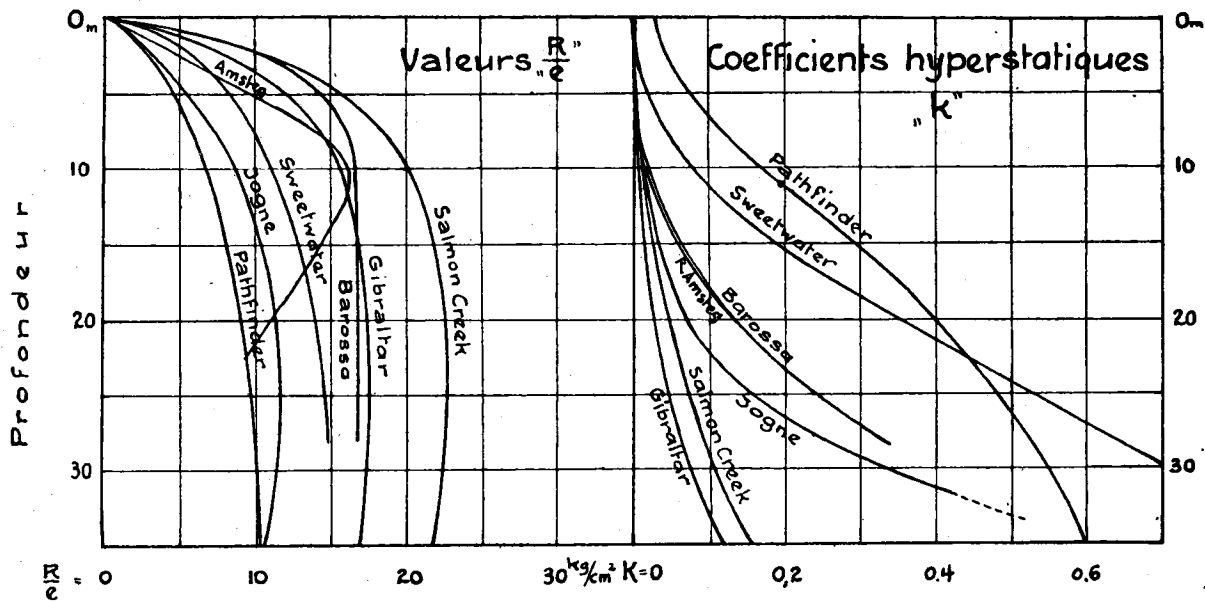


Fig. 25.

Le second terme provient de la grandeur hyperstatique $\Delta X = kR$. Les deux facteurs de comparaison tout indiqués sont $\frac{R}{e}$ et le coefficient k .

Les trois barrages de Barossa, Salmon Creek et Gibraltar marquent de fortes valeurs $\frac{R}{e}$ jusqu'à 23 kg./cm². Ceci provient de ce que ces trois barrages ont une très grande ouverture (fig. 1) et ont d'autre part un profil très svelte. Ces fortes compressions sont compensées par un coefficient k très favorable. Il en résulte finalement que les fatigues de compression maximum ne sont pas aussi grandes qu'on pourrait le croire au premier abord. Elles se montent approximativement à 35 kg./cm² pour la poussée des eaux seules. Les fortes valeurs $\frac{R}{e}$ se manifestent avantagement par le fait qu'aux naissances, extradoss, il subsiste une compression de quelques kg./cm².

Les barrages du Pathfinder, de Sweetwater sont d'un

variation de température, il semble d'après ces exemples que l'on peut monter sans inconvénient à 30 kg./cm² pour les arcs. Pour les sections verticales, il vaut mieux maintenir la limite plus basse 25 kg./cm². Si l'on calcule avec les variations de température, on peut porter la limite plus haut. Avec 35 kg./cm² pour les arcs et 30 pour les murs, on reste encore toujours au-dessous des valeurs obtenues pour le Salmon Creek et le Barossa dam.

On est facilement tenté d'exagérer l'importance des efforts de traction dans les arcs. Il s'est produit des fissures à presque tous les barrages, bien que le calcul statique n'ait probablement donné que des fatigues de compression. Le fait de calculer avec soin les efforts de traction d'un barrage ne saurait rendre pour cela le barrage moins stable. Dans un barrage arqué, les fissures sont moins à craindre. Elles ne risqueront jamais de traverser l'ouvrage de part en part, ce qui pourrait arriver dans un barrage plan.

On peut naturellement se demander s'il ne serait pas possible d'armer les parties soumises à la traction. C'est une question à examiner pour chaque cas particulier.

§ 2. Dimensions générales des barrages arqués.

Jusqu'à quelle largeur de vallée un barrage arqué est avantageux ? La réponse dépend surtout du rapport de la corde de l'arc supérieur à la hauteur du barrage et aussi de la forme générale du profil.

Certains barrages américains, arqués (Salmon Creek) mesurent à la corde 160 mètres (voir fig. 1). Le rapport, de la corde de l'arc supérieur, à la hauteur du barrage, $\frac{C}{H}$ est voisin de 3. On peut dire d'une manière générale que si la portée C des arcs est trop forte par rapport à la hauteur des murs, l'action des premiers est trop faible. Les barrages américains et quelques exemples que nous avons calculés semblent prouver que le rapport limite est voisin de 2,5.

§ 3. Influence de la forme de la vallée sur les dimensions du barrage, — Culées.

Le profil de vallée qui se prête le mieux à l'implantation d'un barrage arqué proprement dit est le rectangle (profil en U). Tous les murs étant très hauts sont flexibles, la plus grande partie des poussées est supportée par les arcs. Dans le cas de variation de température, les murs étant très élastiques suivent sans grand effort le mouvement des arcs. Il y aura lieu dans un cas pareil de renforcer un peu l'épaisseur du barrage au pied et le long des butées latérales comme cela se fait pour tous les arcs encastrés. Par contre la partie médiane du barrage aura les dimensions les plus faibles possibles de manière à donner à l'ouvrage toute l'élasticité qui lui est nécessaire afin de pouvoir subir les déformations, en particulier celle de la température, sans être soumis à des efforts exagérés. Ce dernier principe est d'ailleurs valable pour tous les profils de vallées.

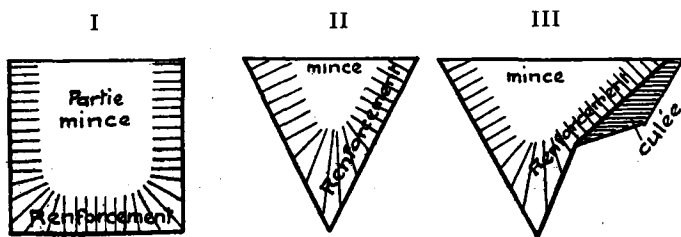


Fig. 26.

Si le profil de la vallée est en forme de V les murs latéraux sont plus courts et partant moins flexibles. Leur action est plus considérable que dans le cas précédent, le renforcement le long du pourtour devient indispensable. L'action des murs devient plus considérable aux ailes du barrage lorsque le profil de la vallée est évasé. Le mur peut dans ce cas supporter la presque totalité de la poussée des eaux (voir section II, fig. 20). Dans un tel cas il

sera fréquemment préférable d'arrêter les arcs par une grande culée, comme ce fût le cas au barrage de la Jogne (rivé gauche). On arrive par cet artifice à se rapprocher de la forme de V et l'on diminue ainsi les efforts exagérés dans les murs. Il peut se présenter que si l'évasement est très accentué, la culée doit être remplacée par une pile qui supporterait l'arc principal d'un côté et un arc secondaire de l'autre.

On passe ainsi au type de barrage à arcs multiples qui peut dans certains cas particuliers présenter des avantages. L'ouvrage est dans ce cas fréquemment exécuté en béton armé.

§ 4. Le retrait du béton.

Le retrait de la maçonnerie joue dans un barrage arqué, comme d'ailleurs, dans tout barrage, un rôle capital. Les prescriptions fédérales pour les ouvrages en béton de 1915 prévoient un retrait de 0,25 mm. par mètre, qui correspond à une chute de température uniforme de -20° . Nous avons compté dans nos calculs avec une chute de température de 7° à 14° et sommes arrivés à des fatigues assez grandes. Si le retrait prévu devait se manifester dans sa totalité, les fatigues déjà considérables seraient par endroits doublées et plus ; des fissures seraient à craindre.

Le danger se laisse atténuer par le choix approprié de la forme et des dimensions du barrage. Mais tout barrage en maçonnerie, aussi svelte soit-il, est excessivement sensible au retrait du ciment.

On peut choisir des matériaux dont le retrait est aussi faible que possible : une maçonnerie de pierres naturelles par exemple. Dans ce cas, seuls les joints de mortier, soit une très faible proportion du tout, diminuent de longueur. Le retrait de l'ensemble est donc très faible. Si les conditions ne permettent pas d'employer des pierres naturelles, on pourra utiliser des moellons de béton, vieux d'au moins trois mois. Le retrait se sera presque totalement opéré et les conditions seront les mêmes que précédemment. Un barrage en béton offre les plus grands risques de fissure. Le choix du ciment pourra peut-être contribuer à diminuer le retrait.

Au bout de 28 jours de prise, le retrait peut être évalué aux $\frac{2}{3}$ au moins du retrait total. D'après M. le prof. Schüle¹ le retrait fut même pour les ciments examinés et du béton dosé à 300 kg. par m³ de 0,35 mm/m après 28 jours et 0,40 mm/m après un an et demi. L'ordonnance fédérale du « Béton armé » 1915 permet de réduire de moitié le retrait fixé à 0,25 mm/m, si des joints de contraction sont laissés ouverts 14 jours au moins.

On pourrait dans le cas d'un barrage en béton, ramener les effets de retrait du ciment à leur plus faible expression en laissant un nombre suffisant de joints de contraction ouverts assez longtemps.

Le barrage de la Jogne a été exécuté en béton avec

¹ Resultate der Untersuchung der Längenänderungen beim Erhärten v. Mörtel und Beton : — Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungs-Anstalt Heft 13, 1908.

parements en moellons artificiels. Il a été subdivisé en 5 vousoirs de 20 m. environ de longueur par quatre joints de contraction verticaux de 1m. environ de largeur. Ces joints sont restés ouverts de 6 à 10 semaines, puis bourrés de béton damé à l'air comprimé ; les surfaces des joints ayant d'abord été piquées de manière à obtenir une liaison aussi intime que possible entre l'ancien et le nouveau béton.

Après l'exécution, le lac n'a pu être rempli pendant plusieurs mois à cause de la très grande pénurie d'eau, de sorte que pendant tout un hiver l'ouvrage fut exposé aux grands froids (hiver 1920-1921). Un des joints a présenté une fissure qui est apparue sur les deux côtés sans que nous ayons eu la preuve que cette fissure traversât le barrage de part en part. Peu après, un second joint présentait une fissure. Aucune n'a présenté d'inconvénient au point de vue de l'étanchéité, puisque dès la mise sous pression du barrage elles se sont refermées comme il fallait s'y attendre et sont restées parfaitement étanches.

Il se trouve donc que malgré notre précaution de maintenir ouverts un certain nombre de joints de contraction qui devaient permettre au retrait du ciment de s'opérer sans inconvénient pour le barrage, les fissures n'ont pas pu être évitées entièrement. Ce phénomène s'est d'ailleurs présenté à tous les barrages.

Nous ajoutons encore que cette fissure s'est produite à un endroit où le profil en long du barrage présentait un ressaut. On a pu observer une petite dénivellation de quelques dixièmes de mm. sensible au toucher seulement.

Les résultats des observations de température dont nous allons dire deux mots dans le paragraphe suivant donneront quelques éclaircissements sur cette rupture.

§ 5. Observations de température et mesures de déformation.

Mesures de température. — Les calculs nous ayant prouvé que les fatigues dues aux variations de température sont souvent plus considérables que celles dues à la poussée des eaux, et étant donné que les observations qui étaient à notre disposition pour établir des hypothèses sur les chutes de température étaient insuffisantes, il fut décidé d'entreprendre des mesures sur l'état thermique du barrage de la Jogne. A cet effet il a été noyé dans la masse de maçonnerie une trentaine de thermomètres à résistance électrique, disposés judicieusement et dont la lecture pendant les travaux et pendant l'exploitation devait nous permettre de tirer des conclusions intéressantes. L'installation elle-même et l'observation de ces thermomètres ont été dirigés par M. le professeur Joye de l'Université de Fribourg et M. Christen, qui ont mis avec la plus grande amabilité les renseignements suivants à ma disposition, ce dont je les remercie sincèrement.

Echauffement du béton pendant la prise. — Nous donnons ici à titre de renseignements provisoires le diagramme de température d'un des thermomètres (fig. 27). Il ressort de ce diagramme que dans de telles masses de

béton l'échauffement des matériaux dû à la prise du ciment est très considérable et ne disparaît que très lentement. La plupart des thermomètres placés à Broc ont marqué un échauffement de prise du ciment jusqu'à 30-35°. Cet échauffement s'est présenté en général au bout de quelques jours et à partir de ce moment-là le refroidissement ne s'est produit que très lentement. L'état d'équilibre thermique du barrage n'a été atteint qu'au bout de plusieurs mois, exception faite du couronnement du barrage de faible épaisseur.

On peut donc en conclure qu'au bout de 6 à 8 semaines, la température des vousoirs est encore très élevée et leur allongement sensible. Si la fermeture des joints avait lieu à ce moment-là, quand leur largeur est plus petite que jamais, il arriverait que par suite du refroidissement subséquent, les joints auraient la tendance à se décoller. Si on ajoute à cette contraction une partie du retrait qui ne

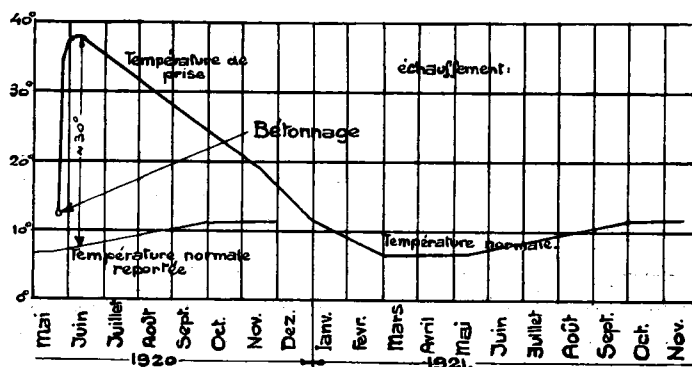


Fig. 27.

s'est pas encore opéré entièrement au bout de 6 semaines, on obtiendra presque à coup sûr des décollements fâcheux de la surface du joint.

Joints de contraction. — Maintenir des joints ouverts pendant 4 à 6 semaines c'est donc aller à l'encontre de ce qu'on désire obtenir. Pour que ces joints soient vraiment efficaces, il faut qu'ils restent ouverts au moins 8 mois et que leur fermeture n'ait lieu qu'à la fin de l'hiver, c'est-à-dire à un moment où l'échauffement du béton aura complètement disparu et où de plus, la masse aura pu durant l'hiver se refroidir suffisamment pour que les joints aient atteint leur écartement maximum.

Il sera peut-être difficile d'exiger que ces joints restent ouverts aussi longtemps. Si le barrage est très élastique on pourra renoncer à faire des joints qui, de toute façon, sont plus ou moins en contradiction avec l'hypothèse d'arcs parfaitement encastrés.

Variations annuelles de température. — Ces observations nous ont donné d'autres résultats encore, tout aussi importants que les premiers. Elles nous ont prouvé que nos hypothèses sur l'état thermique du barrage étaient encore exagérées. Les thermomètres ont été placés par groupes dans le couronnement du barrage et à 10-20-30-40-50 m. de profondeur. Il a été observé que les thermomètres du couronnement qui se trouvaient à un mètre de la surface du barrage sont descendus au cours de l'hiver,

alors que le lac était complètement vide, à -2° environ, tandis que la température atmosphérique est descendue à -10° . La température la plus élevée a été atteinte au mois d'août, soit 22° . La variation annuelle a donc été de 24° . Si l'on part d'une température initiale moyenne de 11° la variation comporte

Profondeur	Variation	Abaissement au-dessous de la temp. initiale
1 m.	-2° à 22°	13 $^{\circ}$
10 m.	$+1^{\circ}$ à 21°	10 $^{\circ}$
20 m.	$+5^{\circ}$ à 17°	6 $^{\circ}$
30 m.	$+6^{\circ}$ à 12°	5 $^{\circ}$
50 m.	$+7^{\circ}$ à 9°	4 $^{\circ}$

Le calcul avait tenu compte de chutes de température plus grandes, soit :

au couronnement	14 $^{\circ}$
à 10 m.	11 $^{\circ}$
à 20 m.	9 $^{\circ}$
à 30 m.	7 $^{\circ}$
à 40 m.	5 $^{\circ}$

Il en résulte donc que les fatigues calculées et représentées par le diagramme N $^{\circ}$ 22 n'ont en réalité pas été atteintes. Il faudrait les réduire en moyenne de 20 %.

Mesures des déformations élastiques. — Le calcul se basant essentiellement sur l'évaluation des déformations élastiques de l'ouvrage, il était intéressant de vérifier par des mesures si les déformations calculées correspondent bien avec la réalité. A cet effet, le barrage de la Jogne est muni de deux mires placées au couronnement et à 8 m. de profondeur qui permettent de mesurer facilement au moyen d'une lunette le déplacement de la clef de l'arc supérieur. En dehors de ces deux mires, il a été placé environ 35 boulons répartis sur toute la surface du parement aval. Ces boulons peuvent être observés au moyen de clinomètres de précision qui indiquent en chaque point la flexion du barrage. De ces angles il est simple de déduire au moyen d'une épure de déformation les déplacements linéaires.

Conclusions.

Si le calcul, tel que nous l'avons esquissé paraît compliqué, il ne faut pas oublier que l'ouvrage en vaut la peine. Le travail que demande le projet trouve largement sa justification si l'on arrive à une économie de matériel.

L'action du barrage arqué dépend de tant de facteurs : hauteur, largeur et forme de la vallée, inclinaison admissible des réactions latérales, qu'il n'est pas possible de donner comme pour les barrages de gravitation quelques types universels. Le barrage arqué doit s'adapter aussi exactement que possible à l'emplacement, et chercher à utiliser tous les avantages de la configuration des lieux.

Une étude sur cette matière ne pouvait donc pas aboutir à fixer une forme type. L'analyse du jeu des forces à

l'intérieur du barrage nous aura permis de voir à quelles conditions il doit satisfaire pour travailler aussi favorablement que possible, c'est-à-dire de manière à éviter que certaines régions ne soient pas trop fortement sollicitées tandis que d'autres le sont trop peu.

Cette étude nous a conduits aux conclusions essentielles suivantes : Les arcs n'ont pas nécessairement la forme d'arcs de cercles mais bien celle des courbes funiculaires des poussées réduites. *L'épaisseur du barrage doit être renforcée tout le long du pourtour, tandis que la partie centrale de l'ouvrage doit au contraire être aussi mince que possible.* La section verticale doit par conséquent présenter un pied marqué qui correspond à l'action prédominante du mur dans la région inférieure.

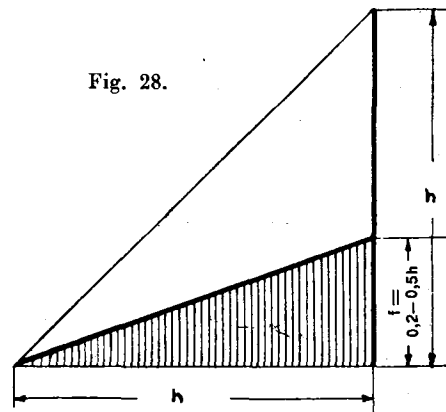


Fig. 28.

On peut déterminer rapidement, pour établir un avant-projet, l'épaisseur moyenne des arcs en se servant de la formule (e = épaisseur moyenne)

$$e = \frac{p \times r_e}{\sigma}$$

Pour le pied du barrage on peut par exemple assigner au mur un diagramme de poussée d'après la fig. 28, la hauteur f variant de $0,5 h$ à $0,2 h$.

Au moyen de ce diagramme réduit des poussées et en tenant compte des sous-pressions, on arrive par les formules usuelles du massif triangulaire aux épaisseurs e du pied du barrage données par le tableau suivant. Le rapport $\frac{C}{H}$ représente le rapport de la corde de l'arc supérieur à la hauteur totale du barrage.

$\frac{C}{H} = 1$	$e = 0,21 h.$
1,25	0,26
1,50	0,31
1,75	0,35
2,00	0,39
2,50	0,45
3,00	0,50

Ces valeurs ne sont qu'approximatives et ne peuvent servir que pour un avant-projet. L'épaisseur des murs dépend en grande partie aussi du profil à travers la

vallée et du surbaissement des arcs dont le tableau ci-dessus ne tient pas compte.

Partout où la nature des appuis latéraux le permet, et si l'on n'est pas exposé aux tremblements de terre, il faudrait compter avec l'action des arcs. Celle-ci se fera d'ailleurs sentir par ses inconvénients comme par ses avantages, qu'on le veuille ou non. L'exemple du Salmon Creek dam montre que l'on peut compter avec l'action des arcs allant jusqu'à des portées de 160 mètres.

Il est évident que plus un calcul est complet et exact, plus aussi il faut en apprécier les résultats avec largeur. Nous avons essayé de montrer par comparaison avec quelques grands barrages arqués d'Amérique que l'on ne

pouvait plus s'en tenir aux exigences fixées pour les barrages de gravitation sans s'exposer à ne pouvoir jamais construire de barrages arqués en maçonnerie. Toujours, le calcul décèlera des fatigues d'extension par exemple.

La limite des fatigues peut sans inconvénient être portée à 35 kg./cm² pour la compression si les hypothèses sur les variations de température correspondent bien à la réalité et si l'on a par le choix des matériaux et du mode d'exécution réduit au minimum les effets du retrait du ciment. Il est difficile de donner une limite pour les efforts de traction. Il faut tendre par la forme de l'ouvrage à maintenir ces fatigues dans une bonne proportion avec le travail de compression, au maximum 10 kg./cm².

