Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Arcs à grande portée, en béton armé

Autor: Hawranek, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2959

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.12.2025

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

IVb 3

Arcs à grande portée, en béton armé.

Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken.

Wide-span Reinforced Concrete Arch Bridges.

Dr. Ing. A. Hawranek,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

I. — Généralités. — Propriétés du matériau, sollicitations admissibles, forme de la section.

La construction des ponts en arcs à grande portée en béton armé ainsi que l'agrandissement des portées sont soumis à une série de facteurs. Tout d'abord les propriétés du ciment, les résistances du béton et son comportement après l'exécution de l'arc (retrait, déformation plastique) jouent un rôle important et ensuite aussi la forme de la section de l'arc, la collaboration de l'arc et du tablier au point de vue constructif, la flèche, la déformation de l'arc, le processus de travail et de décoffrage ainsi que la construction des échafaudages.

A toutes les influences que nous venons de citer s'ajoute encore un facteur important, le mode de calcul de l'arc ainsi que sa sécurité au flambage. Tous ces facteurs jouent ici un rôle beaucoup plus important que dans les ponts de portée moyenne et exigent un examen approfondi de toutes les influences ainsi que de la résistance du sol. Jusqu'à un certain point, ce sont les tensions internes qui sont déterminantes pour l'accroissement de la portée. Il est par conséquent nécessaire de faire intervenir des considérations théoriques, pratiques et des essais pour mettre au clair les différentes questions qui se posent lors de la construction des arcs en béton armé de grande portée.

Dans le présent travail, on fera des propositions sur le calcul plus exact et l'exécution de ponts en arc de béton armé de grande portée et l'on parlera d'un projet fait par l'auteur pour un pont de 400 m de portée, y compris tout le procédé de travail. On ne parlera en outre que de quelques influences considérées jusqu'à présent et qui sont importantes pour le calcul et la construction des ponts en arc de grande portée. Nous ne ferons aucune comparaison au point de vue économique avec les ponts en arc métallique de grande portée.

a) *Propriétés des matériaux.*

Il est d'abord certain que l'on ne pourra exécuter des ponts en arc de béton armé de plus grande portée qu'avec un béton dont la résistance est nettement plus grande. Il est aussi nécessaire d'avoir un ciment à haute résistance. S'il a été possible jusqu'à présent d'égaliser, par des procédés spéciaux de décoffrage, les

tensions dans les fibres extrêmes, c'est-à-dire d'obtenir une meilleure répartition sur tout l'arc, à l'avenir on augmentera notablement la résistance à la compression du béton ainsi que sa resistance à la traction.

Ce relèvement de la résistance à la traction du béton perd une partie de son sens dans les très grandes portées où le poids propre du pont dépasse de beaucoup la charge utile, de telle sorte que lorsque la flèche est grande, on peut obtenir, par une forme appropriée, des arcs de pure compression.

L'exécution homogène et la consistance du béton sont aussi importantes dès que l'on ne peut éviter les influences des intempéries sur le béton de différents âges qui constitue l'arc. Dans cet article on admettra un béton uniformément préparé, dans les calculs de l'arc.

A l'heure actuelle, on peut obtenir avec des ciments spéciaux des résistances à la compression allant jusqu'à 600 kg/cm² (au pont de Traneberg la résistance à la compression d'un béton à 400 kg de ciment portland à haute résistance était de 620 kg/cm²). Le *ciment fondu* à durcissement rapide nous paraît très bien convenir. Pour un dosage de 300 kg de ciment pour un mélange de 1200 l de sable et gravier, on a obtenu en France un coefficient d'élasticité de 350000 kg/cm² après 7 jours et de 450000 kg/cm² après 28 jours (Lossier: Génie civil 1932/II, p. 205). Ces ciments ont un coefficient de retrait de 0,4 mm par m après 30 jours et de 0,5 mm après 6 mois. Ce coefficient de retrait est plus grand que celui des ciments portland ordinaires.

D'après le cahier 227 des »Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens« (Beton und Eisen 1923, p. 4), Graf a obtenu à partir des déformations élastiques de corps en béton les modules d'élasticité suivants:

W_{28}	300	400	500	600 kg/cm²
E_b	360000	418000	440000	463000 kg/cm²

On peut donc compter aussi bien sur de hautes résistances de cubes que sur de hauts modules d'élasticité. Nous reparlerons plus tard des modules d'élasticité d'arcs exécutés.

b) *Sollicitations admissibles.*

On peut, après ce que nous venons de dire, relever la *sollicitation admissible* du béton à 200 kg/cm² lorsque l'on utilise des dosages appropriés et des ciments à haute résistance ou des ciments spéciaux. Il est évident que lorsque l'on admet des sollicitations de 150 à 200 kg/cm², l'on doit encore étudier l'effet de telles sollicitations sur les autres propriétés du béton et spécialement sur le module d'élasticité et le coefficient de déformation plastique. Ainsi que le montre le calcul d'un projet d'arc de 400 m de portée (chap. VIII), on peut s'en tirer avec une sollicitation admissible du béton de 160 kg/cm². Lorsque $l < 400$ m les sollicitations sont aussi plus faibles, seuls des arc plus surbaissés exigent des tensions admissibles plus élevées. *Dischinger* s'en est cependant tiré avec une sollicitation admissible du béton de 150 kg/cm², pour un arc à trois articulations de $l =$ 260 m avec une flèche extraordinairement surbaissée de 1/15,4. (Bautechnik 1934, p. 658). *Freyssinet* dans le projet d'un arc de 1000 m de portée est allé jusqu'à une tension admissible de 280 kg/cm²; cette valeur nous paraît haute, du moins pour les temps actuels, mais 200 kg/cm² seraient admissibles actuellement déjà.

c) *Forme de la section.*

Il est tout-à-fait entendu que seules des sections creuses de l'arc ou éventuellement des arcs en treillis n'entrent en ligne de compte pour les ponts à grande portée, car les dalles supérieure et inférieure doivent supporter les fortes tensions des fibres extrêmes. Ce n'est que lorsque nous possèderons des données certaines que nous pourrons dire si peut-être le »béton traité« de *Freyssinet* apporte une modification à cette loi.

Lors de la construction des ponts en arc à grande portée, la réduction des tensions maxima, pour un arc conforme à la ligne des pressions ou avec égalisation partielle des tensions, peut se faire d'après les trois points de vue suivants:

1° Par un choix approprié de l'axe de la voûte, partant de la ligne des pressions en conservant la flèche donnée.

2° En tenant compte de la théorie de la déformation de l'arc où la flèche est légèrement modifiée.

3° Par des mesures opératoires au moyen de vérins hydrauliques, lors du décoffrage.

Alors que le point 1° est déterminant pour les petits ponts, on doit tenir compte ou du point 2° ou à la fois des points 1° et 2° pour les ponts à grande portée.

II. — Réduction, dans les ponts en arc, des tensions maxima par correction de l'axe de la voûte (Théorie de l'élasticité).

La correction de l'axe, qui est rendue nécessaire par la compression élastique de l'axe de la voûte, peut conduire à l'annulation des moments additionnels aux naissances et à la clé. Elle produit de plus gros moments que dans l'arc sans correction, environ à la distance $^1/_6$ dans les arcs à deux articulations et aux distances $^1/_{12}$ et $^1/_3$ dans les arcs encastrés.

La compression de l'axe de la voûte engendre, dans les arcs encastrés, une poussée horizontale supplémentaire ΔH et un moment additionnel $M_x = -H\eta - \Delta H\,(y - \eta) + \Delta M$ qui ont une importance spéciale dans les arcs surbaissés et rigides. On peut calculer, à partir du déplacement horizontal de la voûte coupée à l'une de ses extrémités, un facteur K de la correction η, pour la surcharge $g + \frac{p}{2}$, le retrait, l'influence de la température et la déformation plastique.

La correction η des ordonnées y de l'axe peut se calculer avec $\eta = KF\,(x)$ où $F\,(x)$ est l'équation de la ligne des pressions, qui pour un axe parabolique est une fonction du deuxième degré et pour une voûte suivant la ligne des pressions une fonction du quatrième ou d'un degré plus élevé, respectivement fonction de fonctions hyperboliques. Les moments additionnels aux naissances et à la clé restent nuls, si l'on met en ces points la correction $\eta = 0$.

Ces moments additionnels peuvent rèduire les tensions maxima aussitôt que l'on choisit $\eta = \alpha KF\,(x)$ où $\alpha < 1$. Il se produira toutefois alors de faibles

moments à la clé et aux naissances, ce qui provoquera une répartition plus favorable des moments additionnels.

On s'efforcera d'apporter une correction pour laquelle les moments additionnels, y compris les moments résultant des charges utiles les plus défavorables, aient une valeur minima.

La solution n'est pas déterminée car aussi bien α que F (x) sont à choisir.

Pour les *arcs encastrés,* la correction dans la fonction donnée est déterminée par la condition qu'à la hauteur du centre de gravité élastique l'axe corrigé passe par l'axe primitif. Une égalisation complète des moments à tous les points de l'arc encastré est impossible. Un fait analogue à celui-ci se produit dans le décoffrage par vérins hydrauliques.

Cette solution $\eta = K \cdot F(x)$ vient de *Campus,** Congrès International du Béton Armé, Liége 1930, p. 163. Voir aussi *Chwalla,* „H.D.I. Mitteilungen des Hauptvereins deutscher Ingenieure" dans le C.S.R. 1935. Une autre solution fut trouvée par *M. Ritter* (Congrès International des Ponts, Zurich 1926), qui forme l'axe de la voûte d'une ligne des pressions pour poids propre et de charges additionnelles virtuelles dirigées vers le haut et qui calcule les moments et les forces normales d'après la méthode de la force additionnelle (Mörsch). La grandeur des charges additionnelles virtuelles est donnée par les conditions admises pour l'allure de l'axe de la voûte aux naissances et à la clé. Les charges additionnelles se trouvent dans la zone entre les points nuls de la ligne d'influence totale pour deux charges concentrées symétriques. Pour des arcs surbaissés, Ritter utilise des charges réparties sur une certaine longueur. Par suite des charges virtuelles, le centre de gravité élastique se trouve un peu plus haut que d'habitude.

D'autres procédés se trouvent dans la littérature citée en note.[1] En général, on peut dire que les η représentent des valeurs *arbitraires* et le degré de l'amélioration, dont le but est un dimensionnement économique de l'arc, dépend de la *plus* ou moins grande convergence vers un état idéal.

III. — Calculs exacts et théories de la déformation de l'arc.

Lorsque l'on utilise de si hautes tensions admissibles, pour les ponts en arc à grande portée, les méthodes de calcul employées doivent posséder une grande exactitude, c'est-à-dire qu'il faut tenir compte dans le calcul du module réel d'élasticité. Cette exigence s'accorde avec le fait que les tensions *calculées* ne sont en général que des valeurs approximatives et ne représentent aucune valeur mathématique *sans* cependant s'y opposer car le procédé de dimensionnement a son influence. L'interprétation très exacte des essais effectués sur de grands ponts permettra de mettre au point le comportement effectifs de tels arcs.

C'est pourquoi nous parlerons ici de méthodes de calcul connues et nous donnerons les *nouvelles* recherches de l'auteur.

---

* Littérature: *Neumann G.:* Beton und Eisen 1922. *Hartmann F.:* Melan-Festschrift 1923. *Ostenfeld A.:* Beton und Eisen 1923. *Proksch E.:* Beton und Eisen 1924. *Ritter M.:* Congrès internat. Zürich 1926. *Krebitz J.:* Beton und Eisen 1927. *Kögler F.:* Bauing. 1928. *Neumann H.:* Bauing. 1930. Congrès int. du béton armé Liége 1930. *Hannelius O.:* Beton und Eisen 1934. *Fink H.:* Beton und Eisen 1934. *Domke O.:* Handbuch d. Eisenbeton Ier volume, 4e édition.

1° *Calcul des ponts en arc.*

L'étude exacte des ponts en arc de béton armé d'après la loi exponentielle de Bach-Schüle conduit déjà, en tenant compte de la théorie de l'élasticité, à des calculs assez longs. Pour les petites portées, l'emploi de la loi exponentielle n'est certainement pas nécessaire, ce que le Dr. *M. Ritter* a déjà démontré (Schweiz. Bauztg. 1907/I, p. 25), car les modifications des tensions dans les fibres extrêmes sont au maximum de 2,5 % et du côté le plus sûr ($f/l = {}^1/_{10}$).

Pour les grandes portées, on ne connait aucune interprétation numérique, mais il faut s'attendre à ce que l'écart par rapport au calcul habituel des voûtes encastrées soit plus grand.

La déformation élastique $\varepsilon = \alpha\sigma^m$ (avec $m = 1{,}1 - 1{,}4$) a pour conséquence de beaucoup plus grands fléchissements à la clé des arcs encastrés, ce qui a son influence dans une étude approfondie. *Straub* (Proc. am. soc. civ. Eng. 1930, janv.) a obtenu, pour de petites portées mais pour un m trop grand ($m = 1{,}3$), de gros écarts par rapport à $m = 1$ pour l'angle de déformation et les fléchissements. Par contre, la somme des déformations angulaires pour $m = 1{,}3$ était pratiquement nulle, donc comme pour $m = 1$. Mais les déplacements horizontaux des extrémités de l'arc par suite de la compression de la voûte étaient nettement plus grand pour $m = 1{,}3$ que pour $m = 1{,}0$ (*Straub*, Transact. americ. 1931, p. 665).

Pour la surcharge complète de l'arc, la ligne des pressions pour $m = 1{,}3$ se trouve plus près de l'axe de la voûte, qui dans tous les cas fut pris comme parabole par *Straub*. Des charges non uniformément réparties influençaient plus le raccourcissement de l'axe pour des petites valeurs de m que pour des grandes.

Les développements de *Straub* sont donnés pour une forme générale de l'arc et une section rectangulaire. En tenant compte des axes paraboliques admis dans les exemples d'application, les conclusions tirées par *Straub* sont directement valables pour les arcs surbaissés.

2° *Considération d'un module d'élasticité constant dans une section, mais variable le long de l'axe de la voûte.*

Même aux relations de la loi exponentielle pas complètement équivalentes, il est cependant utile pour les grandes portées d'admettre l'hypothèse simple d'un *module d'élasticité* variable des différents éléments d'arc, en conservant la loi de *Hooke*. Cette variation est fondée si l'on tient compte du temps employé au bétonnage de l'arc et des âges différents du béton aux naissances et à la clé. Les mesures du Prof. Dr. *Roš* (pont Baden-Wettingen, Schweiz. Bauztg. 1929/I, 2 mars) montrent une répartition variable du module d'élasticité le long de l'arc. Pour ce pont (arc pur), on avait aux naissances $E_b = 343{,}000$ kg/cm² et à la clé $E_b = 284{,}000$ kg/cm². On ne trouva cependant aucune loi de répartition. Le module d'élasticité tiré des valeurs moyennes des tensions dans les fibres extrêmes était plus petit aux reins qu'à la clé et aux naissances. Les excentricités mesurées de la ligne des pressions étaient en moyenne plus petites que les excentricités calculées.

Au pont de Hundwiler, on avait $E = 541{,}000$ kg/cm² et aux reins en partant de la tension à la fibre inférieure 725,000 et 624,000 kg/cm² (au laboratoire 362,000 kg/cm² après 9 semaines, Schweiz. Bauztg. 1929/II, 10 août).

On ne peut pas dire exactement si ces résultats différents des mesures doivent être attribuées à la dispersion. Si l'on tient compte de l'écart des mesures effectuées aux reins, on ne peut observer aucune systématie, quoique les mesures d'allongement présentent une certaine concordance. Il serait souhaitable d'exécuter un contrôle de la détermination de E en partant des déformations mesurées, d'après la loi exponentielle.

Une hypothèse simple et fondée, sur la variation du module d'élasticité d'un béton supposé de même nature, doit être basée sur l'âge du béton et le temps employé à exécuter l'arc. Le module d'élasticité aux naissances, E_K, est dans ce cas plus grand que E_S à la clé. La décroissance peut être choisie linéaire. Des essais préliminaires permettent déterminer E_K et E_S.

La conséquence de cette hypothèse pour un arc encastré, est le relèvement du centre de gravité élastique. Pour un arc de 400 m de portée et une flèche de $^1/_4$ (axe passant par la ligne des pressions), l'auteur a calculé les moments au centre de gravité. Il a obtenu:

Pour une surcharge de 1 t/m répartie sur tout l'arc:

aux naissances + 381,56 tm (contre 374,7 tm pour E const.) = Δ + 1,8 %
à la clé + 119,76 tm (contre 134,7 tm pour E const.) = Δ — 11,2 %

Pour une surcharge de 1 t/m répartie sur la moitié de l'arc:

à la naissance de gauche — 2210,00 tm (contre — 2092,6 tm pour E const.)
Δ = + 5,8 %
à la naissance de droite + 2549,56 tm (contre + 2467,3 tm pour E const.)
Δ = + 5,2 %
à la clé + 59,88 tm (contre + 67,35 tm pour E const.)
Δ = —11,2 %

Ordonnées à la clé des lignes d'influence:

X = 0,942 t (contre 0,923 t)
Y = 0,500 t (contre 0,500 t)
Z = 50,800 tm (contre 53,400 tm)

et l'on avait E_K = 470,000 kg/cm²
E_S = 350,000 kg/cm²
E_m = 410,000 kg/cm²

Pour des E variables les moments à la naissance sont plus grands à la clé, plus petits que pour E constant.

3° *Différents modules d'élasticité dans la section creuse d'une poutre en arc.*

Dans la construction des grands ponts en arc de béton armé avec section creuse, en commence par bétonner la plaque inférieure et éventuellement une partie des parois et plus tard seulement les autres parties de la section en partant des naissances. Il en résulte que le module d'élasticité varie, en tenant compte du temps employé, avec la hauteur de la section, est en bas plus grand et en haut plus petit.

Si l'on applique, pour le décoffrage de la voûte, des procédés destinés à réduire dans la suite les valeurs maxima des tensions, il faut tenir compte de la variation du module d'élasticité car lorsque l'arc est terminé le poids du tablier y compris les colonnes, la chaleur, le retrait, la plasticité et les surcharges agissent sur toute la section de la voûte.

Nous en donnons pour la première fois le calcul.

Nous traiterons le cas d'un arc *encastré*. Soient E_1 et E_2 les modules d'élasticité moyens dans les tranches inférieure et supérieure. Nous admettons que le raccord entre ces deux valeurs est linéaire. La section creuse a une hauteur totale de $2\,v$ et nous supposons qu'elle est symétrique par rapport à l'axe horizontal.

Pour $K_1 = \frac{E_1}{E_2} + 1$; $K_2 = \frac{E_1}{E_2} - 1$; $K = \frac{E_1 - E_2}{E_1 + E_2}$;

la variation de l'angle γ est

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{ds}{2\,v\,E_1}\left[\frac{N}{F}K_2 + \frac{M\cdot v}{J}K_1\right]$$

$$\Delta\,dx = \frac{ds\cos\varphi\,K_1}{2\,E_1}\left[\frac{N}{F} + \frac{M\cdot v}{J}K\right]$$

$$\Delta\,dy = \frac{ds\sin\varphi\,K_1}{2\,E_1}\left[\frac{N}{F} + \frac{M\cdot v}{J}K\right]$$

et les trois inconnues, si l'on met $Q_0 = \sum_x^{\frac{l}{2}} G$.

$$H = \frac{\int\frac{M_0\,y\,ds}{J} - K\int\frac{M_0\,v\,ds\cos\varphi}{J} + \int\frac{Q_0\,ds\sin\varphi\cos\varphi}{F} - K\int\frac{Q_0\,y\,ds\sin\varphi}{F\,v} + \frac{2E_1\cot l}{K_1}}{\int\frac{y^2\,ds}{J} + \int\frac{ds\cos^2\varphi}{F} - K\left[\int\frac{vy\,ds\cos\varphi}{J} + \int\frac{y\,ds\cos\varphi}{F\,v}\right]}$$

$$V = \frac{\int\frac{M_0\,x\,ds}{J} - K\int\frac{M_0\,v\,ds\sin\varphi}{J} + \int\frac{Q_0\,ds\sin^2\varphi}{F} - K\int\frac{Q_0\,x\,ds\sin\varphi}{F\,v}}{\int\frac{x^2\,ds}{J} + \int\frac{ds\sin^2\varphi}{F} - K\left[\int\frac{vx\,ds\sin\varphi}{J} + \int\frac{x\,ds\sin\varphi}{F\,v}\right]}$$

$$M = \frac{\int\frac{M_0\,ds}{J} - K\int\frac{Q_0\,ds\sin\varphi}{F\,v}}{\int\frac{ds}{J}} + HK\,\frac{\left[\int\frac{v\,ds\cos\varphi}{J} - \int\frac{ds\cos\varphi}{F\,v}\right]}{\int\frac{ds}{J}}$$

On peut, d'une façon analogue, tenir compte d'une variation, dans chaque plaque, du module d'élasticité des naissances à la clé, si l'on ne met pas K devant le signe $\int$ et si l'on prend pour une variation de température $+\,2\cot\int\frac{E_1}{K_1}\,ds$.

Ces valeurs permettent de calculer les moments, les forces normales et les tensions dans la voûte.

4° *Théorie de la déformation de l'arc pour E et J variables.*

On peut augmenter la précision du calcul de l'arc d'après la théorie de la déformation, en tenant compte de la variation de E et de J. C'est la première fois que l'on donne ce calcul car dans toutes les publications parues jusqu'à ce jour on a admis E et J constants. Nous ne donnerons ici que les résultats finaux car tout le calcul sera publié ailleurs.

Il faut tout d'abord établir une loi sur la variation de E et J. On peut considérer la variation de E seulement ou celle de E et J.

Désignons par $E_{\varphi o}$ et $J_{\varphi o}$ le module d'élasticité et le moment d'inertie aux naissances et par E et J les valeurs correspondantes à la clé. La variation pour des points intermédiaires x, y, φ peut être admise suivant une loi parabolique.

Pour un point quelconque de l'arc on a:

$$E_\varphi J_\varphi = EJ\left[\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - \frac{4}{l}\left(\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - 1\right) x + \frac{4}{l^2}\left(\frac{E_{\varphi o} J_{\varphi o}}{EJ} - 1\right) x^2\right]$$
$$= EJ\,[A - Bx + Dx^2].$$

Admettons provisoirement que l'axe de la voûte soit une parabole. L'origine du système de coordonnées se trouve à la naissance de gauche.

L'équation différentielle du déplacement η de l'arc est

$$\eta'' = -\frac{H \cdot \eta}{E_\varphi J_\varphi} - \frac{H}{E_\varphi J_\varphi} F(x)$$

et pour $\frac{H}{EJ} = c^2$ on a $\eta'' + \frac{c^2 \eta}{(A - Bx + Dx^2)} + \frac{c^2 F(x)}{(A - Bx + Dx^2)} = 0$ (1)

où F (x), pour des charges continues et toutes les formes d'arc (à trois articulations, à deux articulations et encastré) peut s'exprimer ainsi

$$F(x) = m + nx + kx^2$$

L'équation homogène est du type de l'équation différentielle hypergéométrique. Elle conduit à ces calculs avec grandeurs complexes, c'est pourquoi nous introduisons un développement en séries exponentielles.

La solution de l'équation différentielle (1) est:

$$\eta = -\left(m - \frac{2Ak}{c^2 + 2D}\right) - \left(n + \frac{2Bk}{c^2 + 2D}\right) x - \frac{c^2 k}{c^2 + 2D} x^2 + c_1 \eta_1 + c_2 \eta_2. \quad (2)$$

Les valeurs η_1 et η_2 peuvent s'exprimer par les séries exponentielles à convergence rapide:

$$\eta_1 = 1 - a_2 \xi^2 + a_4 \xi^4 - a_6 \xi^6$$
$$\eta_2 = \xi - a_3 \xi^3 + a_5 \xi^5 - a_7 \xi^7$$

où ξ a la forme

$$\xi = r x - r_1 = x\sqrt{D} - \frac{B}{2\sqrt{D}}.$$

Un développement en séries de Fourier est aussi possible. L'inconnue H peut être calculée en partant de l'équation du travail:

$$g \int \eta \, dx = \frac{1}{EJ} \int \frac{M_x^2 \, ds}{A - Bx + Dx^2} + \frac{1}{EF_m} \int \frac{N_x^2 \, ds}{A' - B'x + Dx^2} \quad (3)$$

Il est aussi possible de déterminer H en partant des déplacements horizontaux à la naissance. La méthode de calcul que nous considérons est applicable à tous les types d'arc.

Dans l'équation (3) M_x^2 a la forme

$$M_x^2 = H^2 \left(S + S_1 x + S_2 x^2 + S_3 x^3 + S_1 x^4\right).$$

Pour une *surcharge complète,* le deuxième terme très important du membre de droite de l'équation (3) devient:

$$\frac{H\Phi}{EF_m} \cdot \frac{2\,l\nu}{\varepsilon^2}\left[\left(a - \frac{1}{2}\right) \ln \frac{\nu}{\nu_1} + 4\nu \sqrt{1 + 16\nu^2} + \frac{a^2}{8\,(u_1 - u_2)} \ln \frac{(\nu_1^2 - u_1)\,(\nu_2^2 - u^2)}{(\nu_1^2 - u_2)\,(\nu_2^2 - u_1)}\right]$$

où $\nu_{1,2} = \pm 4\nu + \sqrt{1 + 16\nu^2}$; $\varepsilon = \frac{E_{\varphi o}}{E} - 1$; $a = \frac{16\,\nu^2}{\varepsilon^2} - 1$; $\nu - \frac{f}{l}$

u_1, u_2 sont les solutions de l'équation

$$u_2 + 2\,u\,(1 + 2a) + 1 = 0.$$

Φ est la surface de la ligne de H.

Une simplification importante se produit lorsque le premier terme du membre de droite de l'équation (3) tombe, ce qui est le cas lorsque les M_x sont ramenés à l'axe non déformé et sont alors nuls.

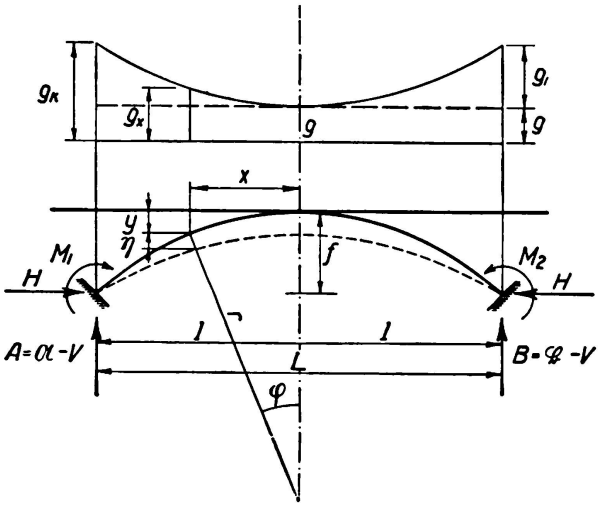

Fig. 1.

5° *Théorie de la déformation de l'arc encastré dont l'axe coïncide avec la ligne des pressions.*

Jusqu'à présent on a admis pour la théorie de la *déformation* un axe parabolique de l'arc. Mais comme pour les petites portées l'axe coïncide avec la ligne des pressions, un calcul précis exige la prise en considération de la forme de la voûte pour toutes les charges et influences. C'est la première fois que l'on donne ce calcul

$$\text{Soit} \quad y = \frac{f}{m - 1}\,(\mathrm{Ch}\,\alpha\,x - 1) = f\,v\,(\mathrm{Ch}\,\alpha\,x - 1) \qquad (1)$$

l'équation de l'axe de la voûte.[1] $m = \frac{g_K}{g} = \mathrm{Ch}\,K$; $K = \mathrm{arc\,Ch}\,m$; $K = \alpha\,l$; $\alpha = \frac{K}{l}$.

La courbe de la charge est donnée par g à la clé et g_K aux naissances (fig. 1).

[1] Dans Fig. 1 on doit mettre à la naissance de gauche $\mathfrak{A} + V$ au lieu de $\mathfrak{A} - V$.

La loi qui donne la charge g_x en un point quelconque (x, y, φ origine du système à la clé) est donnée avec $g_1 = g_k - g$ par:

$$g_x = (g - g_1 v) + g_1 v \ \mathrm{Ch}\,\alpha x = g\,\mathrm{Ch}\,\alpha x \tag{2}$$

La différence entre g_x et g peut devenir très grande pour les ponts à grande flèche, c'est alors que le calcul suivant doit être le plus recommandable.

Le moment est:

$$M_x = \mathfrak{M}_x + V(l - x) - H[f - (y + \eta)] + M_1 \tag{3}$$

$$\text{Pour } H\,F(x) = \mathfrak{M}_x + V(l - x) + M_1 - H(f - y) + H\frac{2\,J}{r\,F_m} \tag{4}$$

$r = \frac{l^2}{8f}$ et $c^2 = \frac{H}{EJ}$ l'équation différentielle devient

$$\eta'' + c^2\eta + c^2 F(x) = 0 \tag{5}$$

et la solution

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - F_{(x)} + \frac{1}{c^2} F''_{(x)} - R\,\mathrm{Ch}\,\alpha x \tag{6}$$

où $R = \frac{\alpha^4}{c^2(\alpha^2 + c^2)}\left(f v - \frac{g}{\alpha^2 H}\right)$.

F (x) aussi bien que F'' (x) contiennent des fonctions hyperboliques. Le calcul est assez long mais ne présente aucune difficulté spéciale, de telle sorte que l'on peut admettre ce calcul pour les ponts à grande portée. La disposition de l'origine du système de coordonnées à la clé s'est révélée très appropriée si l'on tient compte des intégrations.

Le moment M_x devient:

$$\mathfrak{M}_x = \frac{g}{\alpha^2}(\mathrm{Ch}\,\alpha l - \mathrm{Ch}\,\alpha x) \tag{7}$$

Le moment d'encastrement est:

$$M_1 = H\left[B \cos c l + f(1 + v) - \frac{2\,J}{r\,F_m} - \frac{\mathrm{Ch}\,\alpha l}{\alpha^2 + c^2}\left(\frac{g}{H} + f v c^2\right)\right] \tag{8}$$

Le moment M_x devient:

$$M_x = H\left[A \sin cx + B \cos cx - \frac{2\,J}{r F_m} + \left(f v - \frac{g}{\alpha^2 H}\right)\frac{\alpha^2}{\alpha^2 + c^2}\,\mathrm{Ch}\,\alpha x\right] \tag{9}$$

Pour une surcharge symétrique on a $V = 0$.

On peut de nouveau calculer la poussée horizontale par tâtonnements à partir de l'équation du travail:

$$\int_0^l g_x\,\eta\,dx = \frac{1}{EJ}\int_0^l M_x^2\,ds + \frac{1}{EF}\int^l N_x^2\,ds \tag{10}$$

Avec les calculs donnés sous (3) et (5) il est possible dans l'un ou l'autre cas, de calculer les déformations et les grandeurs hyperstatiques avec une précision plus grande que précédemment.

IV. — La sécurité au flambage de l'arc.

C'est d'après *Dischinger* (Bautechnik 1924, p. 739) que l'on pourra calculer la sécurité au flambage des arcs surbaissés, à trois articulations, avec section variable et spécialement lorsque les moments d'inertie varient de la clé aux naissances. La limite supérieure de la portée de tels arcs sera plus petite que celle des arcs à grande flèche, car la poussée horizontale est grande et il faut la transmettre au sol avec sécurité. Lorsque la flèche est grande, ce sont les arcs encastrés qui nous paraissent les mieux appropriés. On reconnait les avantages d'une conformation primitive en arc à trois articulations, transformé dans la suite en arc encastré, ce qui permet une meilleure égalisation des moments. C'est pourquoi, dans ce cas et dans celui des arcs à grande flèche, on peut recommander le choix d'un arc à trois articulations adapté à la ligne des pressions corrigée et avec section constante, éventuellement avec articulations rapprochées de la clé. Ceci concerne spécialement les grandes portées où l'influence de la surcharge est réduite par rapport à celle du poids propre. Ce n'est que dans les arcs surbaissés qu'une section constante ne suffira pas. Comme dans le premier cas une épaisseur relativement petite suffit, on doit déjà étudier la sécurité au flambage avant le choix de l'épaisseur de l'arc et en tenant compte des opérations que l'on veut faire subir à l'arc, pour la seule charge de la voûte car plus tard la construction du tablier augmentera les moments d'inertie.

On peut donc employer pour un premier calcul approximatif de l'épaisseur de l'arc dont la section creuse rectangulaire est armée, la formule suivante de l'auteur

$$\rho^3 \{ B [1 - (1 - 2\gamma)^3] + r \rho l (1 - 2\gamma)^3 + 3 \beta^2 \alpha Bn \} = \frac{N \cdot s (1 + 4 v^2)}{8 E_b A l}$$

d'où l'on peut calculer $\rho = \frac{h}{l}$.

h représente la hauteur totale de la section de largeur B. Pour $2 f_e = \alpha Bh$ le coefficient d'armature $\alpha = \frac{2 fe}{B h}$; $\beta = \frac{h'}{h}$ où h' est la distance des armatures. γh est l'épaisseur des plaques supérieure et inférieure ainsi que des parois, r est le nombre de parois. s est le coefficient de sécurité exigé, N la force normale aux naissances, $v = \frac{f}{l}$; $A = \frac{2 + k^2}{8 - k^2}$ et k peut être calculé approximativement de la formule de flambage pour un arc parabolique $k = \frac{1}{2 (1 + 4v^2)}$.

Pour des arcs sur lesquels sera posé plus tard un tablier, on pourrait choisir un coefficient de sécurité $s < 3$, environ $s = 2$ à 2,5 lorsque l'on a fait des essais suffisants sur E et que l'arc à trois articulations sera transformé en arc encastré.

Si l'on tient compte de la déformation élastique de l'arc à trois articulations, c'est-à-dire dans un calcul précis, on pourra calculer d'après *Fritsche* (Bautechnik 1925, p. 465) la sécurité au flambage pour une surcharge uniformément répartie. Toute-fois ces formules sont valables pour un arc surbaissé parabolique.

La charge de flambage H_K (force horizontale à la clé) est

$$H_k = \frac{4\,\varkappa^2\,EJ}{l^2}$$

où x peut être tiré avec $\vartheta = \gamma v^2$ de l'équation:

$$\operatorname{tg}\varkappa + \frac{3\,\vartheta\,[\varkappa^2\,(2\,\varkappa^2 + 1) + 16\,(\sec\varkappa - 1)]}{\varkappa\,[\varkappa^2\,(6 - 7\,\vartheta) - 120\,\vartheta]} = 0.$$

Pour un *arc encastré* on peut calculer x de l'équation pour H_K à partir de l'équation

$$\operatorname{tg}\varkappa - \frac{\varkappa\,(12 + 7\,\vartheta)}{12 + \vartheta\,(6\,\varkappa^2 - 12)} = 0.$$

Freyssinet recommande pour les arcs encastré le choix d'une épaisseur à la clé de $^1/_{80}$ en tenant compte du flambage dans le plan portant, tandis que *Mesnager* propose $^1/_{100}$ l. *Maillart* a exécuté le pont de Landquart à Klosters avec des épaisseurs de l'arc plein de $^1/_{115}$ l à la clé et de $^1/_{88}$ l aux naissances (Bauingenieur 1931, cah. 10).

Au point de vue de la sécurité au flambage, il est évident que les arcs creux sont bien préférables aux arcs pleins. Lorsque la flèche est grande, on peut admettre avec une sécurité suffisante des épaisseurs d'arc plus petites encore que celles que nous venons de donner. Ceci est naturellement valable pour les ponts à grande portée.

Toutefois il faut encore contrôler la sécurité au flambage de l'arc dans son état définitif et pour les charges utiles les plus défavorables.

La recherche plus précise de la question du flambage peut être tirée des solutions de la théorie de la déformation données par l'auteur sous III, 4 et 5.

Le problème du flambage est aussi traité dans: *F. Bleich,* „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", 1924, p. 213; *Fritsche,* Bautechnik 1925, p. 484; *Gaber,* Bautechnik 1934, p. 646; *Dischinger,* Bautechnik 1934, p. 739. Il est encore nécessaire de faire de nouvelles recherches sur le problème du flambage pour un E variable avec le temps.

V. — Retrait et déformation plastique de l'arc.

Dans les ponts à grande portée, la déformation plastique du béton sous l'effet de la surcharge (écoulement par viscosité) joue aussi un rôle important car elle est liée à un abaissement de l'axe de la voûte, ce qui engendre dans l'arc des tensions parasites.

Pour voir l'importance de l'effet de retrait et de la déformation plastique, nous renvoyons le lecteur à la publication de *C. C. Fishburn* et *J. L. Nagle* sur les essais effectués au pont d'Arlington (Research Paper R.P. 609, Standards Journal of Research, vol. 11, nov. 1933). Pour un arc encastré de 57,24 m de portée, le fléchissement à la clé était après une année, pour ces deux influences, de 68 % plus grand que celui dû à la température.

C'est pourquoi il faut utiliser des ciments fondus à haute résistance. L'explication physique du retrait et de l'écoulement par viscosité du béton et leurs conséquences n'est pas encore donnée exactement quoique l'on possède une

quantité considérable de valeurs de mesures. Il semble que ces deux propriétés du béton aient pour base *une loi physique unique* où *l'écoulement par viscosité* est le cas général et le retrait un cas spécial pour une surcharge $P = 0$ car l'allure des raccourcissments pour le retrait et l'écoulement par viscosité, dans son rapport avec le temps, se ressemblent extraordinairement.

Straub a exposé, dans son mémoire (Transact. amer. soc. Civ. Eng. 1931), une théorie pour la déformation plastique, qui tient aussi compte du temps t et qui donne pour la déformation plastique ε_p la loi $\varepsilon_p = K\sigma^p t^q$. Il admet pour un béton (1 : 2 : 4) âgé de deux semaines $p = 2$ et $q = 0{,}15$ et après 4 mois de durcissement $p = 1{,}25$ et $q = 0{,}4$. Il serait plus exact de prendre p égal à m de la loi exponentielle. Les développements mathématiques sont plus étendus pour un calcul d'arc que ceux de la théorie de déformation; ils ont aussi un intérêt scientifique et pourraient être introduits lors des essais de charge. Il admet en outre une superposition qui n'est pas permise, en additionnant les variations de l'angle, engendrées par les déformations élastiques et plastiques qui ont différents sommets.

C'est pourquoi il est recommandable de prévoir l'introduction de l'élément de temps dans la théorie des arcs et de bâtir le calcul sur la régularité déterminée par les essais de l'accroissement de la déformation avec le temps, qui doit toutefois être connue. On se fera une idée sur le coefficient de déformation plastique ε_p d'après le temps probable de construction et de finition du pont et l'on pourra déterminer dans quel stade de la déformation plastique se trouvent ces différents travaux et à quelle déformation il faut encore s'attendre après la fin de la construction, car après un certain temps ces déformations n'augmentent plus.

Sur la fin de l'état d'écoulement par viscosité on ne connaît aucune donnée exacte. Les mesures de *Gehler* et *Amos* contenues dans le cahier 78 du «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton» permettent de placer cette fin après une année, tandis que d'après *Whitney* (Journal Amer. Concrete Inst. mars 1932), *Davis, Glanville,* l'effet d'écoulement par viscosité ne cesse qu'après 4 à 5 ans quoiqu'au cours des deux dernières années le retrait soit très faible.

D'après *Gehler* et *Amos* (cahier 78 du «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton») le fléchissement de l'éprouvette, armée d'un seul côte de la section, se monte après trois mois à 142 % de la valeur de retrait pour une déformation purement plastique et une compression $\sigma_b = 40$ kg/cm² et à 408 % pour un $\sigma_b = 120$ kg/cm². La détermination exacte des coefficients de retrait et de déformation est compliquée, car les essais après une année manqueent sur l'élasticité à là compression du béton employé de $W_{28} = 296$ kg/cm². Pour autant que l'on peut le déterminer d'après les essais en admettant un E et un n variables avec le temps et pour une zone tendue fissurée, le coefficient de déformation ε_p se monte après 150 jours, pour un $\sigma_b = 40$ kg/cm² à 118 % du coefficient de retrait et pour un $\sigma_b = 120$ kg/cm² à 270 %. Après 270 jours, ces coefficients sont respectivement 138 % et 300 %.

Admettons pour le béton armé un coefficient de retrait après une année de 0,2 mm par m; on obtient des coefficients d'écoulement de 0,28 mm par m pour $\sigma_b = 40$ kg/cm² et de 0,6 mm par m pour $\sigma_b = 120$ kg/cm².

Ces valeurs relativement hautes jouent évidemment un grand rôle dans les

ponts à grande portée; c'est pourquoi elles doivent être éliminées si ce n'est totalement, au moins en grande partie, par un procédé approprié de décoffrage. Lorsque l'arc est terminé, seul le reste agit encore. La grandeur de ce reste dépend du temps du décoffrage, elle dépend donc de la portée et de la durée de construction. De toute façon, on peut supprimer des $^2/_3$ aux $^4/_5$ de l'influence principale.

Il n'existe cependant pas de danger pour l'existence de l'arc, car ces effets ont une fin et le module d'élasticité du béton augmente.

Freyssinet donne les limites suivantes pour le coefficient de retrait:

dosage en ciment	350 kg	$\varepsilon_s = 4$ à 6.10^{-4}
	400 kg	$\varepsilon_s = 5$ à 7.10^{-4}
	450 kg	$\varepsilon_s = 6$ à 8.10^{-4}

(Génie civil 1921/II, p. 126.)

Il propose de prendre pour la réduction des tensions les valeurs $\varepsilon_s = 0{,}4$, 0,5 et 0,6 mm par m pour les dosages cités ci-dessus et lors de l'emploi de son procédé de décoffrage.

Pour les ponts à grande portée il est encore nécessaire d'effectuer de très amples essais sur les coefficients de retrait et de déformation plastique de bétons avec ciments spéciaux ou à haute résistance et pour différents rapports du mélange.

Les tensions de retrait et celles provenant de la déformation plastique peuvent se calculer d'après *M. Ritter*[2] ou d'après l'ouvrage de l'auteur.[3]

VI. — Méthodes de construction et de décoffrage.

Les méthodes de construction de *Spangenberg-Melan* et les procédés de décoffrage de *Freyssinet* sont connus. En utilisant la première méthode on devait lutter, pour l'accroissement de la portée, contre la grosse masse des matériaux de mise en charge préliminaire, de telle sorte que les possibilités d'application devaient se limiter à 180 m. Un projet de *Melan* pour la suspension de l'armature est donné à la fig. 2.

D'après le procédé de *Freyssinet*, une égalisation complète des tensions dans les deux fibres extrêmes d'une section n'est *pas* possible, car les naissances sont encastrées dès le début. On obtint cependant des réductions de tension appréciables comme par exemple pour les ponts suivants:

Villeneuve sur Lot	à la clé en haut 31 %,	aux naissances en bas 30 %
St-Pierre du Vauvray	à la clé en haut 25 %,	aux naissances en bas 29 %
St-Bernand	à la clé en haut 25 %,	aux naissances en bas 43 %

de telle sorte que dans ces ponts on avait seulement des tensions de 57,5 et 76,9 kg/cm², à Plougastel 75 kg/cm² et à la Roche-Guyon 80 kg/cm².

Ce procédé est un moyen pour augmenter encore la portée et permet de s'en tirer avec une sollicitation admissible de 159 kg/cm² pour une portée de 500 m. La fig. 3 représente un projet, abandonné plus tard, de *Freyssinet* pour la suspension, des coffrages d'un arc de 350 m de portée au moyen de câbles.

---

[2] *Dr. M. Ritter:* Wärme- und Schwindspannungen in eingespannten Gewölben. Schweizerische Bauzeitung, Volume 95, mars 1930.

[3] Dr. *A. Hawranek:* Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken. Editions E. Ernst & Sohn. Berlin 1919.

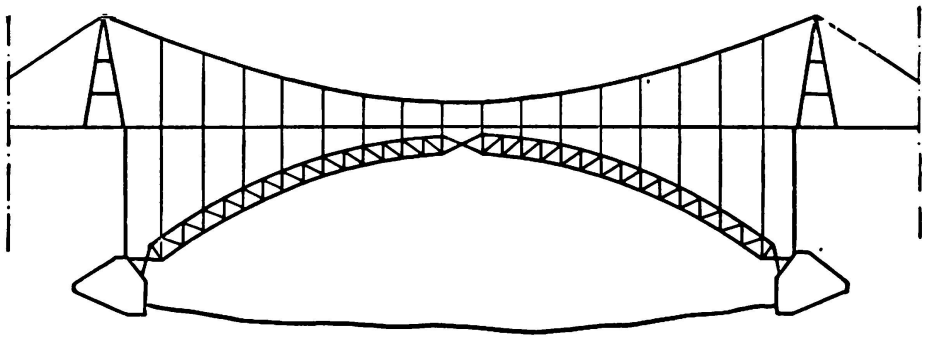

Fig. 2.

Le déplacement de l'axe de la voûte au cours de la construction peut aussi se faire par réglage vertical au moyen de vérins hydrauliques placés sur échafaudages fixes, ainsi que *Lossier* l'a proposé pour un arc de 460 m sur la *Rance* (Beton und Eisen 1931, p. 370). La fig. 4 représente l'échafaudage métallique.

Dr. *Fritz*[4] part d'autres points de vue. Pour lutter contre les tensions coercitives dangereuses, il utilise un arc à trois articulations construit sur échafaudages rigides et le transforme dans la suite en arc encastré.

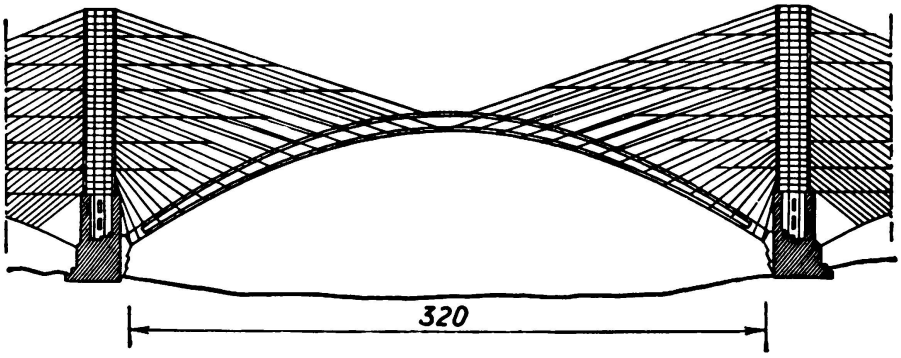

Fig. 3.

Par relèvement des deux parties de l'arc à trois articulations, en tenant compte de la compression de l'échafaudage, du raccourcissement de l'axe engendré par les surcharges immobiles, le trafic, le retrait et de l'agrandissement de la portée on peut obtenir, dans l'état final, une coincidence pratiquement parfaite de la ligne des pressions et de l'axe de la voûte.

Après le bétonnage, même à la clé des joints de retrait de l'arc, on construira aux naissances des articulations qui seront supprimées dans la suite.

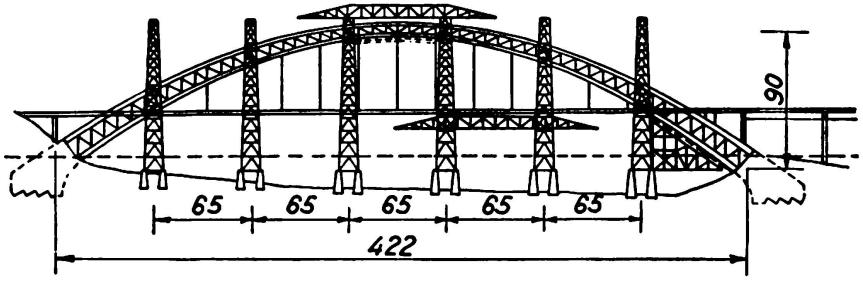

Fig. 4.

[4] Dr. *Fritz B.:* Vereinfachte Bestimmung des Einflusses der Systemverformung beim Dreigelenkbogen unter besonderer Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Querschnittsgrößen. (Bauing. 1935 H. 15/16. Schweiz. Bauztg. 1935/II, S. 277.)

Lorsque la superstructure sera terminée, on abaissera l'échafaudage et l'on supprimera les articulations après avoir tenu compte de l'effet de retrait par une charge supplémentaire Δp_s et, de façon identique, d'un déplacement des culées en introduisant Δp_w dans le calcul. Tant que le coefficient de retrait introduit dans le calcul ne sera pas atteint, il se produira des moments de flexion dans l'arc par suite de $g + \frac{p}{2}$. Pour de grandes portées les charges supplémentaires Δp_s et Δp_w seraient trop grandes, c'est pourquoi il faut laisser le temps de se produire à l'effet de retrait et du déplacement des culées avant de terminer la voûte, alors une surcharge artificielle de $\frac{p}{2}$ seulement sera nécessaire. L'attente est cependant assez longue et le déplacement des culées ne se produit complètement que pour la surcharge totale.

Afin de réduire ces ennuis, l'on peut placer les articulations excentriquement, aux endroits qui correspondent au passage de la ligne des pressions dans les naissances et la clé.

Dischinger a proposé un procédé semblable (Bauingenieur 1935, H. 12—14).

Ces différents procédés pourront être employés dans le développement de la construction des ponts en arc. Dans le chapitre VIII nous indiquerons un nouveau procédé.

VII. Echafaudages.

Pour l'exécution des ponts à grande portée, le type et le coût des échafaudages jouent un rôle de toute première importance, car le prix des échafaudages représente une grande partie du coût total des ponts en arc de béton armé. Non seulement le coût mais aussi le matériau de l'échafaudage est déterminant. Jusqu'à présent, on a choisi le bois, même pour des ponts de 187 m de portée (pont sur l'Elorn près de Plougastel) et on l'a même proposé pour des portées plus grandes. Suivant la flèche de l'arc, on a employé des échafaudages identiques à ceux utilisés pour les petites portées ou des types spéciaux comme ceux que Freyssinet a choisis avec arc en couronne et contre-fiches en treillis. Au pont de Traneberg à Stockholm ($l = 181$ m), on a employé des arcs métalliques à âme pleine comme échafaudage; l'acier était à haute résistance et les sollicitations admissibles se montaient à 2430 kg/cm²; avec raison on avait admis pour un tel emploi un dépassement de 35 % de la tension admissible ordinaire de 1800 kg/cm². Ces arcs nécessitèrent environ 1000 t d'acier et furent employés deux fois, car on les glissa latéralement pour la construction du deuxième arc.

Si l'on néglige l'emploi fait en Amérique de ces échafaudages métalliques pour les petites portées, c'est la seule fois que l'on a utilisé un tel procédé dans la construction de grands ponts en arc de béton armé.

Sans aucun doute, le *bois* n'est utilisable dans les ponts à grandes portées (jusqu'à 250 m) que lorsque la flèche n'est pas trop grande, la profondeur de l'eau pas trop grande et le terrain résistant, car les masses de béton seraient trop lourdes. Même lorsque l'on prévoit un déchargement de l'échafaudage ainsi que l'a fait *Freyssinet* au pont de La Roche-Guyon ($l = 161$ m) on ne pourra plus employer ce procédé pour des portées plus grandes surtout lorsque la flèche est grande. Freyssinet plaçait déjà sous pression, au moyen de presses

hydrauliques, la plaque inférieure de la section en forme de caisson et il établissait une liaison provisoire entre la plaque et l'échafaudage afin de réduire le danger de flambage de la voûte, de telle sorte que la construction du reste de l'arc ne chargeait plus l'échafaudage.

Le vent produit déjà de fortes sollicitations dans l'échafaudage de bois. Les fondations sont très coûteuses lorsque le courant est fort et que la profondeur est grande car lorsque la portée est grande il faut construire plusieurs piliers qui doivent ensuite être démolis, même lorsque l'on emploie un arc en treillis ou une poutre à âme pleine du type *Lembke*. De grandes flèches exigent un développement en largeur des piliers si l'on veut obtenir une stabilité suffisante.

C'est pourquoi l'on devra utiliser pour les portées plus grandes que 200 à 250 m des échafaudages en *acier*, et même mieux encore en acier *à haute résistance*. On pourra tout aussi bien employer des profilés de laminage ou des câbles à haute résistance et en tenant compte de l'application provisoire, on pourra relever les sollicitations admissibles à 2500 kg/cm^2 pour l'acier St 52 et à 7000 kg/cm^2 pour les câbles d'acier. L'emploi de l'acier est avant tout indépendant de la compression du bois aux joints des parties de l'échafaudage. Le mode de compression doit cependant être déterminé d'avance pour le type de bois employé.

On essayera naturellement aussi dans les échafaudages d'acier, mais seulement pour autant qu'il est absolument nécessaire, de reporter le poids de l'arc sur l'arc lui-même et de rendre aussitôt que possible indépendants les arcs de béton armé.

Quoiqu'il soit possible de travailler avec des échafaudages en arc métallique pour des portées dépassant 200 m on doit cependant compter, même si l'on prévoit un double emploi de l'arc, sur un poids total de 4000 t pour l'échafaudage d'un pont de 400 m et l'on doit tenir compte de la difficulté d'établissement de tels arcs et de la difficulté plus grande encore du déplacement d'un tel arc pour le bétonnage de la seconde voûte. Le poids augmente encore pour les ponts à flèche plus faible. La sécurité au flambage dans les deux directions principales et l'effet du vent exigent encore d'autres renforcements.

C'est la raison pour laquelle il est nécessaire de remplacer de tels arcs par une construction suspendue ou par une combinaison appropriée d'appuis intermédiaires et de construction suspendue. Le coût décide de l'application de l'une ou de l'autre solution. Par construction suspendue, il faut entendre un câble ancré à ses extrémités et d'une flèche de $^1/_{10}$ à $^1/_{15}$, auquel est suspendu tout le coffrage. Pour le projet d'un pont de 400 m et d'une construction à câble de même portée, le calcul complet a montré le côté pas du tout économique de cette solution.

Par contre, l'emploi dans ce cas d'appuis intermédiaires distants de 88 m des naissances, combinés avec un câble de suspension de 224 m supportant le coffrage, s'est montré très économique (fig. 5). Il faut souligner qu'il s'agit d'un arc dont la flèche est de $^1/_4$ l. Dans ce cas, l'ancrage du câble peut se faire dans les culées de l'arc; il n'est par suite pas nécessaire de construire des blocs d'ancrage spéciaux. En faisant passer le câble au-dessous de la clé de la voûté, on peut réduire la hauteur des pylônes. La partie centrale du câble, entre les intersections de ce dernier avec l'arc, peut servir de raidisseur et la longueur totale du câble est réduite.

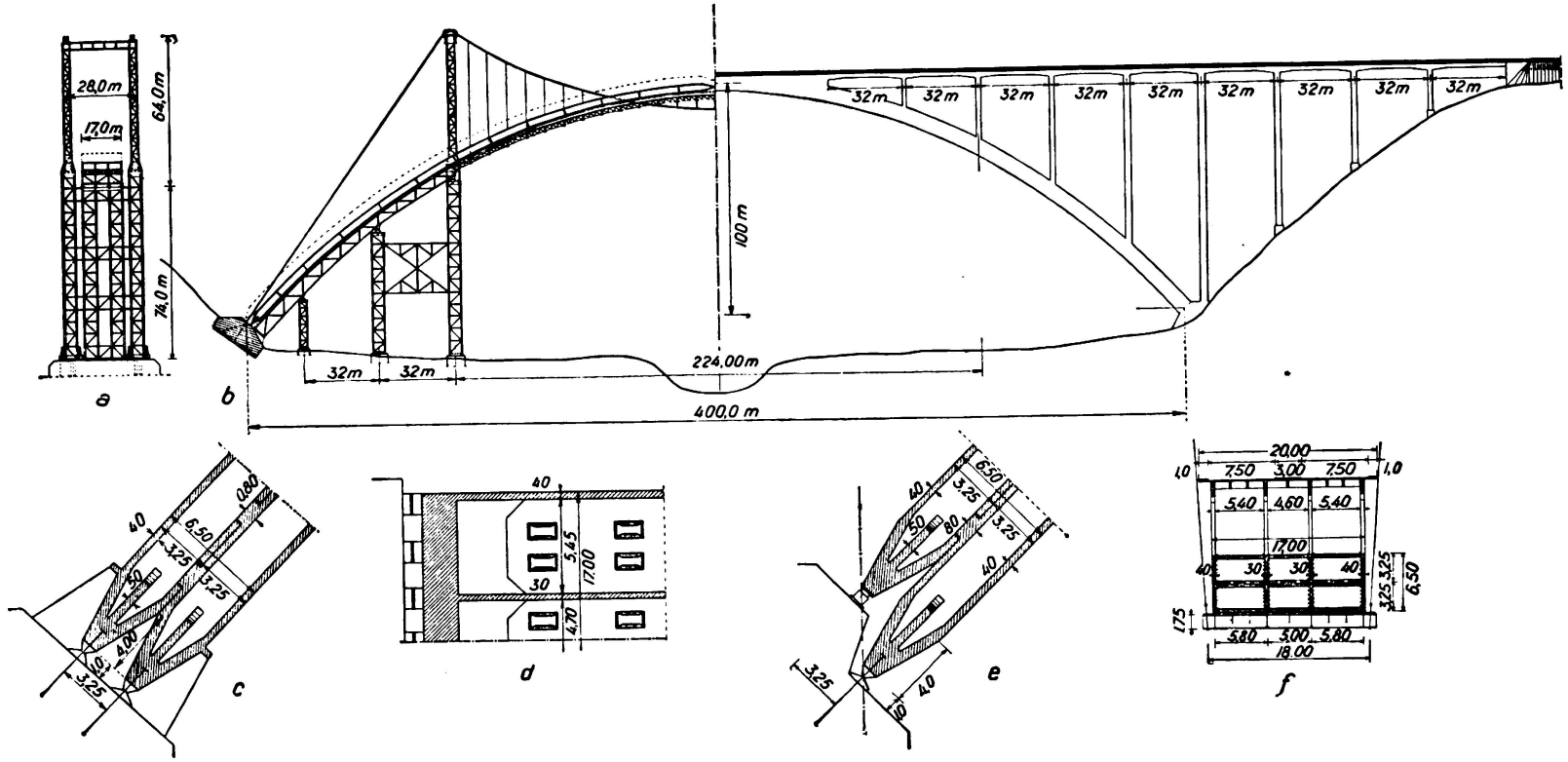
28,0m
17,0m
64,0m
74,0m
a
b
32m
32m
224,00m
100 m
400,0 m
c
d
e
f
20,00
7,50
3,00
7,50
5,40
4,60
5,40
17,00
5,80
3,00
5,80
18,00
5,45
4,70
6,50
3,25
0,80
4,00

Fig. 5.

Les déformations du câble qui se produisent durant le bétonnage et sous l'effet de la température peuvent être calculées exactement et l'on peut les corriger par des manchons à vis placés dans les barres de suspension ou les régler par des presses hydrauliques placées sur les pylônes.

Ces faits ne présentent aucun inconvénient pour le bétonnage, car les arcs métalliques sont aussi soumis à des déformations semblables et les joints de bétonnage permettent d'éliminer l'influence du retrait.

Au lieu d'une construction suspendue on peut utiliser pour l'échafaudage dans la partie centrale une construction métallique en arc.

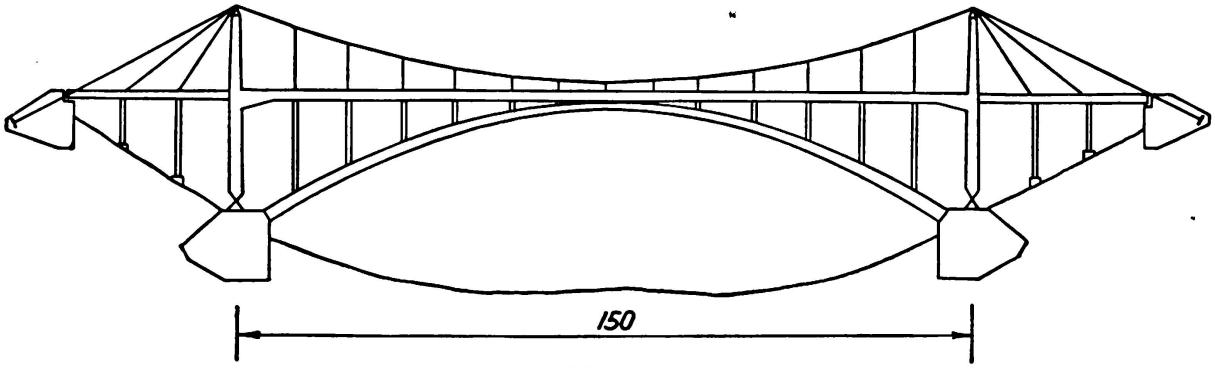

Fig. 6.

La fig. 6 représente un projet qui prévoit un renforcement de la construction suspendue, pour les ponts de plus petite portée. On prévoit à cet effet un cadre à deux articulations ou encastré dont la traverse horizontale servira plus tard de longrine principale pour le tablier du pont. Ces cadres présentent un autre avantage: ils peuvent porter le coffrage et permettent le transport du béton et des autres matériaux sur une voie horizontale. De plus, ils réduisent les déformations d'une façon appréciable.

Les théories de l'élasticité et des déformations de ce pont suspendu avec cadre raidisseur furent données par l'auteur.[5]

On voit par ce que nous venons de dire que pour atteindre de plus grandes portées que jusqu'à ce jour la combinaison du béton et de l'acier est non seulement intéressante, mais nécessaire et économique.

VIII. — Nouveaux projets pour la construction des ponts en arc de béton armé à grande portée.

Projet d'un pont en arc de béton armé de 400 m de portée.

Afin d'alléger la construction de l'échafaudage servant au coffrage et au bétonnage, nous proposons de composer l'arc portant de deux arcs parallèles superposés. Le premier sera construit sur l'échafaudage, puis décoffré pour servir d'échafaudage à la seconde voûte. Les deux arcs seront finalement reliés et transformés en un seul arc encastré. Si l'on exécute ces arcs avec trois articulations, ils peuvent être tout-à-fait libérés des effets du raccourcisse-

[5] Dr. *A. Hawranek:* Hängebrücke mit einem Zweigelenkrahmen als Versteifungsträger. Stahlbau 1935. — Dr. *A. Hawranek:* Verformungstheorie dieses Systems. Abhandlungen der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Band III, 1935.

ment de l'axe par retrait et par suite de la plasticité du béton cependant dans une mesure dépendant du moment où l'arc est terminé. Comme exemple, nous présenterons le projet d'un arc de 400 m de portée qui a la même flèche f = 100 m que celui du projet du professeur *Dischinger* publié dans le „Bauingenieur" 1935, N°. 11—14. Nous avons aussi choisi le même système de support du tablier, afin de pouvoir comparer les résultats du calcul (fig. 5f).

1° *Arc inférieur.*

Nous supposons *à priori* que le premier arc B_1 a été conformé suivant la ligne des pressions, pour le poids propre ou pour une surcharge qui permet la plus grande réduction possible des tensions et nous admettons une hauteur et une forme *constante* de la section. La section F est de plus symétrique dans les deux directions principales. L'arc est prévu avec des articulations en acier aux naissances, on a prévu à la clé la place pour l'installation provisoire de vérins hydrauliques. L'échafaudage de l'arc sera relevé d'une façon correspondant à sa déformation propre, à la compression élastique de l'axe de la voûte, à l'effet de retrait et à la déformation plastique de l'arc. Après son exécution l'arc sera relevé de son échafaudage, au moyen de presses, afin qu'il subisse le raccourcissement élastique de son axe par suite du poids propre.

Le décoffrage peut éventuellement se faire, dans le cas d'un échafaudage suspendu directement, au moyen des manchons à vis placés sur les barres de suspension, dans un échafaudage à appuis intermédiaires au moyen de presses verticales.

Effet de température. Il ne sera pas toujours possible de terminer l'arc au moment de la température moyenne t = 10 C° pour l'Europe Centrale. Lorsque les effets de température dans un arc encastré, pour les variations positives et négatives maxima, doivent être également grands dans les deux sens, ou pour une armature asymétrique pas trop différents, on doit considérer la différence entre la température lors du décoffrage de l'arc et la température moyenne en relevant ou en abaissant la clé.

Cette opération aura du succès si l'on peut maintenir l'arc à trois articulations jusqu'à ce que se produise la véritable température moyenne. Alors seulement on terminera l'arc car si on le finit trop tôt le système variera, deviendra hyperstatique (à deux articulations, éventuellement encastré) de telle sorte qu'il faudra alors tenir compte de différentes valeurs maxima positives et négatives de la variation de la température et une égalisation des tensions sera alors plus difficile.

Les presses placées axialement à la clé ne subissent que des différences de pressions insignifiantes par suite de la variation de température. Dans les arcs à trois articulations, les modifications de la hauteur de l'axe de la voûte rendues nécessaires par de tels effets de température peuvent se faire par une correction de la hauteur de l'échafaudage. On peut facilement le faire pour un coffrage suspendu au moyen des manchons à vis.

La *chaleur de prise* du béton des parties de l'arc ne se fera remarquer que dans les parties bétonnées en dernier lieu. Sa prise en considération n'est pas sûre.

Si l'on tient exactement compte de toutes les mesures luttant contre les

effets dont nous venons de parler nous pouvons affirmer que l'arc inférieur sera soumis aux sollicitations les plus favorables.

Introduisons des plaques symétriquement à l'axe près des vérins, que l'on conserve à leur lieu et place. Si maintenant l'on réduit un peu la pression, l'arc à trois articulations dégagé de l'échafaudage peut servir à son tour d'échafaudage pour l'arc supérieur.

2° *L'arc supérieur.*

L'arc supérieur, de dimensions et d'épaisseur égales, est bétonné sur l'arc inférieur qui le supporte, et de façon identique. Les corrections nécessaires sont exécutées comme pour l'arc inférieur en considérant l'âge des parties de l'arc, le coefficient de retrait et les températures qui s'y rapportent.

Il peut arriver que l'axe de la voûte supérieure ne soit pas parallèle à celui de l'arc inférieur. Par de faibles variations de forces produites par les vérins de l'arc inférieur ou de l'arc supérieur, on peut obtenir un contact parfait des deux arcs.

Faut-il augmenter la pression en bas ou la diminuer en haut lorsque la distance des axes est plus grande aux reins qu'aux naissances ou à la clé, ou l'inverse lorsque les reins des deux arcs exercent une pression l'un sur l'autre. Ceci dépend de l'égalisation prévue ou de la plus favorable des tensions maxima dans l'état définitif de l'arc.

D'après l'application de ce processus de correction, les arcs sont reliés entre eux en scellant les joints des parties en contact (fig. 5d), qui doivent permettre la collaboration des deux arcs. On obtient un arc unique d'épaisseur double avec tensions assez bien égalisées, c'est-à-dire avec faibles moments.

3° *L'arc double.*

L'arc double lié peut encore, au moyen des presses, être réglé en tenant compte de l'égalisation désirée des moments engendrés par les charges qui interviendront dans la suite et les doubles articulations aux naissances peuvent toujours agir. Ces doubles articulations aux naissances agissent comme un encastrement.

Il est aussi possible d'introduire aux naissances de l'arc supérieur, au lieu d'articulations, des presses qui permettront un réglage ultérieur de la ligne des pressions de l'arc de liaison.

On peut maintenant bétonner le tablier et les colonnes en ménageant un joint au-dessus de la clé. Au moyen des vérins, il est possible d'égaliser encore mieux les tensions en tenant compte des charges agissant après la finition de l'arc double lié. Il faut considérer le poids du tablier et des colonnes, la charge utile, l'effet de retrait pour autant que l'on n'en a pas encore tenu compte, la déformation plastique ultérieure, l'effet du vent et de la température.

Comme on dispose de deux ou plusieurs rangées de vérins à la clé il est possible de réduire les valeurs maxima des tensions par des pressions variables et calculées pour chaque rangée. Les presses que l'on peut éventuellement placer aux naissances permettent un réglage plus poussé de la ligne des pressions. On peut alors terminer l'arc et procéder aux bétonnages des joints prévus à la clé, aux naissances et au tablier et enlever les presses. Il faudra bétonner

alors, aux endroits des articulations à supprimer, les armatures continues nécessaires pour un arc encastré.

La finition de l'arc directement après l'exécution des deux voûtes ou seulement après la construction du tablier dépend de la portée, de la flèche, des vérins disponibles et avant tout du rapport du poids propre à la charge accidentelle.

4° *La liaison des deux arcs.*

Les deux arcs doivent agir dans la suite comme un seul arc. C'est pourquoi il faut empêcher tout déplacement des arcs le long du joint de contact et assurer pour toujours le contact des deux arcs.

On satisfait le premier point de la façon suivante. Audessus du premier arc, on a prévu plusieurs rangées transversales de stries armées, en forme d'aronde, dans le plan horizontal; elles étaient construites en même temps que le bétonnage de l'arc (fig. 5c et d). L'arc supérieur a des évidements correspondants qui ne furent bétonnés que lorsque les deux arcs furent ajustés. Afin de permettre ce bétonnage, on a ménagé des trous d'homme dans les parois transversales, ce qui assurait le passage. De cette façon, on peut encore enlever le coffrage intérieur.

L'exécution de ces stries en forme de cheville peut se faire très exactement, au-dessus de l'arc inférieur les évidemments de l'arc supérieur peuvent très bien être ménagés, car ils se font en même temps que le bétonnage de la plaque inférieure et par conséquent sont très accessibles.

La liaison des arcs dans le sens vertical peut se faire au moyen de boulons d'ancrage posés radialement à côté des nervures transversales et traversant les deux arcs.

Cette liaison peut se faire à travers les parois longitudinales elles-mêmes.

5° *Position des articulations aux naissances.*

Les articulations aux naissances peuvent être disposées dans un joint perpendiculaire à l'axe de la voûte. Les portées des deux arcs sont un peu différentes dans ce cas ainsi que dans une certaine mesure les flèches (fig. 5e).

On peut aussi disposer les articulations aux naissances dans un plan vertical, de telle sorte que pour les deux arcs la portée est égale (fig. 5e). Dans ce cas, les deux arcs auront presque les mêmes sollicitations par suite du poids propre et l'on pourra leur appliquer les mêmes mesures de décoffrage, sauf en ce qui concerne le retrait et la plasticité de l'arc.

Il serait aussi possible de prévoir une disposition excentrique des articulations aux naissances et éventuellement de l'articulation à la clé.

6° *Articulations déplacées.*

Les *articulations provisoires, déplacées* présentent un gros avantage dans la construction des grandes portées. Ces articulations agissent d'une façon favorable en ce sens que les parties des naissances en encorbellement peuvent mieux supporter les tensions du vent et de température à cause de l'agrandissement de l'épaisseur de la voûte vers les naissances et parce que la stabilité de l'arc est mieux assurée dans les ponts étroits par l'élargissement des encorbellements. Les parties en porte à faux peuvent être exécutées sur des échafaudages rigides qui ne sont relativement pas hauts. On peut s'en tirer

alors avec une épaisseur plus faible de la voûte. Les portées de l'arc à trois articulations sont plus petites.

Enfin par suite de la réduction de poids obtenue l'échafaudage de l'arc à trois articulations admet des dimensions plus réduites.

Les articulations se trouvent aux endroits où les tensions dans l'arc définitif encastré sont déjà plus petites qu'aux naissances ou à la clé et où les tensions admissibles ne peuvent être utilisées. Par conséquent, les armatures que l'on doit placer pour la suppression des articulations lors de la transformation en un arc encastré, ont des sections plus faibles, de telle sorte que là déjà on fait une économie. La fixation de ces fers dans l'arc peut ici se faire beaucoup plus facilement.

Enfin, les articulations métalliques sont beaucoup moins lourdes, car les pressions sont plus faibles par suite de la portée moins grande.

L'avantage des articulations déplacées se fait surtout sentir dans les arcs à grande flèche, entre autres parce que les articulations peuvent être déplacées relativement beaucoup plus loin des culées.

Les articulations déplacées présentent de gros avantages aussi bien comme articulations *définitives* que comme articulations *provisoires* dans les arcs encastrés.

La méthode que nous venons de proposer ici donne un moyen de construire des ponts en arc de béton armé à grande portée grâce aux nombreux avantages qu'elle présente et aux différentes possibilités de réglage suivant la conformation des parties de l'ouvrage.

Résumé.

L'étude qui fait l'objet de la présente note donne d'abord les propriétés nécessaires du matériau pour les grandes voûtes en béton armé et l'on constate qu'il est possible actuellement d'employer une compression admissible de 200 kg/cm² pour le béton. Les moyens de réduction des compressions les plus grandes du béton par une fibre neutre corrigée sont discutés. L'auteur donne ensuite des nouvelles solutions pour le calcul plus précis des arcs d'après les théories des déformations, ainsi que des formules générales pour des modules d'élasticité E variables dans une section creuse de l'arc. Ensuite nous publions pour la première fois la théorie de déformation des arcs avec E et J variables et aussi la théorie de déformation des arcs encastrés avec une fibre neutre formée d'après le funiculaire des charges appliquées. Nous indiquons les solutions des équations différentielles et des formules pour les déformations et les moments. Nous traitons ensuite l'influence du retrait et de la déformation plastique du béton sur le problème en question. Nous proposons une *nouvelle* construction, partiellement suspendue, d'un échafaudage en acier pour des grands ponts en arc.

Enfin nous démonstrons une *nouvelle méthode* d'érection d'un arc de 400 m. Nous achevons d'abord sur l'échafaudage un arc complet d'une épaisseur égale

à la moitié de l'épaisseur définitive et après le décintrement de la première partie nous construisons le deuxième arc sur le premier. Après l'achèvement, les deux arcs seront réunis pour l'action unitaire. Au moyen d'articulations provisoires et de presses hydrauliques il est possible d'éliminer l'action du retrait et des déformations plastiques du béton (compressions parasitaires). Nous démontrons aussi que des articulations provisoires mais déplacées vers la clé présentent des avantages considérables.

Nous n'établissons aucune comparaison entre les ponts en arc métallique et les ponts en arc de béton armé.