

Calcul des barrages arqués

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

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **81/82 (1923)**

Heft 2

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-38843>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

INHALT: Calcul des barrages arqués. — Das Gebäude der Schweizerischen Nationalbank in Zürich. — Einiges über Betriebs-Erfahrungen mit Rollenlagern. — Miscellanea: Eidg. Technische Hochschule. Ostwald'sche Farbentheorie. Eine Ausstellung über Architektur-Publikationen. Die „Agis“, Akademische Gesellschaft für Flugwesen in Zürich. Der „Johannesbau“ in Dornach bei Basel. Schweiz. Bundesbahnen. Schloss Waldegg bei Solothurn. Vom Eidg. Amt für Wasserwirtschaft. —

Nekrologie: C. Brun. G. Lunge. — Konkurrenzen: Turnhallenbau in Winterthur-Wülflingen. Ausgestaltung der „Place de l'Ours“ in Lausanne. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Sektion Bern des S. I. A. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. S. T. S.

Tafel 5 bis 8: Das Gebäude der Schweiz. Nationalbank in Zürich.

Band 81.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 2.

Calcul des barrages arqués.

Par H. Juillard, ingénieur.

Sous le titre „Etude sur les barrages arqués“ M. A. Stucky, ingénieur, expose dans une publication du „Bulletin technique de la Suisse Romande“ les méthodes qui ont servi de base au calcul du barrage de la Jogne.

Celui-ci est le premier grand barrage arqué construit en Suisse et aussi le premier barrage agissant comme voûte horizontale dont le dimensionnement soit basé sur une méthode de calcul aussi approfondie. Cette œuvre mérite donc doublement de retenir notre attention.

Il est inutile de décrire ici les dimensions du barrage qui sont donnés en détail dans la publication citée.¹⁾ Nous nous bornerons uniquement à résumer la méthode de M. Stucky qui, d'une manière différente, traite le problème que nous avons étudié dans notre article sur „l'influence de l'encastrement latéral dans les grands barrages“.²⁾

Exposé de la méthode générale.

Le barrage est sectionné en lamelles verticales et horizontales: les murs (poutres) et les arcs sur lesquels la poussée de l'eau se répartit.

Pour déterminer cette répartition on dispose de six équations exprimant que la position dans l'espace et l'orientation d'un élément commun à un mur et à un arc doivent être après la déformation les mêmes pour chaque système.

Pratiquement il n'est pas possible ni nécessaire non plus de tenir compte de ces six équations. M. Stucky n'en introduit qu'une dans ses calculs; celle qui exprime que la déformation radiale, c'est-à-dire normale à la surface du barrage, doit être la même en chaque point pour les murs et pour les arcs³⁾. A la fin de l'étude il est démontré que pour le barrage de la Jogne, la déformation tangentielle du mur n'avait en effet pas d'importance.

Considérons une série de sections verticales I, II, III... et horizontales a, b, c...⁴⁾ (figure 1) et appelons δ_{aa} le déplacement horizontal d'un point du mur sous une poussée $P = 1$ agissant en a, et δ_{ab} le déplacement de a pour $P = 1$ agissant en b. La concordance des déformations des murs et des arcs s'exprime par une série d'équations:

$$P_a \delta_{aa} + P_b \delta_{ab} + \dots = \delta_{aR}$$

$$P_a \delta_{ab} + P_b \delta_{bb} + \dots = \delta_{bR}$$

Les seconds membres de ces équations sont aussi des valeurs composées analogues à celles des premiers membres. Le système d'équations complet serait de la forme:

$$P_{aI} \delta_{aI} + P_{bI} \delta_{bI} + \dots = P'_{aI} \delta'_{aII} + P'_{aII} \delta_{aIII} + \dots$$

$$P_{aI} \delta_{bI} + P_{bI} \delta_{bI} + \dots = P'_{bI} \delta'_{bII} + P'_{bII} \delta_{bIII} + \dots$$

Pour simplifier le problème il n'est pas tenu compte de cette conformation qui exigerait, pour les arcs également, le calcul de la déformation produite en un point quelconque, par une charge de position quelconque aussi. On ne peut plus dans ce cas effectuer à proprement parler la résolution des équations. On en est réduit à supposer une

répartition de la charge et à déterminer pour celle-ci les déformations δ_{aR} , δ_{bR} ... des arcs. Les δ_{aa} , δ_{ab} ... pour les murs sont déterminés d'avance, de sorte qu'en introduisant les P_a , P_b ... supposés et les δ_{aR} ... calculés dans les équations, on peut vérifier à quel degré celles-ci sont satisfaites et améliorer les suppositions jusqu'à ce qu'on arrive à un résultat satisfaisant. Pour éviter le calcul fastidieux des déformations des arcs pour les différentes approximations de la répartition de la charge, il a été introduit une nouvelle simplification sur laquelle nous reviendrons plus loin.

Les coefficients de déformation des murs δ_{aa} , δ_{ab} ... et des arcs δ_{aR} , δ_{bR} ... sont tous déterminés graphiquement au moyen d'épures de déformation, d'après la méthode ordinaire employée pour les voûtes de pont. M. Stucky a renoncé à déterminer exactement la valeur des déformations dans les régions massives du barrage. Il pense que pour ces points la détermination de la déformation doit nécessairement se baser sur des conventions plus ou moins arbitraires¹⁾ et propose d'assigner dans les régions basses du barrage la totalité des poussées aux murs. Le barrage de la Jogne dimensionné d'après ce principe présente un pied renforcé.

Les sections horizontales du barrage de la Jogne n'ont pas la forme d'arcs de cercle,²⁾ la ligne médiane de celles-ci est donnée par la courbe funiculaire des poussées agissant sur les arcs, c'est-à-dire que chaque arc reçoit la forme d'une voûte à trois articulations, tracée de manière à éviter tout effort de flexion. Comme la répartition de la charge n'est pas constante, mais varie avec la hauteur des sections horizontales, la courbure de celles-ci sera aussi variable.

M. Stucky est en effet d'avis „que la forme en arc de cercle généralement admise n'est 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“ et qu'une charge non uniforme (de l'arc de cercle), „peut, le cas échéant, provoquer des fatigues bien plus défavorables, malgré le soulagement“ apporté par les poutres verticales.

Il est incontestable que pour le cas d'une charge différant totalement de la charge uniformément répartie (p. ex. force unique de la clef, voir figure 3 de la notice annexe, ou bien charges négatives), il est nécessaire d'adapter la forme de la voûte aux poussées qu'elle a à supporter. Nous remarquerons toutefois à ce sujet que, d'une part, on n'a pratiquement en général pas à tenir compte de charges aussi variées, et que d'autre part, il nous paraît très dangereux de tracer et de dimensionner les arcs pour les poussées réduites, lorsque celles-ci produiraient dans la voûte en arc de cercle des fatigues plus grandes que la charge totale. Il ne faut pas en effet considérer la répartition de la charge entre les murs et les arcs, même si elle est calculée avec le plus grand soin, comme absolument exacte, et ceci surtout lorsque cette répartition est très variable d'un point à l'autre. Il se pourrait donc, la répartition de la poussée entre les éléments verticaux et horizontaux étant pour une raison quelconque différente de celle calculée, que les fatigues véritables d'un arc ainsi „adapté“ à sa charge se trouvent être beaucoup plus fortes que celles données par le calcul. A notre avis il

¹⁾ Voir aussi à ce sujet «S. B. Z.» 8 Mars 1919 (page 105) et 16 Octobre 1920 (page 184). *Réd.*

²⁾ Voir «S. B. Z.» Vol. 77; page 271, 286 (Déc. 1921).

³⁾ Nous avons montré dans notre étude que cette simplification que nous avons aussi introduite consistait à considérer le barrage comme étant formé d'un système d'éléments rigides horizontaux et verticaux, s'appuyant librement les uns sur les autres.

⁴⁾ La figure 1 n'est pas donnée dans la publication Stucky.

¹⁾ Nous avons montré qu'une répartition de la charge devait néanmoins avoir lieu et que celle-ci est imposée par la forme extérieure du barrage (profil de la vallée) quelque soient la déformation et les propriétés élastiques du mur.

²⁾ Excepté à la base du barrage, pour laquelle il n'a pas été tenu compte de l'action latérale.

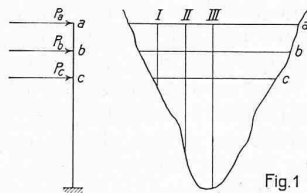


Fig. 1

vaudrait mieux dans ce cas ne pas tenir compte de l'action des arcs horizontaux pour déterminer la résistance du barrage.

Mais en général la répartition des poussées entre les éléments verticaux et horizontaux sera assez régulière (lors d'un profil de vallée approprié) pour que les fatigues dans les arcs atteignent leur maximum à l'encastrement et à la clef et non en un point intermédiaire. Dans ce cas la forme exacte de l'arc n'a, lors d'une flèche donnée, plus une grande importance sur la grandeur des fatigues maximales.

Il est toutefois intéressant de rechercher si la voûte tracée suivant le polygone funiculaire des poussées est théoriquement la plus favorable. Nous contrôlerons dans une note annexe à cette analyse, que ce principe n'est pas exact.

Il ne faudrait point conclure du tout de nos remarques que le barrage de la Jogne a reçu une forme mal appropriée; nous sommes persuadés qu'il n'aurait pas été possible de réaliser une économie de matériaux en employant une autre forme d'arc. On peut tout au plus dire que les calculs et la construction ont été quelque peu compliqués et qu'en particulier en délaissant pour le parement amont la forme en arc de cercle, on a perdu l'avantage de pouvoir résoudre le problème analytiquement.

Détail du calcul.

Le calcul comprend:

1. Détermination des coefficients de déformation des murs δ_{aa} , δ_{ab} pour une charge agissant en un point quelconque.
2. Calcul des arcs soumis à une poussée répartie.
3. Calcul de la déformation des arcs.
4. Répartition des poussées sur les deux systèmes.
5. Calcul des fatigues.

Le calcul des arcs se base sur les hypothèses suivantes: les poussées, comme l'arc lui-même, sont symétriques par rapport à un axe Y-Y; la ligne médiane de l'arc coïncide avec le polygone funiculaire des poussées (supposées connues) déterminé par le milieu des naissances et de la clef. L'arc encastré est en général trois fois statiquement indéterminé. L'indétermination statique se réduit dans ce cas à l'existence d'une seule inconnue ΔX agissant horizontalement suivant l'axe de gravité des valeurs ds/J . Cette grandeur ΔX est déterminée comme étant la force complémentaire agissant sur l'arc chargé, encastré en B et libre en A, pour ramener le point A à sa position fixe (fig. 2). En introduisant parmi les forces extérieures la réaction R_A qui agirait dans un arc à trois articulations, le calcul se simplifie, car l'axe de la voûte coïncidant dans ce cas avec la ligne des pressions des forces extérieures, l'arc ne sera soumis qu'à un effort de compression. L'expression connue de ΔX est:

$$\Delta X = - \frac{\delta_{mx}}{\delta_{xx}}$$

où

$$\delta_{mx} = \sum_A^B \frac{R_m \cos \psi ds}{E F}$$

R_m n'est une constante que dans le cas d'une charge uniformément répartie, c'est-à-dire d'après le principe Stucky que dans le cas d'une voûte en arc de cercle. Pour simplifier les calculs il a été néanmoins introduit une valeur moyenne de R_m , \bar{R} et l'expression de δ_{mx} devient:

$$\delta_{mx} = \frac{\bar{R}}{E} \sum_A^B \frac{\cos \psi ds}{F}$$

Les R_m varient peu et l'erreur qui résulte de cette simplification est en général négligeable. Ceci n'est naturellement valable que dans le cas spécial où l'axe de la voûte coïncide exactement avec la ligne funiculaire des poussées. Si l'on voulait calculer un autre arc (p. ex. un

arc de cercle) chargé d'une manière quelconque au moyen de cette simplification, on obtiendrait des résultats totalement faux.

Cette simplification effectuée, on aura:

$$\Delta X = - \frac{\bar{R} \sum_A^B \frac{\cos \psi ds}{F}}{E \delta_{xx}}$$

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

où k est une constante pour un arc donné.¹⁾ Le calcul des arcs est ainsi ramené en principe à celui de la grandeur hyperstatique ΔX produite par une charge moyenne. Grâce à cette simplification, il n'est pas nécessaire d'effectuer complètement le calcul des déformations de l'arc pour la charge totale, et il est possible d'opérer avec la déformation produite par $\Delta X = 1$, de laquelle on déduit la déformation pour $R = 1$ au moyen de la relation $\bar{R} = \frac{1}{k} \Delta X$.

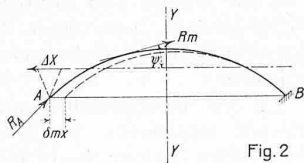
Le calcul est ainsi tout à fait simple lors d'une charge donnée, c'est-à-dire lorsque la répartition de la poussée entre les murs et les arcs est connue. Mais la grande difficulté réside justement dans la détermination rigoureuse de la répartition de la charge. Cette difficulté est encore augmentée lorsque la forme exacte des arcs n'est pas connue et dépend du résultat du calcul des déformations.

Nous avons vérifié que la méthode de M. Stucky, consistant à déterminer la déformation pour la charge $\Delta X = 1$ et d'en déduire la déformation de l'arc pour la charge totale, était en général suffisante. Mais il n'y a dans la publication de M. Stucky, qui est très peu explicite sur la détermination de la répartition des poussées, aucune donnée permettant de tracer les arcs de manière à éviter le calcul successif de la déformation pour diverses formes d'arcs. Nous avons en effet déterminé au moyen d'exemples particuliers (il n'est malheureusement pas possible de critiquer autrement la méthode), que la déformation varie énormément avec la forme de l'arc et que la propriété de pouvoir calculer n'importe quel arc, tracé suivant le polygone funiculaire des poussées, uniquement au moyen de la grandeur auxiliaire $\Delta X = 1$, ne permet pas de confondre les déformations des différents arcs entre elles, bien que ces arcs aient la même portée, la même flèche et la même charge totale. D'autre part les écarts entre les déformations produites pour un même arc, par une charge quelconque et une charge moyenne uniformément répartie, sont encore plus grands.

Il est dès lors très difficile d'évaluer la répartition probable des poussées et de choisir la forme du mur, puis d'arriver, par approximations successives, à trouver une répartition de la charge produisant la même déformation dans les deux systèmes, murs et arcs, tout en conservant aux arcs la forme du polygone funiculaire des poussées, conformément à l'hypothèse fondamentale du calcul. Il est naturel qu'en procédant ainsi par tâtonnement, on n'arrivera pas sans une somme de travail tout à fait exagérée à satisfaire parfaitement à toutes ces conditions, et il restera toujours une certaine incertitude sur les résultats du calcul, qu'on ne pourra évaluer sans une nouvelle série de recherches. On ne saura par exemple pas, si en passant d'une approximation à l'autre, il est nécessaire de refaire le calcul de la déformation des arcs ou non, et on ne saura pas non plus, sans recherche spéciale pour chaque cas particulier, si la différence obtenue entre les déformations des murs et des arcs est admissible ou non.

Après un examen approfondi de la méthode de M. Stucky nous sommes, pour ces raisons, convaincus, que seule une méthode de calcul (analogue à celle que nous avons proposée) basée sur la détermination rigoureuse de la répartition de la charge, est susceptible de fournir une solution satisfaisante du problème du barrage encastré.

¹⁾ k est lors d'une charge uniformément répartie le coefficient Δ de notre étude.



Une telle méthode exige de même que pour les poutres, la détermination de la déformation des arcs pour une charge unique de position quelconque (lignes d'influences de la déformation) et ensuite la résolution d'un système d'équations du premier degré, exprimant l'identité de la déformation des murs et des arcs. Ces calculs sont naturellement longs, mais le travail peut être lors de l'emploi de la solution analytique appliquée systématiquement, passablement réduit.

La méthode graphique ne peut du reste entrer en ligne de compte pour la détermination des lignes d'influence de la déformation. Elle exige beaucoup plus de travail et est moins exacte (souvent trop peu exacte) que la méthode analytique. L'avantage de la solution analytique est encore accru dans ce cas, du fait que le problème du barrage encastré est un problème neuf et nécessite par conséquent des vérifications générales ainsi que la recherche de valeurs limites.

Il est clair que le problème est le plus simple à résoudre lorsque le parement amont des arcs est un arc de cercle. Bien que la voûte en arc de cercle ne soit pas théoriquement la plus favorable, elle n'exige pas pratiquement (sauf dans quelques cas exceptionnels) de plus grandes masses de maçonnerie ni de plus grandes fatigues que la voûte „statiquement idéale“. La détermination de la forme de celle-ci est du reste de nouveau très longue en elle-même et signifierait, combinée avec le travail qu'exige déjà l'étude d'un barrage de forme donnée, un labeur tout à fait hors de proportion avec le résultat qu'on obtiendrait.

Après avoir étudié l'influence de la charge d'eau, M. Stucky détermine les efforts dus à une variation de température conformément à la méthode habituelle. La déformation des arcs produite par une variation de température entraîne aussi une déformation et une fatigue des murs. Les conditions qui permettent de déterminer les efforts agissant dans les murs sont les mêmes que dans le cas d'une charge d'eau, il faut que les deux systèmes, murs et arcs, présentent la même déformation.

Résultats du calcul.

Les fatigues obtenues par une telle méthode de calcul sont plus grandes que celles auxquelles on est accoutumé dans le calcul des murs de gravitation. Les murs et les arcs du barrage de la Jogne sont soumis, par la charge d'eau agissant seule, à des efforts de traction de 2 kg/cm² environ (sans tenir compte des souspressions) tandis que la variation de température admise produirait des fatigues plus grandes que la charge d'eau: 15 kg/cm² à la compression et 12 kg/cm² à la traction. Les mesures effectuées sur la répartition de la température au sein du barrage ont heureusement montré que les suppositions faites sur les variations de température avaient été trop défavorables.

M. Stucky insiste sur le fait que la plupart des barrages arqués existants ne travaillent pas dans des conditions plus favorables que celui de la Jogne et présentent des fatigues tout aussi élevées. Pour cette raison, il est d'avis qu'il est permis d'élever le taux des fatigues admissibles, lors d'un calcul aussi complet que celui effectué pour le barrage de la Jogne, et propose de porter celles-ci à 35 kg/cm² pour la compression et 10 kg/cm² pour la traction.

Cette opinion ne peut absolument pas être admise sans autre explication, car il est clair que pour bien des bétons 10 kg/cm² à la traction représentent déjà une charge de rupture. S'il existe des barrages pour lesquels le calcul décèle de telles fatigues, on ne doit pas en conclure, à notre avis, que la bonne conservation de ces ouvrages est due à la résistance spéciale de la matière constitutive, mais plutôt qu'elle doit provenir du fait que le calcul effectué donne des résultats trop défavorables. Cette différence entre le calcul et la réalité ne peut, dans le cas d'un calcul sérieux, provenir de l'inexactitude de la

méthode en elle-même, mais des bases de celles-ci ou encore du fait que le barrage fissuré travaille en quelque sorte comme voûte à articulations. Un facteur favorable dans l'exactitude des hypothèses fondamentales pourrait être le fait que la déformation élastique du béton croît plus rapidement que la charge qui la produit et non proportionnellement comme on le suppose, et que, de ce fait, les parties trop chargées se dérobent pour ainsi dire à la charge qu'elles devraient théoriquement recevoir, cette dernière se reportant ainsi sur d'autres parties moins chargées. Toutefois cette conception, de même que la supposition que le barrage ayant subi des ruptures partielles puisse dans tous les cas résister comme voûte articulée, *ne sont que des hypothèses que l'on devra, jusqu'à leur vérification absolue, traiter de dangereuses.*¹⁾ Pour cette raison nous ne pouvons pas encore aujourd'hui affirmer qu'un effort de traction de 10 kg/cm² est généralement admissible et nous devons nous contenter de dimensionner nos barrages sur la base de fatigues que la matière pourrait vraiment supporter sans danger, si elle était appelée à y résister.

Ce n'est que quand on aura calculé d'après les nouvelles méthodes et construit avec succès un plus grand nombre de barrages que l'on pourra se prononcer si, pour une raison ou pour une autre, il est permis d'augmenter la valeur des fatigues admissibles, mais tant que ces raisons ne sont pas plus clairement connues, nous devons nous abstenir d'être trop audacieux.

En terminant l'examen de la publication de M. Stucky nous tenons à ajouter que nous avons rapporté d'une visite au barrage de la Jogne, alors en pleine charge, une très bonne impression et que nous avons pu à cette occasion constater la belle étanchéité du mur.

*

Note sur la forme des arcs et les dimensions générales des barrages.

Pour critiquer la forme des sections horizontales d'un barrage, nous avons étudié deux séries de voûtes en arc de cercle d'épaisseur constante, pour divers rapports $\frac{e}{r_m}$ de l'épaisseur de l'arc e au rayon de courbure r_m de l'axe. Pour ces différentes voûtes, nous avons calculé les lignes des moments pour une charge uniformément répartie p et pour une charge unique P agissant à la clef. Les valeurs nécessaires à cette recherche sont obtenues sans difficulté en appliquant les formules 11 de notre étude²⁾ ainsi que leurs valeurs particulières pour le cas de la charge uniformément répartie.

On obtient les résultats donnés par les figures 3 et 4. Les figures 3 se rapportent à une voûte en demi-cercle ($\alpha = \pi/2$). Les moments (fig. 3a) produits dans une section donnée quelconque par la charge uniformément répartie sont tous proportionnels au facteur A , lequel ne varie qu'avec le rapport $\frac{e}{r_m}$. Les moments négatifs à la clef sont plus petits que les moments positifs agissant aux naissances (rapport 0,57). La charge unique P agissant à la clef produit des moments négatifs à la clef et aux naissances (figure 3b). Un rapide examen des figures 3a et b montre qu'il existe une charge supplémentaire P , telle que les moments positifs produits aux naissances par la charge p soient réduits, sans que les moments négatifs totaux à la clef deviennent en valeur absolue plus grands que les moments positifs.

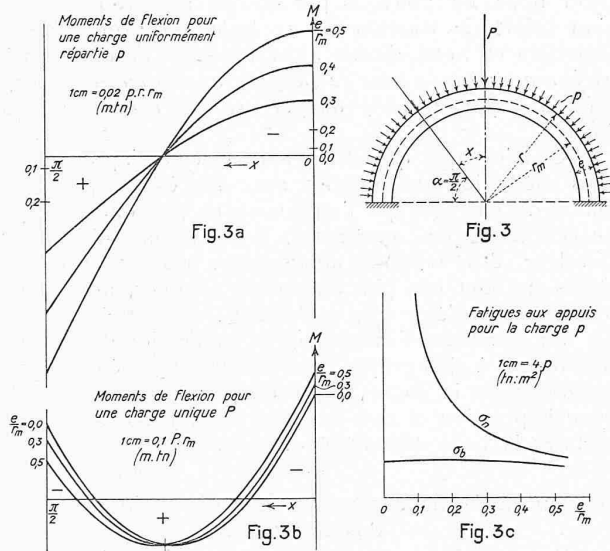
De cette constatation, il résulte que pour la voûte en arc de cercle la charge uniformément répartie n'est pas la plus favorable, mais qu'au contraire dans le cas d'une voûte en demi-cercle (c'est-à-dire plus élastique que toutes celles que l'on pourra pratiquement réaliser) une charge supplémentaire, agissant dans le voisinage de la clef, abaisse la

¹⁾ Nous ignorons si M. Stucky fait aussi ces hypothèses, il ne nous dit malheureusement pas comment il conçoit que la maçonnerie puisse supporter de si grands efforts.

²⁾ Voir «S. B. Z.» Vol. 78, pages 271, 286 (Décembre 1921).

valeur des moments de flexion maxima. Il est aussi intéressant de remarquer que plus $\frac{e}{r_m}$ diminue, c'est-à-dire plus l'arc devient élastique, plus aussi l'action de la force P est favorable.

Les figures 4 donnent les mêmes diagrammes pour $\alpha = \frac{\pi}{4}$. Le rapport des moments minimum et maximum produits par la charge uniformément répartie est 0,51. Nous remarquons en considérant les lignes des moments pour la charge P qu'une charge supplémentaire ne peut être favorable que dans le cas d'un arc très élastique $\frac{e}{r_m} < 0,2$. Pour $\frac{e}{r_m} > 0,2$ la plus petite charge agissant à la clef est la plus favorable.



efforts $\sigma_n = \frac{N}{F}$, $\sigma_b = \frac{M}{W}$ et $\tau = \frac{Q}{F}$ et en remarquant que $F = r_m \frac{e}{r_m}$, $W = \frac{r_m^2}{6} \left(\frac{e}{r_m}\right)^2$ et $\left(\frac{i}{r_m}\right)^2 = \frac{1}{12} \left(\frac{e}{r_m}\right)^2$, il est possible d'exprimer directement les tensions agissant dans une voûte chargée uniformément.

Nous avons
$$N = p r (1 - \Delta \cos x)$$

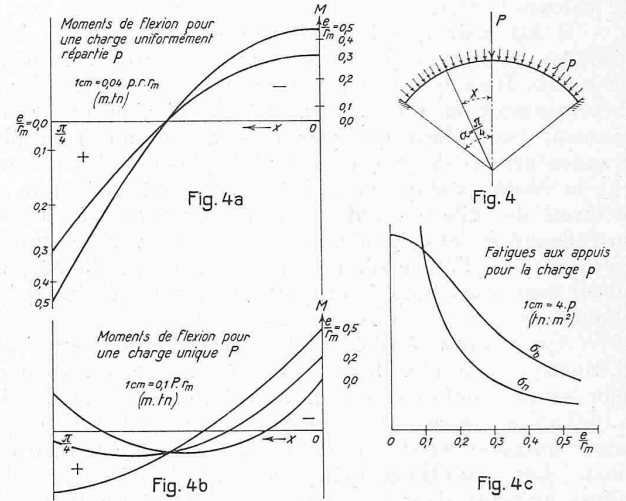
$$Q = -p r \Delta \sin x$$

$$M = -p r r_m \left(\cos x - \frac{\sin \alpha}{a} \right) \Delta$$

En posant Δ (qui est le coefficient k de M. Stucky)

$$\Delta = \Theta \left(\frac{i}{r_m}\right)^2 \text{ où } \Theta = \frac{\sin \alpha}{\frac{a}{2} + \frac{b \sin 2\alpha}{4} - \frac{\sin^2 \alpha}{a}}$$

Calcul des barrages arqués.



Enfin, si l'on considère la poutre encastée à ses deux extrémités comme forme limite d'un arc, on peut dire également que la charge qui produit les plus faibles efforts de flexion est une charge minimum en chaque point.

Cette analyse, tout en montrant que la manière dont M. Stucky trace les arcs d'un barrage ne donne pas les fatigues les plus petites, ne nous permet néanmoins pas de formuler une règle précise. Il semble, tout au plus, que lors d'une charge uniformément répartie, une forme en anse de panier serait favorable pour les arcs très élastiques ($\frac{e}{r_m}$ petit et α grand), tandis qu'une courbure plus forte à la clef conviendrait mieux lors d'arcs moins élastiques. Le problème de la détermination de la forme idéale des arcs est très compliqué et comme, pour d'autres formes que l'arc de cercle, on ne peut plus établir de formules, on ne saurait résoudre la question qu'en traitant un certain nombre d'exemples particuliers. Le problème se complique encore si on fait varier l'épaisseur de la voûte en renforçant par exemple les appuis, comme il est statiquement avantageux de le faire. Enfin lors du cas d'un barrage agissant simultanément comme voûte horizontale et comme console verticale, et par conséquent nécessitant le calcul préliminaire de la répartition des charges, la détermination de la forme la plus favorable exigerait une somme de travail par trop considérable. Comme nous l'avons déjà exprimé, il ne peut exister du reste de grandes différences entre les fatigues maxima des diverses formes d'arc qui entrent en ligne de compte, et pratiquement on peut considérer comme préférable la forme qui permet le calcul le plus simple et le plus exact, c'est-à-dire celle ayant un parement amont tracé en arc de cercle.

On remarque que les moments fléchissants produits par la charge uniformément répartie tendent vers 0 avec $\frac{e}{r_m}$. En introduisant dans les formules 11 déjà citées les

on obtient :

$$\sigma_n = \frac{p}{e} \left[1 - \Theta \left(\frac{e}{r_m}\right)^2 \frac{\cos x}{12} \right] \frac{r}{r_m}$$

$$\sigma_b = -\frac{p}{2} \left(\cos x - \frac{\sin \alpha}{a} \right) \Theta \frac{r}{r_m}$$

$$\tau = -\frac{p}{12} \frac{e}{r_m} \Theta \sin x \frac{r}{r_m}$$

Excepté le cas pratiquement irréalisable où $\alpha = \pi$, Θ n'est jamais nul, il reste de même toujours fini pour toutes les valeurs de $\frac{e}{r_m}$ (exception faite pour $\alpha = 0$). On voit donc que lorsque $\frac{e}{r_m}$ tend vers 0, σ_n tend vers l'infini, σ_b vers une limite déterminée (vers l'infini pour $\alpha = 0$) et τ vers 0. Les diagrammes figure 3c et 4c donnent les variations de σ_n et σ_b avec $\frac{e}{r_m}$; on remarquera en particulier que σ_b augmente lorsque $\frac{e}{r_m}$ diminue.

D'après les formules précédentes toutes les tensions ne dépendent donc que du rapport $\frac{e}{r_m}$, de l'angle d'ouverture α et de la charge p . On peut donc dire que pour tous les arcs semblables (géométriquement parlant) soumis à la même charge, les fatigues sont les mêmes.

Cette constatation permet de mieux étudier la question posée par M. Stucky: jusqu'à quelle largeur de vallée un barrage arqué est-il avantageux? D'après M. Stucky cette limite dépend surtout du rapport $\frac{C}{H}$ de la corde de l'arc supérieur à la hauteur du barrage et aussi de la forme générale du profil. D'après ses évaluations le rapport limite serait voisin de 2,5. M. le Prof. Rohn¹⁾ estime que la valeur de ce rapport devrait être au maximum 2.

¹⁾ Voir: Beitrag zur Berechnung massiver Staumauern, «S. B. Z.» Vol. 79, page 126 (11 mars 1922).



DAS GEBÄUDE DER SCHWEIZ. NATIONALBANK IN ZÜRICH

ARCH. B. S. A. GEBR. PFISTER, ZÜRICH

DIE SCHALTERHALLE



KORRIDOR EINES OBERGESCHOSSES



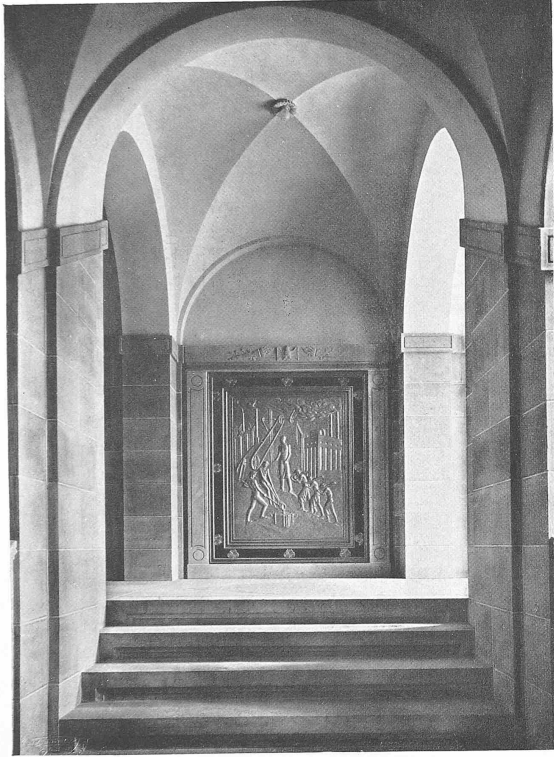
VISA-SCHALTER IM KORRIDOR



DAS GEBÄUDE DER SCHWEIZ. NATIONALBANK IN ZÜRICH

ARCH. B. S. A. GEBR. PFISTER, ZÜRICH

EINGANG DES KONFERENZSAALES
VON INNEN



GUSSEISERNE HEIZKÖRPER-VERKLEIDUNG



WANDBILD VON HERMANN HUBER

AUS DEM TREPPENHAUS DER SCHWEIZERISCHEN NATIONALBANK IN ZÜRICH

En réalité si le rapport de la largeur à la hauteur du barrage est important, il ne suffit pas pour déterminer cette limite; la hauteur du barrage en elle-même a aussi une grande influence. En effet, revenons aux valeurs des fatigues données ci-dessus et imaginons deux barrages adsolument semblables et admettons, pour fixer les idées, que le rapport constant de toutes les dimensions correspondantes soit le nombre deux. Menons maintenant une section horizontale à la profondeur h pour le petit et $2h$ pour le grand barrage (fig. 5) et supposons, pour le moment, que les deux barrages agissent uniquement comme voûtes horizontales. On remarque alors que les efforts du grand barrage sont le double de ceux du petit. Si donc les fatigues du petit barrage étaient des fatigues limites, la construction du

à parements presque verticaux dans la partie supérieure et un pied renforcé à la base. Cette forme provient de ce que, pour les faibles poussées d'eau, la résistance de la matière ne peut être, pour des raisons de construction, complètement utilisée, et que par suite de la forte déformation des arcs, spécialement lors de larges vallées, les éléments verticaux ont à leur base inférieure à supporter une flexion et un cisaillement relativement grands. Pour dimensionner l'épaisseur de la base du mur on a proposé de tenir compte des souspressions; celles-ci, du fait de l'encastrement latéral qui empêche un renversement du mur, sont beaucoup moins dangereuses que pour les murs de gravitation.

Les barrages de grande hauteur qui, de par leur nature, ne sont possibles que dans des gorges relativement plus étroites, ne nécessitent plus un renforcement à la base. Dès que l'épaisseur du mur atteint les dimensions de la largeur de la vallée, il est clair que le barrage ne peut agir dans sa partie inférieure que comme un coin et que les efforts de flexion, tant dans les éléments verticaux que dans les éléments horizontaux, ne sont que d'importance secondaire.

Innertkirchen, Mai 1922.

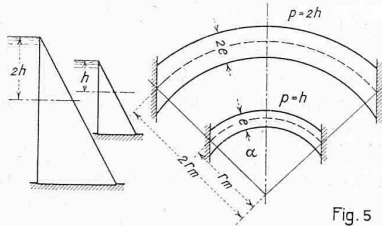


Fig. 5

grand sur la base de dimensions doubles serait impossible. Il faudrait dans ce cas renforcer encore les dimensions. Le rapport $\frac{r}{r_m} = 1 + \frac{e}{2r_m}$ devient alors plus grand, tandis que d'autre part des arcs plus épais nécessitent, pour éviter une trop grande inclinaison des appuis, un angle d'ouverture α plus faible, ce qui rend les arcs beaucoup plus défavorables.

Lorsque les barrages travaillent également comme „murs“, les conditions ne sont à ce point de vue pas sensiblement modifiées. On est donc aussi amené très vite à adopter pour les grands barrages de fortes sections se rapprochant toujours plus de celles d'un mur de gravitation. La valeur du rapport limite $C:H$ doit diminuer lorsque H augmente.

En ce qui concerne la forme de la section du mur on peut dire ce qui suit: Les murs de retenue modérée (jusqu'à 30 m environ) présenteront une section très élancée

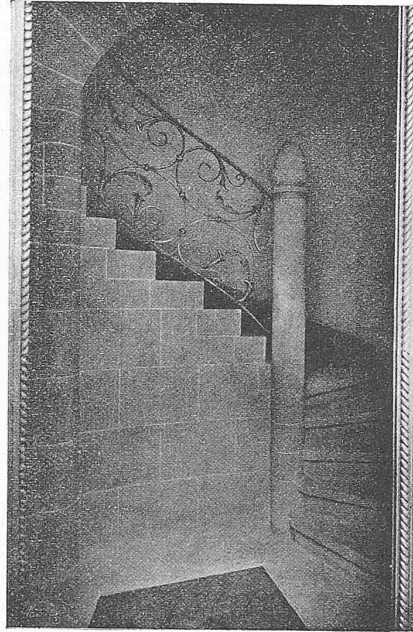


Abb. 6. Nebentreppe.

Das Gebäude der Schweizerischen Nationalbank in Zürich.

Arch. B. S. A. Gebrüder Pfister in Zürich.

(Schluss von Seite 7, mit Tafeln 5 bis 8.)

Die Schalterhalle ist kühl, grün-grau und weiss, Sandstein und Gips. Zweischiffig, trennt sie Publikum und

Bankpersonal. Die Formenwelt der Aussenarchitektur klingt an. Sachlich, schlicht, vornehm breitet sie sich längs der Parkfront aus (Tafel 5). Das Treppenhaus trägt auf Sandsteinwänden weissgetünchte Gewölbe; gusseiserne Heizkörper-Verkleidungen und ein Freskoschmücken es diskret (vergl. die Bilder auf Tafel 8).

Während in den Kellern die Bankgewölbe und die Hauswirtschaftsräume liegen, sind in den oberen drei Etagen die Verwaltungs-Abteilungen untergebracht. Gänge in der Gebäudemitte erhalten ihr Licht durch hochliegende Fenster

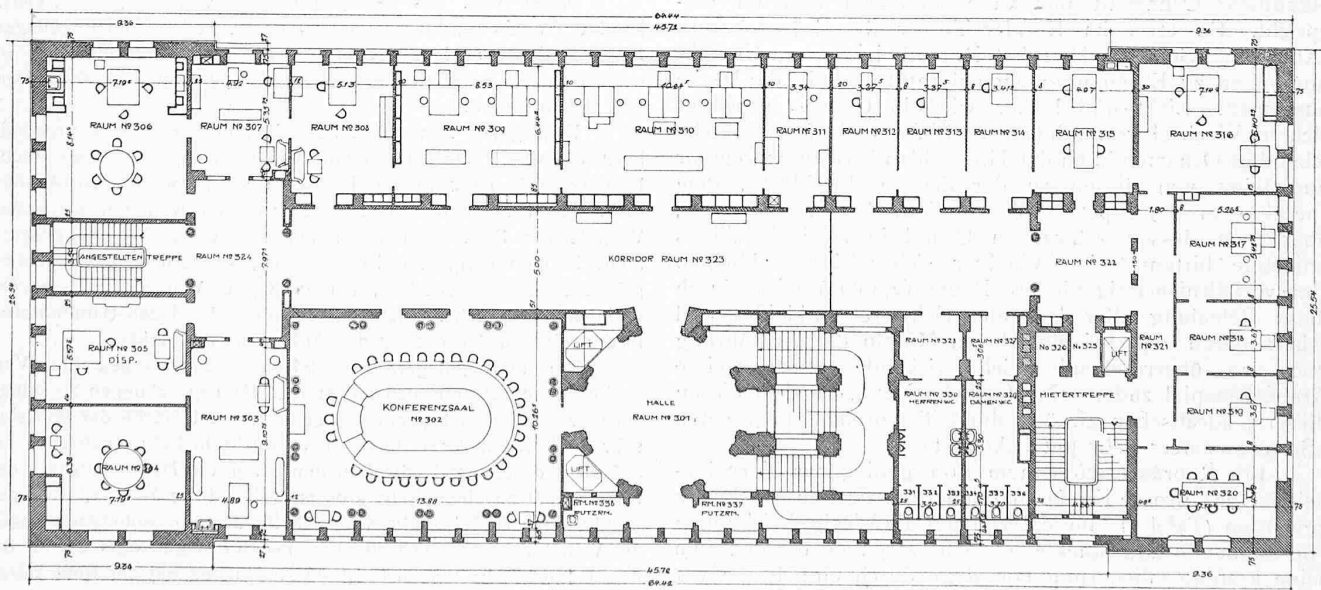


Abb. 5. Grundriss vom III. Stock des Schweiz. Nationalbank-Gebäudes in Zürich. — Masstab 1 : 350.