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

Band: 2 (1936)

Artikel: Ponts de grande portée

Autor: Gaede, K.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3063

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: 12.07.2025

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

IVb 2

Ponts de grande portée.

Weitgespannte massive Brücken.

Long Span Bridges.

Dr. Ing. K. Gaede,
Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Pour déterminer la portée que peuvent atteindre les ponts construits avec un matériau déterminé, il est de toute évidence que le moyen le plus exact est de construire effectivement le pont. Malheureusement ce procédé n'est pas facilement applicable. Une autre méthode serait d'établir un projet aussi complet que possible. Ces deux procédés présentent un inconvénient, ils ne sont valables que pour une contrainte admissible, une surcharge, un surbaissement, une portée, etc. parfaitement déterminés, ce qui ne permet pas de tirer sans autre des conclusions pour d'autres cas.

Il semble donc désirable d'établir des formules de portée générale.

I. — Ponts en arc de béton armé.

J'ai tout d'abord établi de telles formules pour les *ponts en arc* de béton ou de béton armé. Il était évidemment nécessaire d'admettre certaines idéalisations facilitant le développement mathématique, mais il faut en tenir compte dans l'évaluation du degré d'exactitude des résultats obtenus.

Nous avons admis (la signification des lettres employées ressort de la fig 1):

a) un arc dont l'axe suit la courbe des pressions pour le cas de charge normal: poids propre + moitié de la charge utile uniformément répartie sur toute la longueur du pont.

b) une répartition de la charge totale q suivant la longueur du pont conforme à la relation:

$$q = q_s\,[1 + (m - 1)\,y/f] \tag{1}$$

$$m = \frac{q_K}{q_s} \tag{2}$$

c) une variation de la section de l'axe suivant la formule:

$$F = \frac{F_s}{\cos\varphi} \tag{3}$$

d) une contrainte au centre de gravité dans le cas de charge normal a):

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \mu\,\sigma_{adm} \\ 0 &< \mu < 1 \end{aligned} \tag{4}$$

Le coefficient μ donne ici le degré d'utilisation de la contrainte admissible σ_{adm} pour le cas de charge considéré. Il faut par conséquent désigner μ par degré d'utilisation.

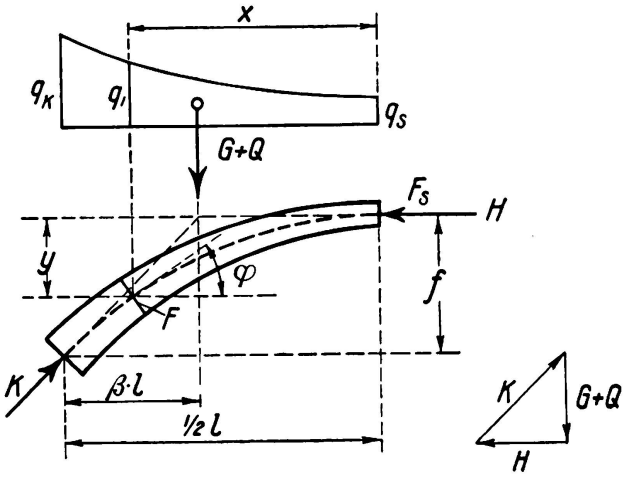

Fig. 1.

Il ressort de la fig. 1 que:

$$H = \frac{(Q+G)\cdot\beta l}{f} \tag{5}$$

Par suite de l'équation (4)

$$H = \mu\cdot\sigma_{adm}\cdot F_S \tag{6}$$

Il résulte de (1) pour la distance $\beta\cdot l$ de la charge $G + Q$ (poids propre de l'arc G + poids de la superstructure, du tablier et de la moitié de la charge Q) à l'appui:

$$\beta = \frac{m-1}{2c\sqrt{m^2-1}}, \text{ où} \tag{7}$$

$$c = \operatorname{arc\,Ch} m = \operatorname{arc\,Ch}\left(\frac{q_K}{q_S}\right) \tag{8}$$

La section de l'arc et par le fait même le poids G du demi-arc peuvent être calculés à partir de (1) et (3).

$$G = \frac{1}{2}\gamma F_S\cdot l\,[1+\alpha\,(f/l)^2] \tag{9}$$

$$\alpha = \frac{c}{(m-1)^3}(\operatorname{Sh} 2c - 2c) \tag{10}$$

En combinant (5), (6) et (9) on trouve:

$$\begin{aligned} \varkappa &= \frac{G}{Q} = 1:\left[\frac{2\mu\sigma\cdot f/l}{\gamma\cdot l\cdot\beta\,[1+\alpha\,(f/l)^2]} - 1\right] \\ \varkappa &= 1:\left[\frac{\mu\sigma}{\gamma\cdot l}\cdot\frac{2n}{\beta\,(1+\alpha n^2)} - 1\right] = 1:\left[\frac{\mu\sigma}{\gamma\cdot l}\cdot\delta - 1\right] \end{aligned} \tag{11}$$

où nous avons posé:

$$\sigma = \sigma_{adm},\quad n = f/l,\quad \gamma = \gamma_B = \text{poids spécifique de l'arc} \tag{12}$$

En tenant compte de (7) et (10) on obtient comme valeur auxiliaire:

$$\delta = \frac{2n}{\beta\,(1+\alpha n^2)} = \frac{4nc\cdot\sqrt{m^2-1}\cdot(m-1)}{(m-1)^2 - cn^2\,(\operatorname{Sh} 2c - 2c)} \tag{13}$$

Le nombre $\varkappa$ déterminé par les équations (11) et (13) donne le rapport du poids propre de l'arc au poids de la superstructure, y compris le tablier et la moitié de la charge utile, c'est-à-dire *l'utilisation relative de matériau* pour la voûte. $\varkappa$ est un moyen avantageux d'exprimer l'effet des différentes influences sur l'emploi de matériau et sur les portées possibles. En particulier la condition

$$2\mu\sigma n = \beta\gamma l\,(1+\alpha n^2) \tag{14}$$

détermine le cas où $\varkappa = \infty$, c'est-à-dire la limite théorique d'exécution de l'arc. Ainsi qu'on le voit, ce sont les relations géométriques et les caractéristiques du matériau qui déterminent cette limite et non pas la grandeur de la surcharge.

Pour les ponts en arc avec « superstructure ajourée », c'est-à-dire avec tablier relié à l'arc par des suspentes, des parois transversales ou des colonnes, on peut admettre comme approximation que la surcharge de la voûte dans le cas de charge normal se répartit sur la longueur de l'arc de la même façon que le poids propre de la voûte:

$$m = \frac{q_K}{q_S} = \frac{g_K}{g_S} = \frac{1}{\cos^2 \varphi_K} = 1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_K^2 \tag{15}$$

De cette manière m est déterminé en fonction du surbaissement $n = f/l$ par la formule:

$$\frac{1}{2c}\sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = \frac{1}{2 \operatorname{arc\,Ch} m}\sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = n \tag{16}$$

Les valeurs auxiliaires α et β représentées d'après (7) et (10) comme fonctions de m et finalement δ d'après (13) sont devenues des fonctions du seul surbaissement n. Dans le tableau suivant nous donnons les valeurs auxiliaires m, α, β, δ pour quelques surbaissements.

$f/l = n$	m	α	β	δ
$1:\infty = 0$	1,00	5,33	0,25	0
$1:10 = 0{,}1$	1,18	5,47	0,242	0,784
$1:7 = 0{,}143$	1,38	5,60	0,234	1,068
$1:5 = 0{,}200$	1,83	5,70	0,223	1,460
$1:3{,}5 = 0{,}286$	3,00	5,87	0,201	1,920
$1:2{,}5 = 0{,}400$	7,50	6,86	0,165	2,310
$1:1{,}78 = 0{,}562$	20,00	8,13	0,129	2,450
$1:1 = 1{,}000$	100,00	10,67	0,095	1,805

Il ne manque maintenant, pour l'application de la relation (11), que la connaissance du degré d'utilisation μ (4). μ croît avec la prépondérance du poids propre et avec l'accroissement de la contrainte admissible, il est donc en général plus grand pour les ponts de grande portée que pour ceux de faible portée. Il peut être fortement influencé par la disposition du projet et le mode d'exécution. On peut affirmer que l'amélioration du degré d'utilisation est la tâche principale du constructeur d'un pont en arc à grande portée. La conséquence directe est que l'on ne peut fixer des données d'une validité générale sur la grandeur de μ. Le constructeur doit choisir ce nombre suivant le cas.

Pour des calculs approximatifs, j'ai adopté, sur la base de considérations que je n'exposerai pas par suite du manque de place, la relation suivante:

$$\mu = a \cdot \sqrt[4]{\sigma_{adm}} \qquad (\sigma_{adm} \text{ en } t/cm^2) \tag{17}$$

Dans cette relation a varie entre 0,1 et 0,12 pour les surbaissements usuels dans la pratique. Les valeurs supérieures sont valables pour $f/l = {}^1/_5$ à ${}^1/_4$; a décroît pour des surbaissements plus grands et plus petits.

On a donc:

$$\varkappa = 1 : \left(\frac{a \cdot \sigma^{5/4} \cdot \delta}{\gamma \cdot l} - 1\right) \tag{18}$$

C'est à l'aide de cette équation que les chiffres et les courbes donnés dans la suite ont été calculés. Ils ne sont par conséquent valables qu'avec les hypothèses (15) et (17) tandis que l'équation (11) a une validité plus générale. Il faut ajouter cependant qu'en principe les courbes représentent réellement les rapports existants.

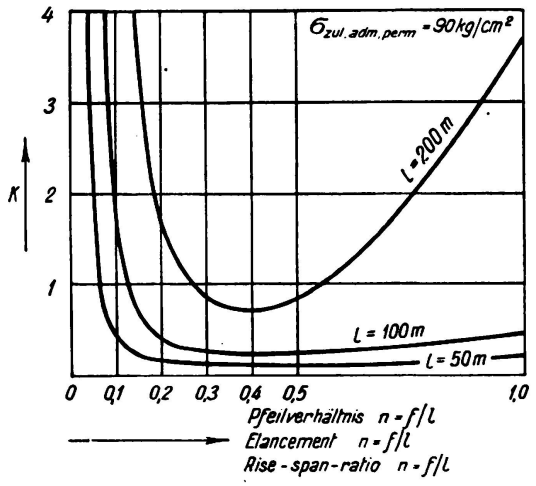

Fig. 2.
Emploi relatif de matériau en fonction du surbaissement.

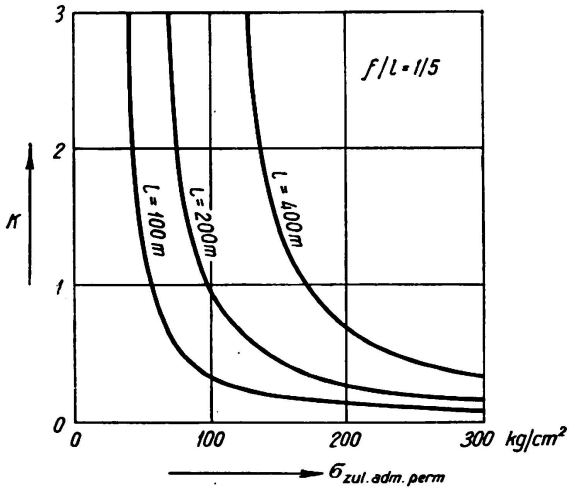

Fig. 3.
Emploi relatif de matériau en fonction de la contrainte admissible.

$$\varkappa = \frac{\text{Poids de l'arc}}{\text{Poids de la superstructure} + \frac{1}{2}\ \text{charge utile}}$$

A la fig. 2 nous avons représenté l'emploi relatif de matériau $\varkappa$ en fonction du surbaissement n. Les courbes ont toutes leur minimum pour un surbaissement d'environ $^1/_3$. Dans la direction des surbaissements plus faibles qui se présentent généralement dans la pratique, c'est-à-dire vers la gauche, les courbes croissent, cependant très lentement d'abord pour les faibles portées (50 m). L'augmentation est ici faible lorsque l'on choisit un arc fortement surbaissé. Par contre la courbe $\varkappa/n$ croît rapidement pour les grandes portées. Celles-là ne peuvent être réalisées que lorsque le surbaissement se trouve aux environs du minimum des courbes représentées. En fait, la valeur la plus favorable ne se trouve pas exactement en ce point mais un peu plus à gauche, vers $^1/_4$ à $^1/_6$. Cela provient entre autre du fait que la superstructure des arcs fortement surbaissés est meilleur marché et plus légère et qu'une répartition irrégulière de la charge utile n'engendre que de plus faibles contraintes additionnelles.

La fig. 3 représente l'emploi relatif de matériau en fonction de la contrainte admissible. Les courbes montrent que l'emploi de matériau est beaucoup moins réduit pour les petites portées que pour les grandes par un relèvement de la contrainte admissible. (Par exemple pour un relèvement de 100 à 150 kg/cm², la réduction de $\varkappa$ pour 100 m de portée est de 0,32 à 0,20, donc de 37 %, mais

pour 200 m de 0,93 à 0,43, c'est-à-dire de 54 %). On constate avant tout qu'il existe pour chaque portée une limite inférieure de la contrainte admissible en-dessous de laquelle l'exécution devient impossible.

On peut calculer pour chaque contrainte admissible les portées théoriques maxima en admettant un surbaissement déterminé. Ces portées ne seront pratiquement jamais atteintes. Combien reste-t-on en dessous du maximum théorique? cela n'est pas seulement un problème technique mais dépend aussi d'autres considérations, et tout spécialement de considérations économiques. On ne serait pas loin de la réalité en admettant que l'on peut atteindre pratiquement les $^2/_3$ de la portée maxima théorique. C'est d'après ce principe que nous avons calculé la fig. 4 qui indique pour les ponts en arc de béton armé les portées pratique-

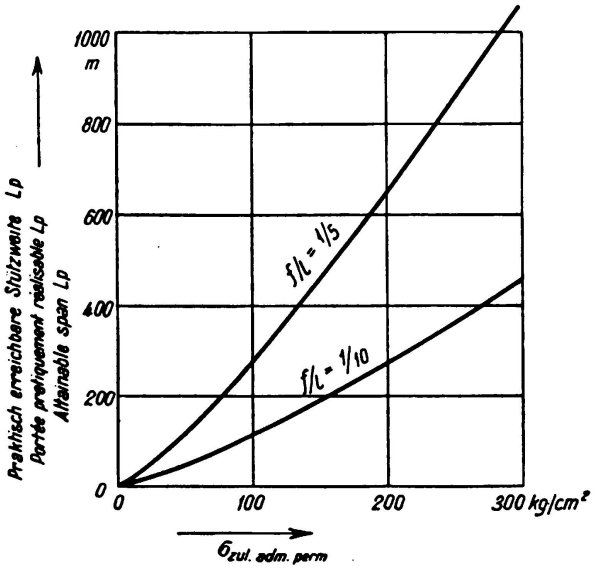

Fig. 4.
Portées pratiquement réalisables avec les ponts en arc de béton armé.

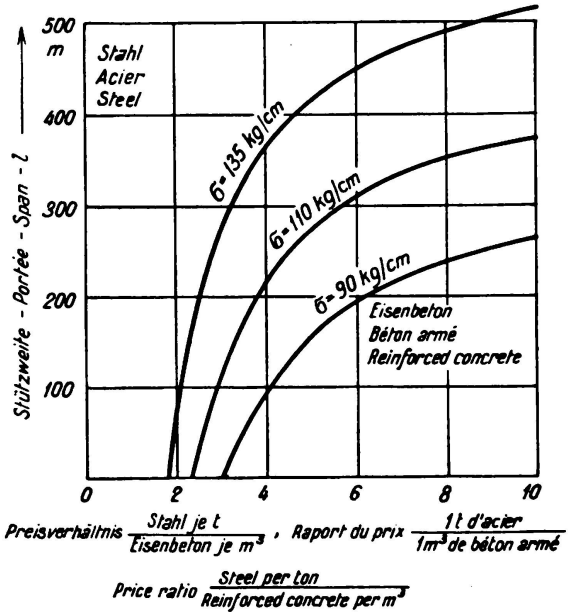

Fig. 5.
Comparaison du coût des ponts en arc d'acier et de béton armé.

ment réalisables en fonction de la contrainte admissible σ; nous avons reporté les courbes pour les deux surbaissements $^1/_{10}$ et $^1/_5$. On remarque qu'avec le dernier rapport il est possible de réaliser des portées deux fois plus grandes qu'avec le surbaissement $^1/_{10}$. A propos de la courbe de $^1/_5$ je dois faire remarquer quelques points importants: avec un béton possédant une contrainte admissible de 100 kg/cm² il est possible d'exécuter un arc d'environ 270 m de portée, avec 200 kg/cm² un arc de 600 m environ et avec 300 kg/cm² un arc de 1000 m environ.

Un dépassement des portées ainsi calculées est possible jusqu'à un certain point mais il ne sera réalisable qu'avec un fort accroissement de l'emploi de matériau pour l'arc; le béton ne sera plus capable de concurrencer l'acier. L'arc métallique est le concurrent le plus sérieux de la voûte de béton armé. Les relations que nous avons établies sont aussi applicables à l'arc métallique et permettent une comparaison de prix entre les deux types d'arcs. Le béton est en général plus économique pour les petites portées. Pour une certaine portée limite les prix sont les mêmes. A partir de là l'avantage revient à l'arc métallique.

La position de cette portée limite dépend du rapport des prix des deux matériaux. A la fig. 5 nous avons dessiné les portées limites en fonction du rapport des prix de 1 t d'acier à 1 m³ de béton. Les contraintes admissibles sont pour l'acier de 2100 kg/cm² et pour le béton de 90, 110 et 135 kg/cm². A droite en bas, c'est le domaine de la prédominance économique du béton armé, à gauche en haut de l'acier.

Dans cette représentation il est tout-à-fait intéressant d'observer l'extrême étendue du domaine du béton armé pour les contraintes admissibles pas trop élevées que nous avons considérées. Par exemple pour un rapport de prix égal à 4 : 1, la limite du béton armé est d'environ 100 m pour $\sigma_b = 90$ kg/cm², elle s'élève à 220 m pour 110 kg/cm² et elle va même jusqu'à 360 m pour 135 kg/cm².

Il est impossible de mieux montrer toute l'importance d'un relèvement de la qualité du béton, et par conséquent des contraintes admissibles, que par une telle représentation. Rappelons encore ici que toutes les mesures que l'on adopte pour la réduction des contraintes additionnelles résultant de la répartition irrégulière de la charge utile, des variations de température, du retrait, etc. ont le même effet qu'un relèvement des contraintes admissibles. Tous les efforts que nous avons faits sont par conséquent tout-à-fait justifiés.

II. — Ponts en poutres de béton armé.

A côté des ponts en arc qui seuls entrent en ligne de compte pour les grandes portées, les poutres de béton armé peuvent être largement utilisées pour les portées moyennes. Dans ces systèmes portants, la répartition des moments sur appuis et en travées joue, pour l'emploi de matériau, le même rôle que le choix du surbaissement dans les ponts en arc. Les considérations qui vont suivre vous en montreront l'importance.

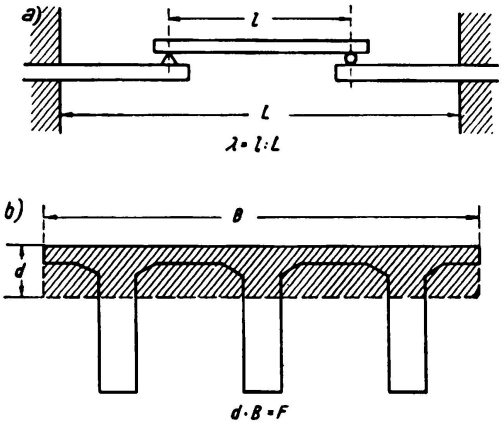

Fig. 6.

Une ouverture de portée L peut être franchie par un système composé d'une poutre simple de portée l et de deux porte-à-faux symétriques (fig. 6a). Désignons par λ le rapport des portées l/L. λ se trouve entre les limites 0 et 1. Lorsque $\lambda = 1$, on se trouve en présence du cas de la poutre simple sur deux appuis et lorsque $\lambda = 0$ on a deux poutres en porte-à-faux de portée L/2. Entre ces deux limites, il existe toute une série de formes intermédiaires du type que nous avons esquissé.

L'établissement de formules générales comme pour les ponts en arc présente des difficultés.[1] C'est pourquoi nous avons tout d'abord calculé, pour une série de portées et pour différents λ, la superstructure de ponts-routes et l'emploi nécessaire de matériau en tant qu'épaisseur « d » d'une plaque de même volume

[1] Cf. *Gaede:* Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung. Die Bautechnik 1937, fasc. 10, p. 120.

et de même surface que le pont (fig 6b). Les calculs furent exécutés pour des sollicitations de 60 (70) kg/cm² ainsi que l'indiquent les prescriptions allemandes. Le chiffre entre parenthèses indique la sollicitation admissible dans les zônes de moments négatifs.

A la fig. 7 nous avons reporté l'emploi moyen de matériau en m³/m² en fonction du rapport λ et pour différentes portées totales L. L'emploi minimum de matériau est dans tous les cas pour λ = 0, c'est-à-dire pour un système composé de deux porte-à-faux. L'emploi de matériau croît avec l'augmentation de la porté de la poutre médiane et atteint son maximum pour λ = 1, c'est-à-dire pour la poutre simple sur deux appuis. Les courbes deviennent de plus en plus inclinées avec l'accroissement de la portée totale L et l'on voit que pour de très grandes ouvertures, la poutre simple et la poutre avec porte-à-faux de longueur

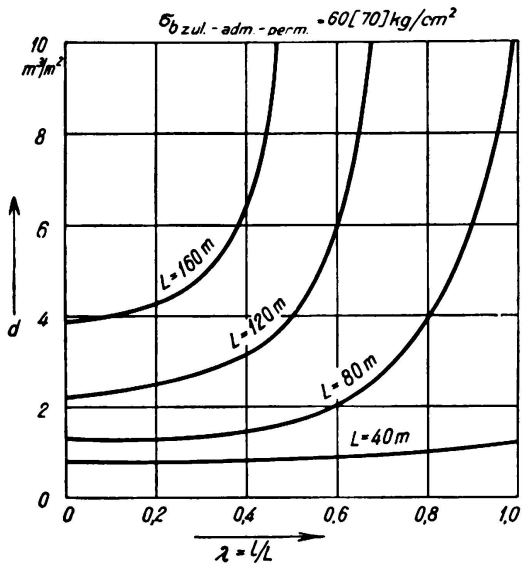

Fig. 7.

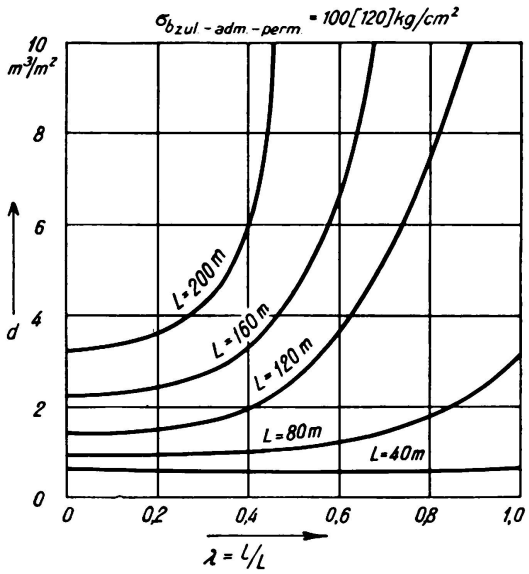

Fig. 8.

Emploi de matériau d en m³/m² dans les ponts en poutre de béton armé.

relativement faible sont très peu économiques pour ne pas dire irréalisables. De grandes portées ne peuvent être économiquement atteintes qu'au moyen de poutres avec encorbellements, encore faut-il que la poutre médiane ait une portée relativement faible. Il n'est pas absolument nécessaire de placer des articulations. Le même effet peut être obtenu dans les poutres continues sans articulation grâce à une répartition appropriée des moments d'inertie et grâce à une mise en tension préalable artificielle (abaissement ou relèvement des appuis). Lorsque l'on ne dispose pas d'ouvertures latérales pour supporter les moments d'encastrement, on peut très bien avoir recours à des contre-poids par exemple ou à d'autres dispositions de ce genre.

A la fig. 8 nous avons donné une représentation semblable à celle de la figure précédente mais pour la contrainte admissible de 100 (120) kg/cm² que l'on envisage actuellement.

Pour des raisons pratiques on ne réduit pas λ jusqu'à 0 mais on choisit pour la poutre médiane une portée telle que λ se trouve entre 0,2 et 0,4. Les valeurs des figures 7 et 8 valables dans ce cas sont reportées à la fig. 9. Cette figure

représente l'emploi de matériau pour des poutres avec porte-à-faux de dimensions adéquates et pour les deux degrés de contraintes admissibles dont nous avons parlé.

Ainsi qu'on l'a constaté pour les ponts en arc, il est possible de déterminer par la comparaison de l'emploi de matériau, les limites de la concurrence du béton armé avec les ponts métalliques à âme pleine. A la fig. 10 nous avons de nouveau porté ces courbes limites en fonction du rapport des prix de 1 t d'acier à 1 m³ de béton. On remarque ici aussi l'agrandissement du domaine où le béton est économique grâce à un relèvement des contraintes admissibles. Des mesures ayant pour but de réduire les contraintes dans la fibre extrême du béton, comme par exemple celles proposées par M. le professeur *Dischinger,* ont ici le même effet qu'un relèvement des contraintes admissibles. Elles sont en outre un moyen

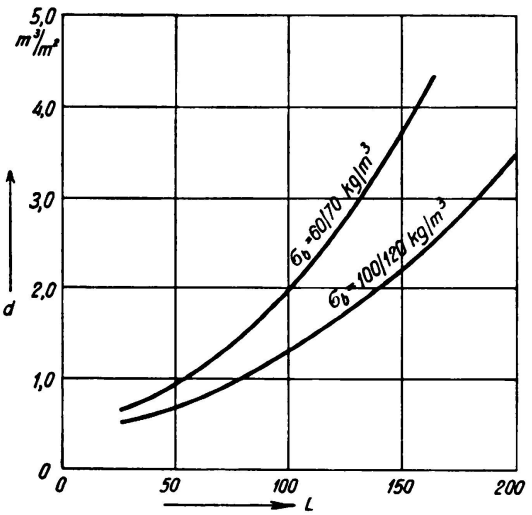

Fig. 9.

Emploi de matériau d en m³/m² dans les ponts en poutre de béton armé.

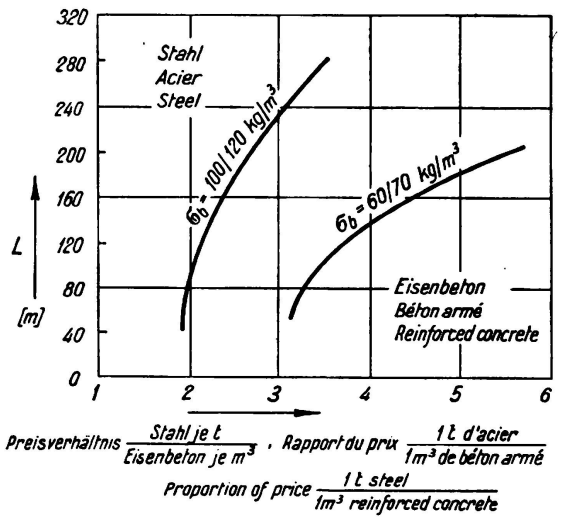

Fig. 10.

Comparaison du coût des ponts en poutres d'acier et de béton armé.

approprié de renforcer les chances du béton armé dans ce domaine d'application très important.

Pour terminer je voudrais encore faire remarquer que cette comparaison des prix ne doit être considérée que comme une approximation grossière car nous n'avons pas tenu compte de certaines circonstances secondaires importantes comme par exemple le surplus de matériau nécessaire pour les piles et les culées par suite du grand poids de la superstructure de béton armé. Cet emploi de matériau dépend si fortement des conditions locales que l'on ne peut pas en tenir compte dans une étude générale. Toutefois on ne devrait pas oublier que la comparaison est plus ou moins en défaveur du béton armé.

M. l'ingenieur Dr. *Glaser* a essayé de prendre en considération les culées des ponts en arc dans la comparaison du coût; cette étude, parue en rapport avec un de mes travaux (Bauingenieur, 1934, fasc. 13/14 et 17/18) se trouve dans la revue « Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines » 1934, fasc. 39/40, p. 230 et ss. On pourrait trouver des solutions semblables pour les ponts en poutres.