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

Band: 2 (1936)

Artikel: Ponts en arc de béton armé à grande portée

Autor: Hawranek, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3068

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: 02.10.2025

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

IVb 7

Ponts en arc de béton armé à grande portée.

Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken.

Long Span Reinforced Concrete Arch Bridges.

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

Dans mon rapport sur les arcs en béton armé de grande portée j'ai exposé: 1° une nouvelle méthode de calcul plus exacte pour différents modules d'élasticité dans les différents points de l'arc, 2° une théorie de la déformation pour E et J variables et 3° pour un arc donc l'axe coïncide avec le funiculaire des forces et j'en ai donné les résultats finaux. J'ai traité ensuite des questions de matériaux puis la construction des arcs de grande portée, leurs échafaudages et quelques détails constructifs, autant de points qui doivent faciliter le développement des ponts en arc de grande portée. Pour terminer, j'ai proposé une nouvelle méthode de construction de ces ponts. Ici je voudrais développer surtout le dernier point, montrer l'application des développements théoriques par quelques calculs numériques et corriger certaines fautes d'impression de la Publication Préliminaire.

I. Etudes théoriques. Résultats numériques des théories exposées dans la Publication Préliminaire.

1° — *Différents modules d'élasticité dans une section creuse. Théorie de l'élasticité.*

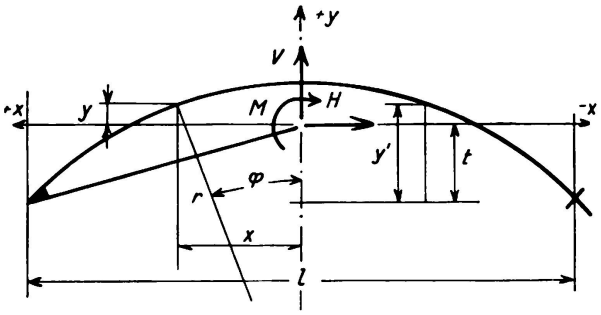
On peut traiter d'une façon plus générale que je ne l'ai fait dans la Publication Préliminaire (3°, p. 806) la question de différents modules d'élasticité dans une section creuse. Nous avions admis des modules d'élasticité différents E_1 et E_2 pour les plaques d'intrados et d'extrados de la section creuse mais ces modules étaient *constants* sur toute la longueur de l'arc. On peut aussi admettre ces E_1 et E_2 *variables* et différents dans les différentes sections, suivant la succession du bétonnage; ces modules d'élasticité auraient donc une valeur correspondant à l'âge du béton de chaque partie. L'étude plus exacte est rendue nécessaire par les moments plus élevés résultant du mode de décoffrage à l'aide de vérins hydrauliques (*Dr. Hawranek*, Schweizerische Bauzeitung 1937, vol. 110, p. 153).

En adoptant les désignations de la fig. 1 on a pour les moments, les efforts normaux et les efforts tranchants:

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M - Hy - Vx \qquad \text{et} \qquad k_1 = \frac{E_1}{E_2} + 1 \qquad k = \frac{k_2}{k_1}$$

$$N_x = H \cos\varphi + Q_x \sin\varphi \qquad k_2 = \frac{E_1}{E_2} - 1$$

$$Q_x = V + \mathfrak{Q}_x = V - \sum_x^{1/2} G$$



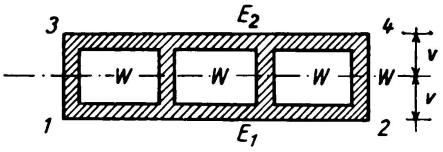


Fig. 1.

On peut tirer de là les trois grandeurs hyperstatiques H, V, M et la distance t du centre de gravité des poids élastiques:

$$H = \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_x y k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{\mathfrak{M}_x k_2 v \cdot ds \cdot \cos\varphi}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x y k_2 ds \sin\varphi}{v E_1 F} - \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_1 ds \sin\varphi \cdot \cos\varphi}{E_1 F} + 2\varepsilon t l}{\int \frac{y^2 k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{y k_2 v ds \cos\varphi}{E_1 J} - \int \frac{y k_2 ds \cos\varphi}{v E_1 F} + \int \frac{k_1 \cos^2\varphi \, ds}{E_1 F}}$$

$$V = \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_x x k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{\mathfrak{M}_x k_2 v \cdot ds \cdot \sin\varphi}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x x k_2 ds \cdot \sin\varphi}{v E_1 F} - \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_1 ds \cdot \sin^2\varphi}{E_1 F}}{\int \frac{x^2 k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{k_1 ds \cdot \sin^2\varphi}{E_1 F}}$$

$$M = \frac{\int \frac{\mathfrak{M}_x k_1 ds}{E_1 J} + \int \frac{\mathfrak{Q}_x k_2 ds \sin\varphi}{v E_1 F}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}} + H \frac{\int \frac{y k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_2 ds \cos\varphi}{v E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}}$$

$$t = \frac{\int \frac{y' k_1 ds}{E_1 J} - \int \frac{k_2 v ds \cdot \cos\varphi}{E_1 J}}{\int \frac{k_1 ds}{E_1 J}}.$$

D'après cette théorie nous avons étudié un arc avec $l = 400$ m et $f = 100$ m (Publication Préliminaire, fig. 5, p. 818); les modules d'élasticité étaient: à l'intrados, $E_1 = 470\,000$ kg/cm² aux naissances et 350 000 kg/cm² à la clé; à l'extrados, $E_2 = 350\,000$ kg/cm² aux naissances et 230 000 kg/cm² à la clé, et entre deux nous avons introduit dans le calcul une décroissance linéaire (théorie de l'élasticité). Ces modules d'élasticité correspondraient au temps nécessaire à l'exécution d'un si grand arc. En admettant que l'arc n'est chargé

que sur sa *seule moitié* de droite (P = 1 t/m) on obtient pour les grandeurs hyperstatiques:

H = 102,111 t (contre 101,304 t pour E = const.) $\Delta = +1{,}0\,\%$
V = 35,544 t (contre 38,597 t pour E = const.) $\Delta = -7{,}9\,\%$
M = 3473,593 tm (contre 3707,348 tm pour E = const.) $\Delta = -6{,}3\,\%$

Les *moments:*

à la naissance de gauche:
+ 3180,150 tm (contre + 2467,348 tm pour E = const.) $\Delta = +28{,}9\,\%$,
à la clé:
+ 77,791 tm (contre + 67,348 tm pour E = const.) $\Delta = +15{,}3\,\%$,
à la naissance de droite:
— 2602,314 tm (contre — 2092,652 tm pour E = const.) $\Delta = +24{,}4\,\%$.

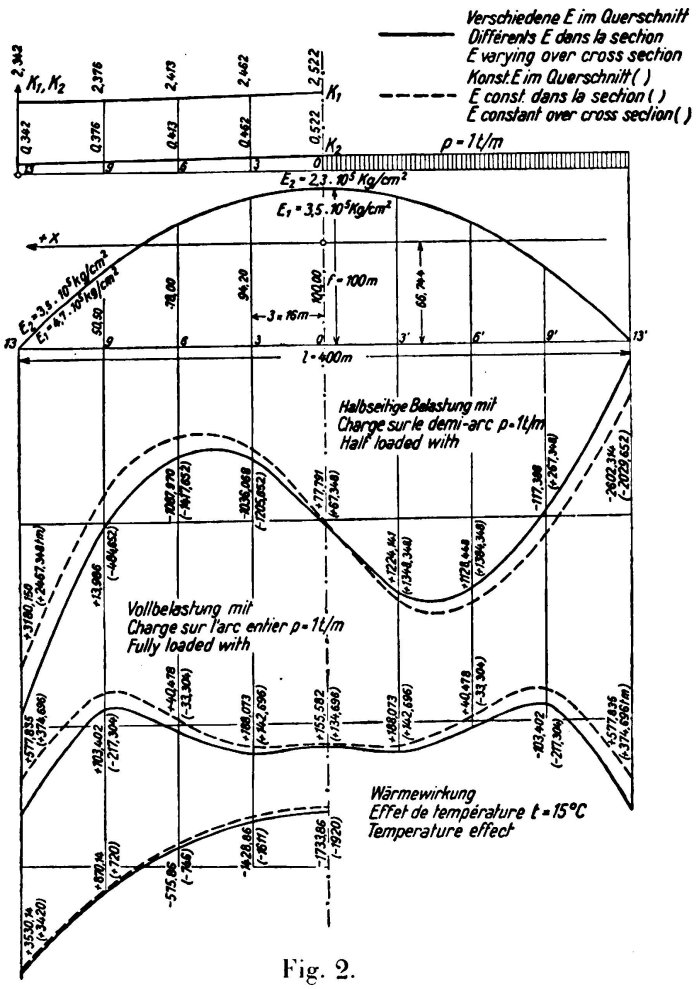


Fig. 2.
Courbes des moments.

Pour une charge de 1 t/m sur toute la longueur du pont le moment aux naissances est + 577,835 tm (contre 374,696 tm pour E = const.) $\Delta = 54\,\%$. Les courbes de moments sont reportées à la fig. 2, en traits pleins pour E variable et en traits discontinus pour E constant. Nous avons également dessiné les valeurs k_1 et k_2 et la courbe des moments pour une variation de température de t = 15° C. Dans ce dernier cas les écarts sont plus faibles.

On constate que la différence entre les moments à la clé et aux naissances est importante et toujours plus grande pour E variable que pour E constant. Pour l'effet de la température ce n'est qu'aux environs des naissances que cette différence devient plus grande.

2° — *Théorie de la déformation de l'arc encastré dont l'axe coïncide avec le funiculaire des forces.*

Nous avons aussi développé la théorie dans ce cas et nous avons déplacé l'origine 0 au milieu de la corde rejoignant les naissances (fig. 3). La courbe de charge g_x varie avec $\mathrm{Ch}\,\alpha x$, comme le poids véritable d'un arc. Nous avons en

outre tenu compte de la variation de température et du retrait. Dans le développement théorique, la valeur d′, correspondant aux efforts normaux, a été choisie plus exactement que dans la Publication Préliminaire.

Equation de l'axe:

$$y = f(1 + v) - f v \operatorname{Ch} \alpha x$$

$$v = \frac{1}{m - 1}; \quad m = \frac{g_k}{g} = \operatorname{Ch} k$$

$$k = \operatorname{arc\,Ch} m; \quad \alpha = \frac{k}{l}$$

Charge spécifique:

$$g_x = g \operatorname{Ch} \alpha x; \quad g_1 = g_k - g$$

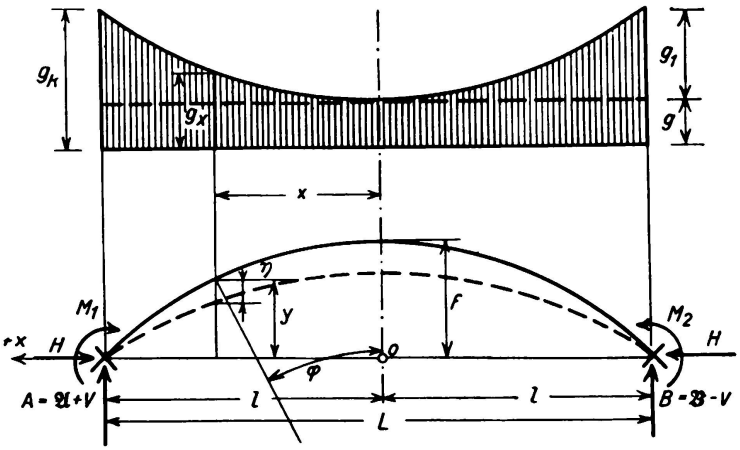


Fig. 3.

Equation différentielle de la ligne élastique:

$$\eta'' = -\frac{M_x}{EJ' \cos \varphi} + \frac{N_x}{EF'} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} (1 + \cos^2 \varphi) + \frac{1}{EF'} \cdot \frac{dN_x}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} \mp \varepsilon t \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$$

avec $c^2 = \dfrac{H}{EJ' \cos \varphi}$

$$\eta'' = -c^2 \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - y \left(1 \mp \frac{\varepsilon t \alpha^2}{c^2}\right) + \frac{V_1}{H}(l - x) + \frac{M_1}{H} \right\} - c^2 \eta - c^2 \left[\frac{d' \cdot J}{F} \mp \frac{\varepsilon t f \alpha^2 (1 + v)}{c^2} \right]$$

où

$$d' = f v \alpha^2 \operatorname{Ch} \alpha x \left[(1 + \cos^2 \varphi) + \left(1 - \frac{\dot{y}^2}{2} + \frac{3}{8} \dot{y}^4\right) f^2 v^2 \alpha^2 \operatorname{Sh}^2 \alpha x \cos \varphi \right]$$

$$\eta'' + c^2 \eta + c^2 F(x) = 0$$

$$\mathfrak{M}_x = \frac{g_1 v}{\alpha^2} (\operatorname{Ch} k - \operatorname{Ch} \alpha x)$$

Solution de l'équation différentielle:

$$\eta = A \sin cx + B \cos cx - \left\{ \frac{\mathfrak{M}_x}{H} - f \cdot w [1 - v (\operatorname{Ch} \alpha x - 1)] + \frac{V_1}{H}(l - x) + \frac{M_1}{H} + \frac{d' J}{F} \mp \frac{\varepsilon t f \alpha^2 (1 + v)}{c^2} \right\} + \left(-\frac{g_1 v}{c^2 H} + \frac{f v w \alpha^2}{c^2} - R \right) \operatorname{Ch} \alpha x$$

où

$$w = 1 \mp \frac{\varepsilon t \alpha^2}{c^2},$$

$$R = -\frac{\alpha^3 v}{c^2 (\alpha^2 + c^2)} \left(\frac{g_1}{\alpha H} - f w \alpha \right)$$

Pour la charge g_x on a:

$$M_x = H \left[\frac{z}{\alpha c} \frac{\operatorname{Sh} k}{\sin cl} \cos cx - \frac{d' J}{F} + \left(f v - \frac{g_1 v}{\alpha^2 H} + \frac{z}{\alpha^2} \right) \operatorname{Ch} \alpha x \right]$$

$$M_1 = H \left[\frac{z}{\alpha c} \operatorname{Sh} k \operatorname{cotg} cl - \frac{d' J}{F} - \frac{1}{\alpha} \left(\frac{g_1 v}{H} - z \right) \operatorname{Ch} k \right]$$

La poussée horizontale H se calcule en posant égale à zéro la somme des compressions horizontales des éléments d'arc, $\Delta l = 0$, on en tire l'équation:

$$0 = -\left(\frac{H}{EF' \cos \varphi} \mp \varepsilon t \right) l - \frac{f v}{2} \left[z + \left(\frac{H}{EF' \cos \varphi} \mp \varepsilon t \right) \cdot f v \alpha^2 \right] \cdot \left(-l + \frac{1}{\alpha} \operatorname{Sh} k \operatorname{Ch} k \right)$$
$$- \frac{f v \alpha c B}{c^2 + \alpha^2} (c \operatorname{Sh} k \cos cl - \alpha \operatorname{Ch} k \cdot \sin cl).$$

Pour cet arc de 400 m de portée, nous avons calculé d'après cette théorie les moments et les fléchissements produits par le *poids propre.* La courbe de charge est donnée à la fig. 4. Elle se monte à 189,5 t/m aux naissances et 99,0 t/m à la clé.

Les moments atteignent:

aux naissances: — 11 041,553 tm (contre — 7080,942 tm d'après la théorie de l'élasticité) $\Delta = 56{,}0\,\%$.

à la clé: + 4357,149 tm (contre + 3889,062 tm d'après la théorie de l'élasticité) $\Delta = 12{,}1\,\%$.

Ici aussi on a, dans les moments, des écarts beaucoup plus grands que ceux que l'on obtient, par rapport à la théorie d'élasticité, d'après la théorie de déformation pour un axe parabolique et une charge continue. Ils sont plus *grands* tant aux naissances qu'à la clé et ne sont plus petits qu'aux 3 et 6 huitièmes de la portée.

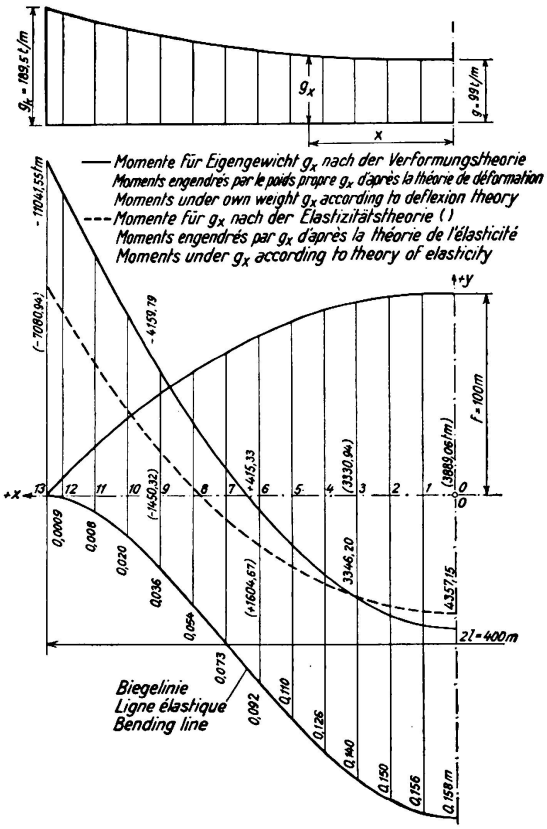


Fig. 4.

Moments et ligne élastique calculés d'après la théorie de déformation pour le poids propre.

La flèche fut également calculée pour le poids propre de l'arc, elle est à la clé de 158 mm, c'est-à-dire $^1/_{2350}$ l. La ligne élastique est dessinée à la fig. 4.

Tous ces faits parlent également en faveur de l'étude plus exacte de l'arc dont l'axe coïncide avec le funiculaire des poids, car un axe parabolique ne correspond pas à la réalité, spécialement dans les arcs peu surbaissés.

Les moments aux naissances des arcs encastrés sont toujours les plus grands et il est nécessaire de relever les contraintes admissibles pour les arcs de très grande portée si l'on veut que ces derniers soient encore économiques; il est donc nécessaire de calculer très exactement les moments si l'on ne veut pas avoir des excès de sollicitation dans le pont lui-même. La précision est également nécessaire pour les opérations de décoffrage au moyen de vérins hydrauliques.

Dans la Publication Préliminaire nous avons calculé les formules à l'aide de la constante $d = \frac{2J}{rF_m}$ mais on peut très bien tenir compte d'un d *variable,* ce que nous traiterons ailleurs. Le calcul numérique a montré que la valeur réelle est plus grande et que son influence sur les moments n'est pas petite (*Dr. Hawranek,* Der Bauingenieur 1937, p. 719).

Quant à la méthode plus exacte de calcul des ponts en arc, tant en acier qu'en béton armé, basée sur la théorie des déformations, on peut affirmer d'une façon

toute générale qu'on ne peut déterminer l'influence des hypothèses faites et des différents facteurs qu'en calculant numériquement différents types d'arcs. C'est pourquoi nous jugeons utile et nécessaire d'effectuer de tels calculs et de comparer les résultats fournis par différentes méthodes. S'il existe des résultats de mensurations effectuées sur des ouvrages en service, il faut établir une comparaison avec la théorie; il est nécessaire de se servir de la théorie de déformation et non pas de la théorie de l'élasticité pour évaluer les résultats des mesures car, sans cela, on commet inévitablement des erreurs. Cela est tout spécialement valable pour les ponts en arc de béton armé.

Il ne faut pas sousestimer ces calculs précis et ne pas s'effrayer du travail, car la mise au point de ces relations est aussi utile pour la sécurité des constructions que pour l'économie des ouvrages. Lorsque tout sera mis au point, ce qui demande bien des études, alors seulement on pourra passer à un relèvement des contraintes admissibles. Il serait encore nécessaire d'étudier l'influence sur les moments de la déformation dans les arcs fortement surbaissés, et pour différents rapports de la charge utile au poids propre, ainsi que l'influence de différentes lois de variation du moment d'inertie.

Au nombre de toutes les questions connues qui doivent encore être étudiées par des essais, on peut ajouter celle de la transmission des forces du tablier à l'arc par des montants ou des suspentes, ainsi que les sollicitations en ces endroits lorsque les appuis sont relativement éloignés ou rapprochés les uns des autres. Ces recherches seraient tout spécialement utiles pour les arcs à section creuse.

Les points de vue, exposés ici et dans notre rapport, concernant la forme à donner aux arcs et le développement de la théorie des arcs, pour relever les contraintes admissibles du béton, concordent absolument avec ce qu'a dit *Boussiron*. Dans notre projet d'un pont de 400 m, le choix d'une section *constante* sur toute la longueur de l'arc est basé sur les mêmes considérations que celles qu'expose *Boussiron* dans son rapport.

II. Propriétés des matériaux.

La compression admissible de 150—200 kg/cm² que nous exigeons dans notre rapport pour les ponts de grande portée ne doit pas être trop difficile à atteindre lorsque la résistance à l'écrasement sur cube est en rapport. Les ingénieurs français et allemands sont du même avis.

Les Allemands trouvent qu'avec une résistance à la compression de 450 kg/cm² on peut atteindre une contrainte admissible de 150 kg/cm² pour une armature de 1 % et même de 240 kg/cm² pour un frettage de 3,6 %.

Quant à l'emploi du frettage il serait nécessaire d'effectuer des essais sur des éprouvettes à section rectangulaire *plate,* frettées par une série de spirales *juxtaposées* ainsi qu'on le fait dans les sections creuses.

Les avis sont très partagés sur l'effet de ces spirales par comparaison aux colonnes frettées, c'est pourquoi il faut être prudent dans la détermination de contraintes admissibles élevées pour ces sections creuses frettées, sans compter les difficultés de bétonnage qu'entraîne un tel type d'armature. Si l'on relève

jusqu'aux environs de 700 kg/cm² la résistance du béton à la compression, on pourrait s'en tirer sans frettage.

Quant aux propriétés *physiques* du béton, il est nécessaire d'étudier encore celles qui jouent un rôle dans les ponts de grande portée.

A ce point de vue, le *coefficient de dilatation* du béton est important. On admet généralement que les coefficients de dilatation du béton et du fer sont égaux. Ce coefficient est sensiblement plus élevé pour un bloc de ciment que pour les pierres et il n'est pas le même pour les différentes sortes de ciments; dans un béton il dépend donc certainement du mélange. Les essais de *S. L. Meyer*[1] sur des éprouvettes de ciment montrent que le coefficient de dilatation croît avec l'âge. Cet accroissement est important dans les ciments contenant beaucoup de silicate, alors qu'il est très faible, même après plusieurs mois, dans les ciments fortement calcaires. Ce coefficient double à peu près en 9 mois dans les premiers. Il faudrait savoir si ce phénomène est aussi valable pour les ciments européens. Il est évident qu'il sera beaucoup moins fort dans le béton, mais il existe cependant. Pour autant que je le sache, le coefficient de dilatation du béton est plus petit que celui du fer, il varie autour de 0,000009 pour 1° C tandis que celui du fer est de 0,00001234. Par suite de cet écart, des contraintes apparaissent dans les deux matériaux et par conséquent des moments dans l'arc.

Une autre question est celle de la *chaleur de prise*; elle atteint son maximum après 15 à 20 heures et entraîne un accroissement de chaleur de 40 à 60°. Si une éprouvette a repris la température de l'air ambiant après 2 jours environ, les mesures effectuées sur des ponts par *C. R. Whythe*[2] prouvent que cette chute de température n'est complète qu'après 12 à 20 jours, suivant la position du point considéré dans la section; pendant ce temps le béton est durci depuis longtemps déjà. Si les coefficients de dilatation du béton et du fer ne sont pas les mêmes il y a donc une transmission d'efforts entre les deux matériaux.

La différence des coefficients de dilatation et la chaleur de prise ne peuvent pas avoir une grosse influence dans les ponts en arc, ce sont cependant des phénomènes qui se manifestent.

Dans notre rapport nous nous sommes déjà largement étendus sur le *retrait* et la *déformation lente*. Le processus physique de la déformation lente est resté inexpliqué jusqu'à ce jour. Entre autres on ne sait pas si les deux phénomènes s'influencent mutuellement et si, à part les relations qui existent, la chaleur ne joue pas un rôle important. C'est là une grande lacune dans notre connaissance des propriétés du béton. J'ai publié un travail[3] concernant l'influence de ces phénomènes sur les arcs de béton armé et j'ai donné une nouvelle méthode de calcul.

Il est important de tenir compte de la compression *plastique* des *culées* car elle s'effectue dans la direction des forces et parce qu'elle augmente la portée. Ce raccourcissement des culées ne sera appréciable que lorsque celles-ci ne se trouvent

---

[1] Eng. News-Rec. 1935/I, p. 424.

[2] Eng. News-Rec. 1936/I, p. 693.

[3] Dr. Ing. *A. Hawranek:* „Zukunftsfragen des Baues weitgespannter Eisenbeton-Bogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Plastizität des Betons". Beton und Eisen 1937, fasc. 2.

pas dans des eaux souterraines et qu'elles ont des dimensions importantes. Dans les arcs avec articulations éloignées des culées il faut tenir compte, dans la détermination du raccourcissement plastique, non seulement de la compression plastique de l'arc mais encore de celle de toute la partie comprise entre les articulations et le sol de fondation.

III. Précontrainte des armatures dans les arcs de béton armé.

Par suite du retrait et de la partie de la déformation lente qui n'est pas *purement* plastique, le béton est soumis à des contraintes de traction et l'armature à des contraintes de compression même sous l'effet des purs raccourcissements plastiques. Si l'on n'élimine que partiellement ces contraintes résiduelles par un procédé de décoffrage avec vérins hydrauliques ou si l'on ne veut pas employer ce procédé pour des ponts de petite portée, il est toujours possible de les réduire ou de les éliminer par une mise en tension préalable des armatures, ainsi que nous l'avons dit dans notre rapport.

Dans ce cas, les armatures doivent être continues sur toute la longueur de l'arc. Il faut assembler par soudage les différents tronçons et réaliser la précontrainte à l'aide de manchons à vis. Les fers sont ancrés sur une certaine longueur dans les culées et on leur donne des appuis intermédiaires, représentés soit par des blocs de béton déjà durci, soit par des *treillis métalliques* qui reposent sur le coffrage et qui garantissent un appui exact et régulier des fers. Ces appuis, distants de 10 à 15 m doivent transmettre au coffrage la compression engendrée par la précontrainte des fers. Dans les arcs à section creuse, les cloisons intermédiaires peuvent remplir cette fonction. Les manchons à vis peuvent être placés dans les joints ménagés lors du bétonnage, on peut ainsi régler la précontrainte pour les voussoirs à bétonner quoique la mise en tension ait déjà été effectuée sur toute la longueur.

Si l'on veut introduire dans les fers une traction de 1000 kg/cm^2, il faut les allonger de 4,76 cm pour une longueur de 100 m.

Une telle mise en tension préalable transformerait la courbe régulière des armatures en un polygone, réduirait le moment d'inertie aux pliures et aurait pour conséquence un recouvrement variable des fers lorsque l'arc n'est pas lui-même polygonal. Pour assurer la stabilité des tronçons de l'armature placée à l'extrados on peut introduire des étriers métalliques.

L'emploi de ce procédé nous permet d'utiliser dans la plupart des cas l'acier de construction ordinaire.

Même lorsque l'on emploie une armature *rigide* on peut engendrer ces efforts de traction, inégaux peut-être à l'intrados et à l'extrados, en introduisant des coins entre les arcs métalliques et l'échafaudage.

Dans les *arcs articulés* on peut réalisér cette mise en tension préalable en fixant provisoirement les fers dans les culées et éventuellement à la clé; on pourra toujours couper les fers aux articulations après le bétonnage.

Le point de vue économique décidera de l'emploi de ce nouveau procédé ou de son abandon avec utilisation d'acier à haute résistance.

IV. Projet d'un arc de 400 m de portée.

Dans notre rapport nous avons exposé un projet *nouveau* pour la construction des ponts en arc de grande portée (fig. 5, p. 818).

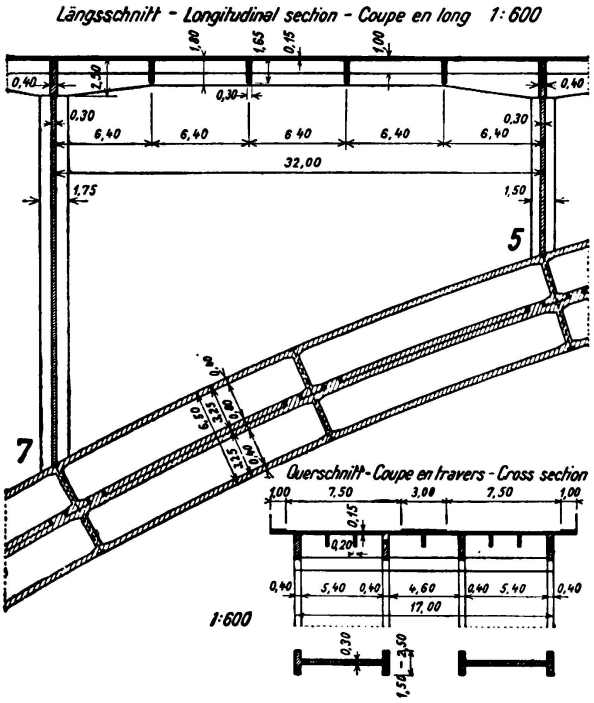


Fig. 5.
Construction du tablier.

La nouveauté de ce projet consiste en ce que l'arc principal se compose de deux arcs superposées, l'arc *inférieur* étant construit sur un échafaudage. Une fois cet arc terminé on le décoffre suivant un procédé permettant, à l'aide de vérins hydrauliques, de supprimer complètement les contraintes de retrait et les affaissement provenant de la déformation lente.

Sur cet arc jouant le rôle d'échafaudage on construit le second arc. On relie alors les deux arcs afin qu'ils travaillent en collaboration. Les coupes en long et en travers du tablier ainsi que des montants sont représentées à la fig. 5.

Nous allons ci-dessous compléter nos explications et améliorer notre projet.

1° — *La liaison des deux arcs superposés.*

Ainsi que le montre la fig. 6, la liaison des deux arcs est réalisée par des «*goujons*» en forme de queue d'hirondelle non seulement en plan mais encore en coupe. Cette disposition empêche tout décollage des deux arcs car le coin est armé. Ces coins empêchent le soulèvement de l'arc supérieur. Les goujons ont été placés aux environs des raidisseurs transversaux et les plaques ont des goussets en ces endroits, il n'y a donc pas de danger que la plaque ne cède. A titre de sécurité on a encore prévu des tirants qui traversent les deux arcs. Ces tirants sont bétonnés dans l'arc inférieur et sont placé dans des tuyaux d'acier dans l'arc supérieur. Le jeu des tirants à l'intérieur des tuyaux permet le réglage des arcs au moyen de vérins hydrauliques. L'état définitif atteint, on peut couler du mortier de ciment dans les tuyaux et l'on peut serrer les vis placées à l'extrémité des tuyaux.

La construction du tablier ne facilitera pas le décollage des arcs, bien au contraire l'effet du retrait et de la déformation lente, qui est plus grand dans l'arc supérieur que dans l'arc inférieur éliminera tout décolage.

On peut donc être certain que les charges futures (poids de la superstructure) ou le retrait plus grand de l'arc supérieur provoqueront non seulement l'appui de l'arc supérieur sur ses culées mais en outre agiront de telle sorte que l'arc supérieur *reposera élastiquement* sur l'arc inférieur. On peut calculer les réactions réciproques ainsi que les moments additionnels.

Au point de vue constructif, on peut encore développer cette idée de *liaison* surtout pour obtenir un plus grand moment d'inertie de l'arc inférieur en construisant des nervures supérieures ou des parois verticales qui seront ensuite bétonnées dans l'arc supérieur.

En outre, on pourrait partager en deux, dans le sens longitudinal, l'arc portant et relier des deux arcs par des parois, lorsque la sécurité au flambage latéral le permet. On pourrait ainsi employer deux fois, en tout ou en partie, l'échafaudage

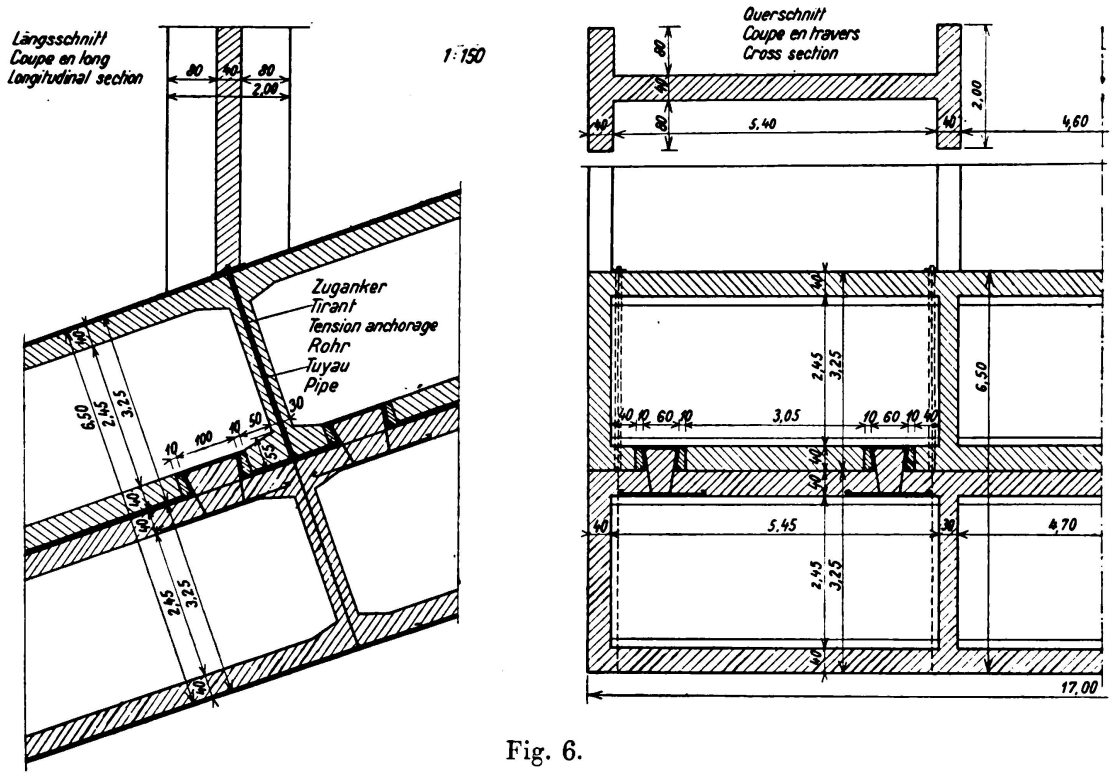


Fig. 6.

Liaison des deux arcs.

construit pour le premier arc. Les arcs fortement surbaissés permettent de réaliser une économie dans les échafaudages.

Dans la Publication Préliminaire nous n'avons donné que les principes de ce projet.

2° — *L'échafaudage.*

Nous allons exposer ici le calcul et l'exécution complète des *échafaudages* (fig. 7). L'échafaudage fixe se compose de 4 poutres principales disposées au droit des parois verticales de l'arc et reposant sur les pylônes au moyen de vérins hydrauliques. Les poutres métalliques qui supportent le coffrage reposent sur des entretoises. Ces dernières reposent directement sur les 4 poutres principales dans la partie fixe de l'échafaudage tandis que dans la partie centrale elles sont suspendues aux câbles à leurs extrémités. Lorsque le pont est large, des poutres à âme pleine double sont nécessaires. Ces poutres sont reliées entre elles par des poutres réticulées verticales fixées à leurs extrémités et par des contreventements. L'échafaudage possède ainsi une rigidité suffisante (fig. 8).

Au lieu de deux câbles principaux il serait préférable d'en employer trois ou quatre plus faibles, ce qui permettrait de réduire le poids des entretoises et des contreventements ainsi que le poids des câbles, car la portée des entretoises est de cette façon fortement réduite. On peut se servir des pylônes soutenant l'échafaudage fixe pour appuyer les câbles.

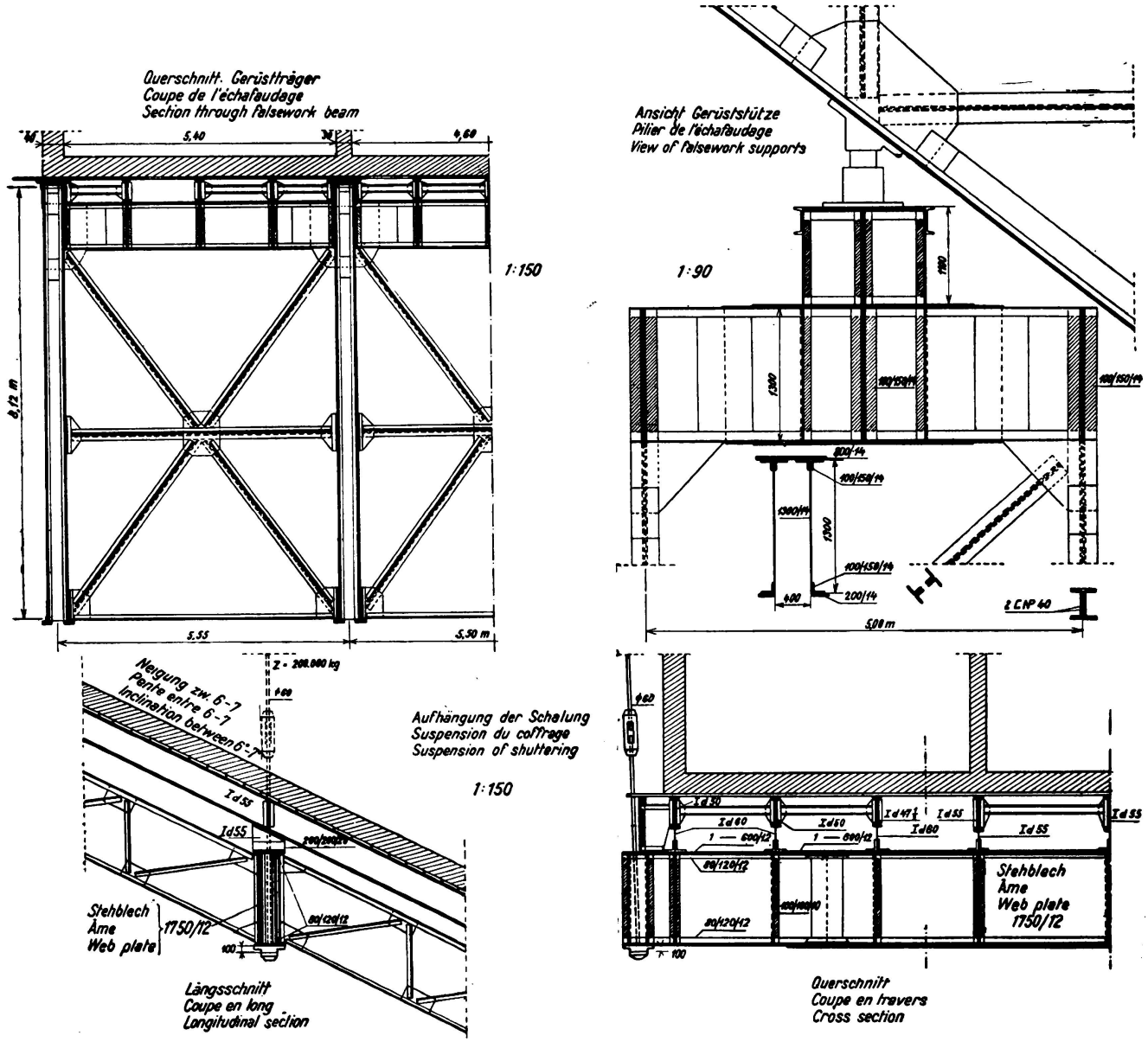


Fig. 7.
Coffrage et échafaudage.

Le poids d'un arc de béton armé, du coffrage, des entretoisements longitudinaux et transversaux, des câbles et des suspentes se monte à $g' = 55$ t/m, ce qui représente une réaction total sur les pylônes de $P = 11500$ t. Les câbles de retenue sont soumis à une force $R = 10500$ t et l'effort maximum que supportent les câbles dans l'ouverture centrale se monte à $S = 6800$ t. La fig. 8 indique les forces et les réactions agissant sur un câble.

Pour une sollicitation admissible de 7000 kg/cm², la section des câbles, lorsque l'on n'a que deux câbles, est de $f_r = 1500$ cm² dans les ouvertures latérales et $f_s = 972$ cm² dans l'ouverture centrale.

Le poids total de l'échafaudage métallique est le suivant:

Pylônes	2 à 575 t	1150 t
Câbles et suspentes		1100 t
Echafaudage	2 à 600 t	1200 t
		3450 t

Par rapport au cube total $^2/_3\, f \cdot l \cdot b = 480\,000$ m³ on a donc un poids d'échafaudages de 3450 t : 480 000 m³ = 0,0072 t/m³.

Au *pont de Traneberg*, l = 181 m, le poids de l'échafaudage était de 948 t, la largeur totale est de 18 m, le cube est donc de

$$^2/_3 \times 181 \times 26{,}2 \times 18 = 56\,000 \text{ m}^3$$

et le poids unitaire de 0,0167 t/m³. Quoique l'échafaudage que nous projetons s'étende sur toute la largeur du pont, le poids spécifique est *plus petit que la moitié*, exactement 0,43 fois celui du pont de Traneberg qui fut employé deux fois. Voilà donc une preuve de l'économie de notre projet.

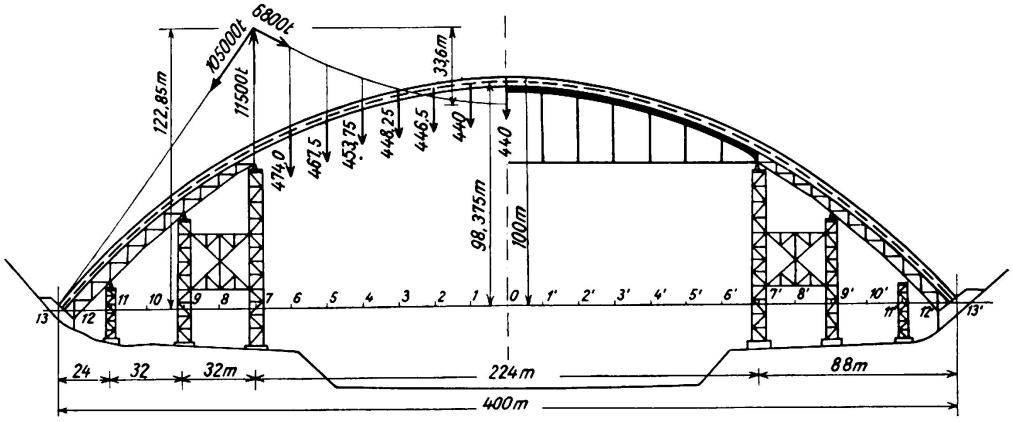


Fig. 8.

Forces agissant sur un câble porteur.

On peut évaluer comme suit le coût de l'échafaudage:

2150 t à 3000 Kč	6,45 millions Kč
1100 t à 5000 Kč	5,50 millions Kč
	$K_1 = 11{,}95$ millions Kč

tandis qu'il se montait au pont de Traneberg à 744 000 couronnes suèdoises $\times$ 6,55 = K_2 = 4,83 millions Kč. Le rapport des prix $K_2 : K_1 = 0{,}405$, ce qui correspond au rapport des poids 0,43. Il serait possible de réaliser d'autres économies en employant deux fois les échafaudages, mais nous n'en avons pas tenu compte ici.

Pour des arcs assez surbaissés on pourrait incliner vers l'extérieur les pylônes de suspension du coffrage ce qui permet d'avoir des forces égales dans le câble de retenue et dans le câble de l'ouverture centrale. L'avantage serait que la section du câble pourrait rester la même sur toute la longueur. La disposition du câble sur le pylône serait également simplifiée car dans ce cas il suffit de

plier le câble à section constante. Cependant, l'emploi d'un pylône incliné nécessite la construction d'une contre-fiche inclinée servant d'appui à l'échafaudage fixe.

Il est finalement possible de remplacer la construction suspendue par un arc métallique avec tirant de 224 m de portée (fig. 8). Dans le cas de deux arcs adjacents on pourrait aussi déplacer cet arc métallique sur son échafaudage. Il serait possible de déplacer et cet arc et l'échafaudage lorsque la portée n'est pas trop grande, ce qui permettrait de réaliser une économie importante.

3° — *L'emploi de matériaux.*

Les quantités nécessaires de béton sont:

pour l'arc	15 650 m³
pour les parois de l'arc	610 m³
pour la superstructure	5 690 m³
au total	21 950 m³

ce qui représente 0,0456 m³ par m³ de volume bâti sans les culées (projet *Dischinger* 20 800 m³, c'est-à-dire 0,0434 m³ par m³ de volume bâti).

Pour une puissance de 100 m³ par jour, la construction de l'arc demande 156 jours de travail, c'est-à-dire 3 mois environ par arc.

4040 m³ de bois sont nécessaires pour les coffrages.

4° -- *Moments, efforts normaux et contraintes.*

Le *calcul statique* fournit les moments et efforts normaux donnés aux tableaux I et II en introduisant dans le calcul de l'arc une charge accidentelle de

Tableau I.
Moments en tm.

	Point 0 Clé	3	6	9	13 naissance
Poids propre du tablier et de ses colonnes, sans l'arc	— 13260	— 240	+ 4520	+ 10860	— 21960
Surcharge agissant sur la moitié de l'arc p = 6 t/m	+ 404	+ 8090 — 7234	+ 8306 — 8506	+ 1604 — 2908	— 12554 gauche + 14804 droite
Température ± 15 °C E = 210000 kg/cm²	∓ 1920		∓ 746		± 3420
Retrait — 15 ° C	+ 1920		+ 746		— 3420
Somme $\sum_{1-3}$	— 14776				— 41354
Moment résultant du vent, flexion	± 10780		± 937		± 53723
Moment résultant du vent, torsion	0		± 3522		± 3295

6 t/m, une variation de température de $\pm 15^0$ C et un retrait correspondant à une variation de température de -15^0 C. La pression du vent a été comptée à 250 kg/m².

Tableau II.

Efforts normaux en t (Compression = —).

	Point 0 Clé	3	6	9	13 naissance
Poids propre d'un seul arc	— 8760	— 9000	— 9780	— 10730	— 12800
Poids propre du tablier et des colonnes	— 5367	— 5544	— 5818	— 7050	— 8400
Surcharge agissant sur la moitié de l'arc p = 6 t/m	— 608	— 604 — 644	— 694 — 649	— 862 — 629	— 1125 — 600
Température $\pm 15^0$ C	$\mp$ 53,3		$\mp$ 48,7		$\mp$ 35,9
Retrait — 15° C	+ 53,3		+ 48,7		+ 35,9

Ces moments et ces efforts normaux donnent aux points 0, 6, 13 les contraintes maxima indiquées au tableau III. On y a tenu compte du poids propre, de la surcharge agissant sur une moitié, d'une chute de température de -15^0 C et d'un retrait correspondant à -15^0 C.

Tableau III.

Contraintes maxima dans le béton de l'arc, en kg/cm².

Point	Poids propre Demi-surcharge Température — 15° C Retrait — 15° C	Vent 250 kg/m²	Sans réglage. En tout	Avec réglage au moyen de vérins $H_z = 280$ t
0 (Clé)	86,7 Compr. 30,5	$\mp$ 9,6	96,3 Compr.	97,1 Compr.
6	92,9 39,9 Compr.	$\mp$ 0,84	93,7 Compr.	106,0 Compr.
13 (naissance)	166,1 13,1 Compr.	$\pm$ 48,0	214,1 Compr.	163,4 Compr.

Si l'on veut réduire la contrainte maxima de 214,1 kg/cm² aux naissances, il faut introduire à la clé une force supplémentaire H_z au moyen de vérins hydrauliques. Le moment M_1 engendré par cette force aux naissances est:

$$M_1 = H_z \cdot f = 100\ H_z$$

et l'effort normal

$$N_z = H_z \cos \varphi_K = 0{,}672 \cdot H_z.$$

Si l'on pose la condition que les contraintes maxima doivent être égales dans les deux naissances pour le poids propre, la demi-surcharge, une chute de température de -15^0 C et un retrait correspondant à -15^0 C, on peut poser les équations suivantes pour une pression centrée à la clé, lorsque M_1 est négatif et M_2 positif:

$$\frac{N_1 + N_z}{F} + \frac{M_1 - H_z f}{W} = \frac{N_2 + N_z}{F} + \frac{M_2 - H_z f}{W}$$

et

$$H_z = \frac{W}{2f}\left(\frac{N_1 - N_2}{F} + \frac{M_1 - M_2}{W}\right)$$

N_1 et M_1 sont pour la naissance de gauche et N_2 et M_2 pour la naissance de droite. Les moments négatifs aux naissances sont à introduire avec leur valeur absolue.

Pour $M_1 = -41\,354$ tm, $N_1 = 35\,053{,}2$ t
$M_2 = -13\,996$ tm, $N_2 = 34\,528{,}2$ t
$F = 39{,}1$ m², $W = 54$ m³

et si l'on choisit $H_z = 280\ t$

les plus grandes contraintes qui se présentent sont à la clé, elles sont de 115,4 kg/cm² et, avec le vent, de $115{,}4 + 48 = 163{,}4$ *kg/cm²*. L'armature de l'arc ne se monte pour cela qu'à 1 %. Toutes les autres contraintes sont plus faibles. Elles sont de 97,1 kg/cm² à la clé et de 106 kg/cm² aux reins, y compris l'effet du vent. Le réglage permet donc de réduire la plus grande contrainte sans vent de *30,5* % et avec vent de 23,6 %.

On pourrait réduire les contraintes de compression du béton en élargissant légèrement l'arc aux naissances de telle sorte que la contrainte maxima soit de 150 kg/cm², vent y compris ou encore, sans élargissement de l'arc, en choisissant un $H_z = 340$ t. Avec une telle force horizontale supplémentaire, les contraintes dans les fibres extrêmes seraient égales aux naissances et aux reins.

Nous avons ainsi démontré qu'il est possible de construire avec une compression maxima dans le béton de 150 kg/cm² un arc relativement élancé à section constante et qu'une pression très moyenne de 340 t à la clé suffit lors du décoffrage.

Ce nouveau projet de construction des ponts à grande portée, tout-à-fait justifié par des chiffres, peut donc être considéré comme une méthode de construction adéquate qui permettra le développement des ponts en arc de béton armé.