

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

Band: 1 (1932)

Rubrik: IV. Large girder bridges in reinforced concrete

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: 14.01.2026

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

IV 1

PONTS A POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS

GRÖSSERE BALKENBRÜCKEN IN EISENBETON

LARGE GIRDER BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE

RAPPORT GÉNÉRAL
ALLGEMEINES REFERAT
GENERAL REPORT

Henry LOSSIER,
Ingénieur Conseil, Argenteuil.

Les plus grandes portées actuellement réalisées dans les ouvrages en béton armé atteignent sensiblement 135 mètres pour les ponts en poutres, c'est-à-dire n'exerçant que des réactions verticales sur leurs appuis, et 200 mètres pour les ponts en arc.

Pour les ouvrages métalliques, les portées-limites ont dépassé 500 mètres pour les ponts en poutres et en arc, et 1.000 mètres pour les ponts suspendus.

Bien que la course aux portées-limites paraisse devoir se poursuivre surtout entre les arcs en béton armé et les fermes suspendues métalliques, les poutres en béton armé semblent pouvoir s'attribuer, dans l'avenir, une place nettement plus importante qu'il n'était apparu aux premiers constructeurs.

Sans méconnaître l'importance des progrès que ne manquera pas de réaliser encore la construction métallique, notamment par l'emploi d'aciers spéciaux et de la soudure, il semble donc que l'on doive s'attendre à voir diminuer de plus en plus le rapport, actuellement voisin de 4 à 5, des portées franchies par les ouvrages comparables en métal et en béton armé.

La question est, avant tout, d'ordre économique, puisqu'il est possible, dans les conditions actuelles et au point de vue technique d'envisager, avec le béton armé, des portées bien supérieures à celles déjà réalisées.

En effet, avec un béton présentant, à 90 jours, une résistance à la rupture de 600 kgs par cm^2 , que nos moyens modernes d'exécution permettent d'obtenir, on peut envisager la construction de ponts en arcs, surbaissés au $1/5$, de plus de 600 mètres et de ponts en poutres de plus de 400 mètres de portée, avec un faible pourcentage d'acier dans les éléments comprimés.

L'emploi d'armatures de compression en acier ou en fonte permettrait, en outre, de dépasser très nettement ces chiffres.

Au point de vue de son fonctionnement, et par suite de son étude, un ouvrage en béton armé ne se présente pas dans les mêmes conditions qu'un ouvrage métallique.

Pour ce dernier, en effet, on utilise un matériau, l'acier, dont les caractéristiques sont constantes ou, plus exactement, ne varient que dans des proportions relativement restreintes avec le temps.

Le béton, par contre, constitue un véritable « matériau vivant », dont les propriétés de résistance, d'élasticité et de volume se modifient très notablement avec le temps, surtout au début, sans jamais paraître se stabiliser complètement.

Les principales modifications ou progrès réalisés au cours de ces dernières années dans la construction des ponts en béton armé sont importants :

Béton.

La qualité des *ciments* s'est très notablement améliorée. Alors qu'il y a vingt ans à peine, on se contentait de résistances à la traction sur mortier normal de 8 et 15 kgs par cm^2 à 7 et 28 jours, on réalise, actuellement, des résistances supérieures à 20 et 25 kgs à 3 et 7 jours.

Des recherches sont actuellement en cours, dont on peut espérer d'importants progrès, se traduisant notamment par une combinaison plus complète du ciment avec l'eau de cristallisation.

Il y aura lieu, toutefois, de tenir compte du fait que sa fragilité tend à augmenter en même temps que sa résistance.

Le choix et le dosage de *l'agrégat*, trop négligés pendant longtemps, ont été l'objet de nombreuses améliorations.

Quant à la *mise en œuvre* du béton, elle a fait d'incontestables progrès, notamment par l'emploi de méthodes de vibration et de pervibration.

La diminution de la porosité qui en résulte a pour effet d'augmenter la résistance, tout en paraissant devoir réduire l'intensité des phénomènes de vitalité du béton, c'est-à-dire du retrait de durcissement et des variations du coefficient d'élasticité.

Armatures.

Les expériences de CONSIDERE sur des prismes sollicités à la compression ont mis en lumière le rôle des armatures transversales auxquelles on n'attribuait, auparavant, qu'un rôle secondaire et mal défini. Aussi, dans la plupart des ouvrages modernes, s'applique-t-on à réaliser une coopération aussi rationnelle que possible entre les armatures longitudinales et les armatures transversales, le pourcentage des premières ayant nettement diminué à l'avantage des secondes.

Par ailleurs, les raisons de mise en œuvre et de fonctionnement qui ont imposé l'emploi de l'acier doux ou très ductile dans les constructions métalliques n'existent pas au même degré, à beaucoup près, dans les ouvrages en béton armé.

Aussi, l'usage d'acier de nuance mi-dure ou même dure tend-il à se généraliser de plus en plus, des précautions spéciales étant alors prises contre la formation de fissures lorsqu'on fait travailler les armatures tendues à des taux élevés.

La *fente* elle-même s'est révélée comme une armature de compression remarquable et même ductile, au cours des expériences de M. VON EMPERGER.

Phénomènes d'adaptation.

C'est un principe d'ordre philosophique que toute construction, comme tout organisme vivant, tend à s'adapter progressivement, avec le temps, aux conditions de longue durée qui lui sont imposées.

Dans les ouvrages métalliques, des glissements relatifs de la matière se produisent notamment au droit des trous de rivets et des assemblages, qui tendent à réduire l'action des contraintes locales et des efforts secondaires permanents dus à la rigidité et à l'excentricité des attaches.

Dans les éléments en béton armé soumis à la traction, des phénomènes de ce genre se produisent au fur et à mesure que l'action du retrait tend à mettre les armatures en compression relative.

Dans les éléments soumis à un effort de compression continu, le coefficient d'élasticité du béton paraîtrait diminuer avec le temps, réduisant ainsi les efforts parasites du retrait ou du tassement des appuis dans les arcs hyperstatiques.

Ces phénomènes sont lents et n'intéressent, en conséquence, que les charges d'action continue comme la charge permanente, à l'exclusion des charges dites instantanées.

Il semble donc, à priori, que certaines sollicitations parasites ont, en réalité, une intensité inférieure à celle qu'accusent les calculs basés sur les valeurs initiales des coefficients d'élasticité du béton à la traction et à la compression.

Si intéressantes que puissent paraître ces constatations, il importe toutefois de n'escompter qu'avec une extrême prudence le bénéfice des phénomènes d'adaptation.

Des dispositifs réticulés sans souplesse, des arcs à section trop rigide, etc. peuvent provoquer, dès la mise en service d'une construction, des efforts initiaux excessifs se traduisant par de larges fissures ou d'autres avaries susceptibles de nuire à la conservation des armatures.

Cette forme brutale d'adaptation initiale ne rentre évidemment pas dans le cadre des phénomènes favorables que nous avons envisagés.

La vie du béton armé et les variations du fonctionnement des grands ouvrages avec le temps.

Le calcul des efforts dans les ouvrages hyperstatiques en béton armé s'effectue, en général, par une application simpliste de la théorie de l'élasticité, et en ne considérant que la phase *initiale* de leur fonctionnement.

Cet usage, qui consiste à considérer le béton comme un matériau *inerte*, diffère nettement de la réalité, comme nous l'avons exposé dans le chapitre précédent.

En fait, les caractéristiques des éléments tendus ou comprimés d'un ouvrage en béton armé varient constamment avec le temps, aussi bien en ce qui concerne leur résistance proprement dite que leur élasticité.

La répartition des efforts dans un ouvrage hyperstatique, qui dépend des

déformations respectives de ses divers éléments, varie donc également en fonction du temps.

Or, cette question ne présente pas seulement un intérêt au point de vue scientifique, mais encore à celui de la sécurité.

On peut se demander, en effet, si, dans un ouvrage normalement calculé dans l'hypothèse de son fonctionnement initial, il ne peut pas se produire, avec le temps, certaines majorations locales de contraintes qui ne seraient pas suffisamment compensées par une augmentation de la résistance de la matière aux mêmes points et qui réduiraient ainsi sa marge de sécurité du début.

Bien que les faits actuellement connus semblent de nature à écarter cette crainte, il paraît prudent de ne pas se borner aux calculs des efforts dans la phase initiale du fonctionnement d'un ouvrage, mais d'envisager également la phase qui correspond à sa stabilisation pratique.

Modes d'exécution.

Si les quantités de métal et de béton à mettre en œuvre sont enserrées dans des limites relativement étroites par la résistance même des matériaux dont

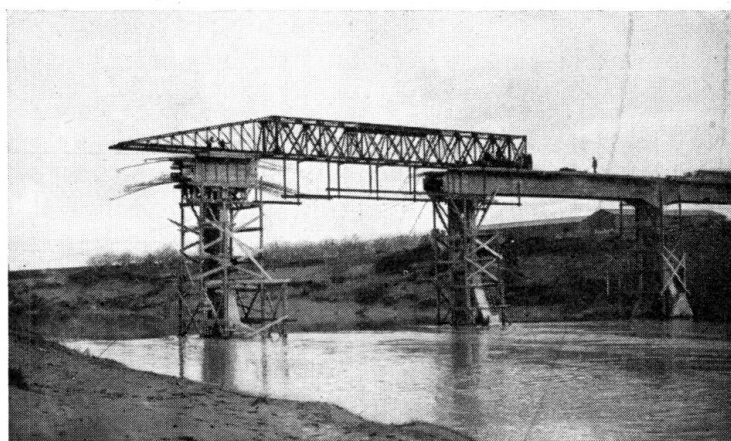


Fig. 1.

Pont sur le Sebou (Maroc). — Brücke über den Sebou (Marokko). — Bridge over the Sebou (Marocco).

on dispose, le choix du mode d'exécution peut influencer par contre dans une mesure très importante sur le coût d'un ouvrage en béton armé. Aussi est-ce surtout de ce côté que s'est orientée logiquement l'initiative des constructeurs.

L'exécution sur cintres complets prenant appui dans le lit de la rivière ou le fond de la vallée a fréquemment cédé le pas, au cours de ces dernières années, à des dispositifs mieux appropriés à certains cas.

C'est ainsi, notamment, que sur le torrent des Usses, en Haute-Savoie, M. CAQUOT a conçu un cintre voûté en bois, à joints de béton, franchissant sans appui intermédiaire le ravin de 160 mètres de largeur.

Au pont de Plougastel, M. FREYSSINET a exécuté les 3 voûtes de près de 200 mètres de portée à l'aide d'un cintre unique construit à terre et transporté par chalands.

Pour les ponts en poutres sur les fleuves Sebou et Ouergha, au Maroc, le

soussigné a fait exécuter les 6 et 7 travées de chaque ouvrage au moyen d'un cintre supérieur mobile unique, ne prenant appui que sur les palées et se déplaçant par lançage en porte à faux.

La travée centrale de 68 mètres du pont de Herval, au Brésil, a été exécutée sans cintre, par la méthode Cantilever.

Réduction de certains efforts parasites.

Dans les ponts comportant des éléments hyperstatiques, on s'est efforcé de réduire, par des dispositifs d'exécution appropriés, l'intensité des efforts parasites qu'engendrent notamment les tassements des fondations, les raccourcissements élastiques ou permanents et le retrait de durcissement du béton.

Certains constructeurs disposent à cet effet des articulations provisoires qui rendent l'ouvrage momentanément isostatique, et dont le calage n'est réalisé qu'après le décintrage.

D'autres constructeurs mettent certains éléments en traction ou en compression initiale en exerçant un effort déterminé dans des joints provisoires qui sont alors coulés sous cette sollicitation.

Pour les poutres en bow-string, l'allongement des tendeurs constitue un élément de fatigue pour les membrures supérieures, qui ajoute son action à celle du raccourcissement élastique et du retrait du béton.

On peut en atténuer l'effet par la mise en traction préalable des armatures des tendeurs, ce qui permet, en outre, de réduire le danger de fissuration de leur enrobage que l'on réalise après coup.

Ce procédé a été appliqué en particulier au pont d'Alsleben, construit par la maison DYCKERHOFF et WIDMANN.

Pour les poutres continues, on peut disposer, sur les piles intermédiaires, des éléments élastiques dans le but de réduire les moments fléchissants sur appuis.

Dans les ouvrages réticulés, on peut parer à la fissuration des barres tendues en les exécutant à l'avance, les armatures étant soumises à la traction pendant la mise en œuvre et le durcissement du béton.

Ces divers procédés, cités parmi beaucoup d'autres, sont particulièrement intéressants pour des ouvrages de grande portée ou de types spéciaux. Pour les ouvrages courants, le coût des renforcements que nécessitent les efforts parasites est, en général, assez faible pour justifier l'abandon de modes d'exécution d'une réalisation parfois délicate.

Principales applications.

Les premières poutres en béton armé étaient à section té, double té ou rectangulaire pleine, à hauteur constante ou variable.

Plus tard, à mesure qu'augmentèrent les portées, les constructeurs cherchèrent à éléger les ouvrages, en adoptant des poutres évidées, réticulées ou à échelle, et des poutres en bow-string ¹.

1. Bien que ces dernières constituent en fait des arcs sous-tendus, elles sont classées comme poutres, puisqu'elles n'exercent que des réactions verticales sur leurs appuis.

C'est à ces derniers types qu'appartiennent la plupart des ponts à poutres de grandes dimensions actuels.

Poutres réticulées.

a) Type et forme :

La plupart des ouvrages de moyenne importance comportent soit des poutres droites, soit des poutres à membrure supérieure parabolique ou semi-parabolique.

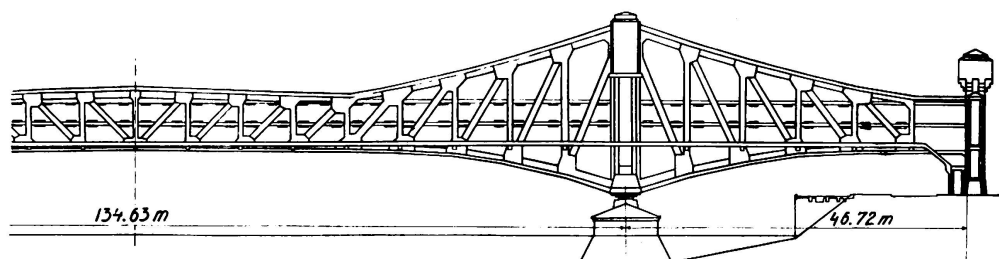


Fig. 2.

Passerelle sur la Seine à Ivry. — Fussgängersteg über die Seine in Ivry.
Bridge over the Seine in Ivry.

On rencontre quelques poutres du type Schwedler, dont le tracé des membrures est effectué de telle sorte que les diagonales ne subissent jamais d'efforts alternés.

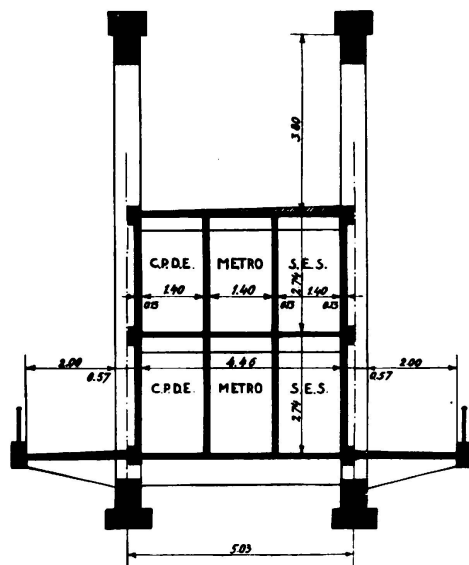


Fig. 3.

Coupe transversale. — Querschnitt.
Cross Section.

La passerelle pour câbles électriques et piétons qui franchit la Seine à Ivry et qui comporte une travée centrale de 134 m. 63 et deux travées de rive en encorbellement de 33 m. 93 et 48 m. 74 de portée, possède des membrures inférieures et supérieures incurvées.

La hauteur utile des poutres est, en principe, sensiblement proportionnelle aux moments fléchissants relatifs à la charge permanente de l'ouvrage.

Le pont qui sert au passage de la rue Lafayette, au-dessus des voies des Chemins de fer de l'Est, à Paris, et qui comporte deux travées solidaires d'environ 70 mètres de portée chacune, est supporté par deux poutres droites de 10 m. 40 de hauteur totale constante, espacées de 20 m. 40 d'axe en axe.

La forme arquée ne pouvait être adoptée dans ce cas particulier, pour des raisons d'aspect, le pont affectant en plan la forme d'un trapèze irrégulier.

Ces deux ouvrages constituent actuellement les records mondiaux de portée de leur catégorie respective.

b) Type de treillis :

La plupart des ouvrages comportent des treillis simples en N ou en V.

Le pont Lafayette, par contre, possède un treillis triple en V, dont le choix a été partiellement dicté par diverses sujétions d'exécution.

D'une manière générale, et lorsque les conditions particulières le permettent, l'adoption d'un treillis simple en V ou en N, sans barres surabondantes, cons-

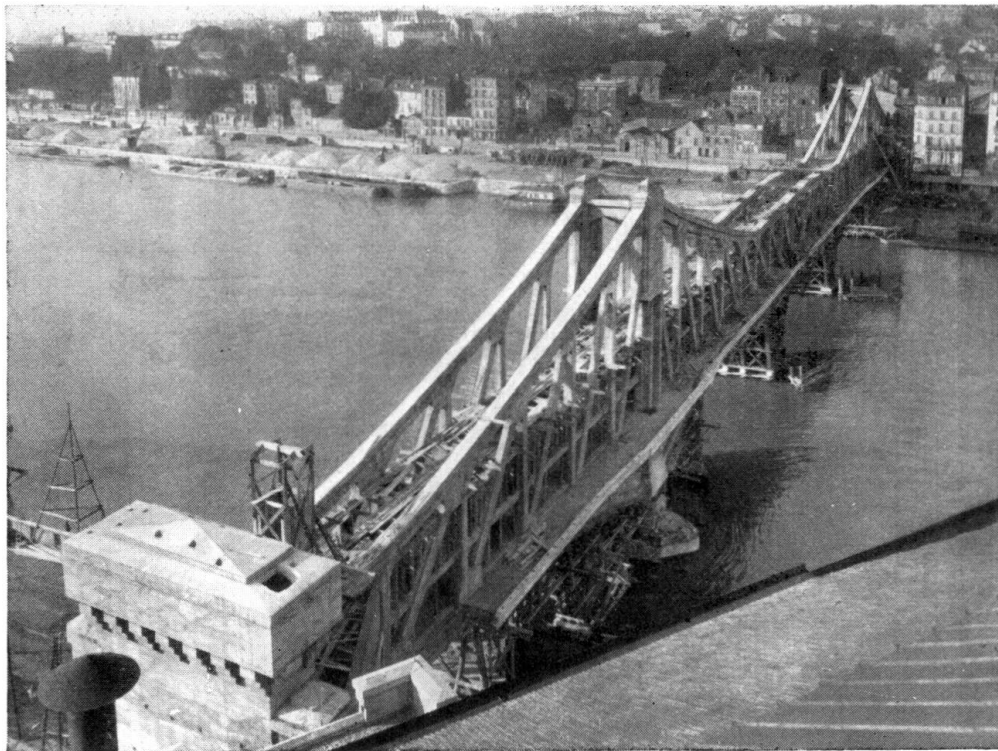


Fig. 4.

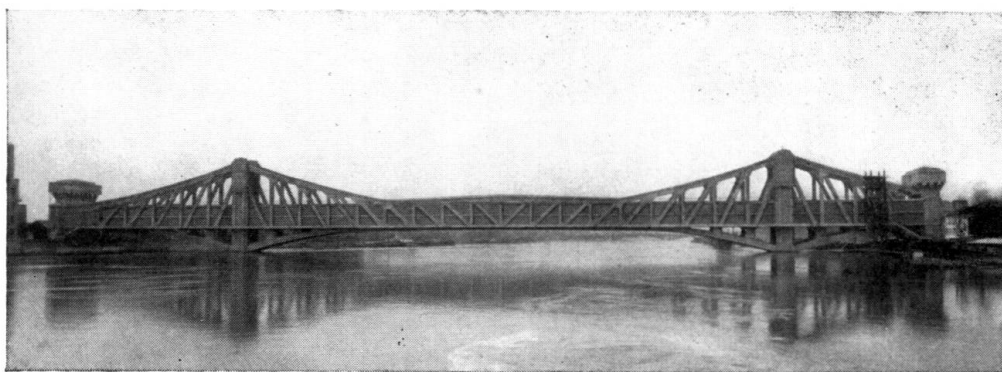


Fig. 5.

Passerelle sur la Seine à Ivry. — Fussgängersteg über die Seine in Ivry.
Bridge over the Seine in Ivry.

titue la solution la plus rationnelle au point de vue de la réduction des efforts parasites engendrés par la rigidité des attaches.

Le treillis en K, qui semble particulièrement intéressant à ce point de vue, n'a guère été adopté jusqu'ici que pour des dispositifs de contreventement, certains constructeurs redoutant vraisemblablement son aspect inaccoutumé.

L'adoption d'éléments d'épaisseur aussi réduite que possible est, par ailleurs, à préconiser pour assurer la souplesse qu'exige un ouvrage réticulé.

c) Assemblage des barres :

L'assemblage des barres de treillis comprimées avec les membrures ne présente pas, en général, de difficulté particulière.

Pour les barres de treillis tendues on se contente, dans les cas courants, d'encastrer profondément leurs barres d'armatures dans l'épaisseur des membrures, en les recourbant au besoin et en les terminant par un crochet en forme de crosse.

Au pont Lafayette, où l'épaisseur des membrures est relativement très faible, M. CAQUOT a donné aux armatures des barres de treillis tendues une forme à double courbure sinusoïdale, passant au-dessus et au-dessous des barres d'armatures des membrures, de manière à laisser entre les deux groupes de fers une masse de béton suffisante pour assurer un encastrement efficace.

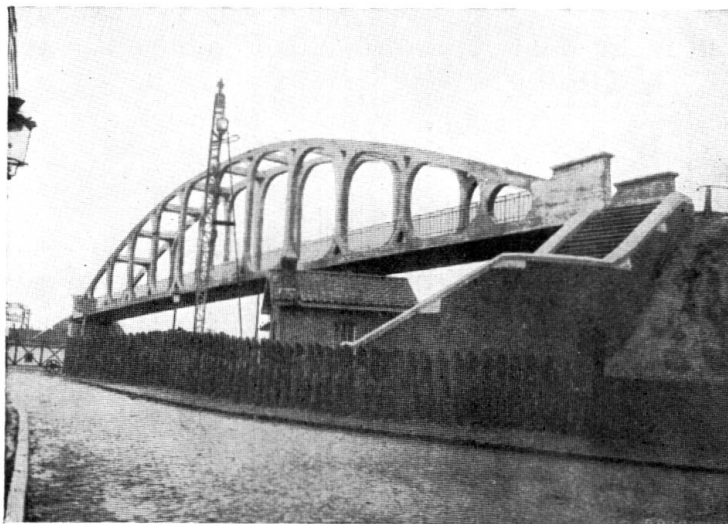


Fig. 9. — Passerelle de la Louvière (Belgique).

Fussgängerbrücke « de la Louvière » (Belgien). — Foot Bridge « de la Louvière » (Belgium).

Ce type d'assemblage peut être adopté sous une forme simplifiée pour des ouvrages courants.

Citons encore le type d'assemblage à semi-articulations à barres croisées de M. MESNAGER.

Poutres à échelle.

Le Professeur VIERENDEEL a réalisé des ouvrages en poutre droite ou en bow-string dans lesquels les membrures ne sont réunies que par des montants verticaux à attaches rigides, sans diagonales.

Les divers éléments sont alors soumis non plus seulement à la traction ou à la compression simple mais, de plus, à des efforts de flexion.

Ces efforts, qui constituent des sollicitations primaires, peuvent être calculés avec une exactitude pratiquement suffisante, comme l'ont démontré les mesures effectuées sur des modèles et des ouvrages normaux.

Parmi les ouvrages exécutés d'après le système Vierendeel, citons la Passerelle de la Louvière, qui comporte des poutres en bow-string de 60 mètres de portée mesurée d'axe en axe des appareils d'appui.

Poutres en bow-string.

Le type de pont en bow-string, qui comporte en principe un arc supérieur auquel est suspendu le tablier, et dont la poussée horizontale est équilibrée par un tendeur, compte de nombreuses applications sous des formes diverses.

Dans certains cas, l'arc est étudié en vue de supporter la totalité des moments fléchissants engendrés par les surcharges partielles de l'ouvrage, le tendeur étant considéré comme un élément sans raideur.

Dans d'autres cas, l'arc n'est considéré que comme une membrure de compression, la résistance à la flexion étant entièrement attribuée aux tendeurs solidaires du tablier.

En réalité, l'arc et le tendeur résistent toujours solidairement aux efforts de flexion, le partage de ces efforts entre eux étant fonction non des hypothèses faites, mais des caractéristiques de leurs déformations.

Pour supprimer les efforts parasites engendrés par l'allongement des tendeurs certains arcs sont munis d'une triple articulation, rendant l'ouvrage isostatique

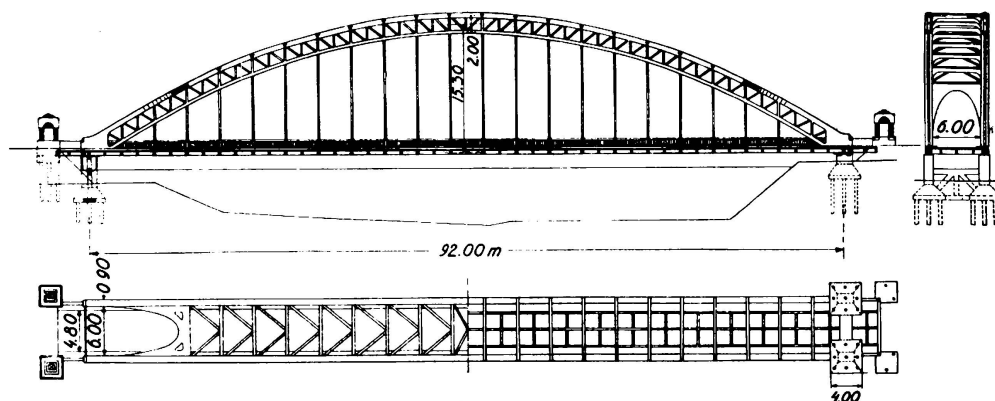


Fig. 10.

Pont Lucien-Saint. — « Lucien-Saint » Brücke. — Bridge « Lucien-Saint ».

D'autres sont munis seulement d'articulations de naissances. Ces articulations sont définitives ou calées après le décintrage.

L'arc est en général à section pleine, rectangulaire, té ou double té.

Le pont Lucien-Saint, en Tunisie, qui détient actuellement le record du monde de sa catégorie avec une portée libre de 90 mètres, comporte un arc réticulé à membrures parallèles. Ce dispositif a été choisi dans le double but d'élégir l'aspect de l'ouvrage et d'éviter des sections massives, l'arc étant constitué par du béton au ciment alumineux dont l'élévation de température au moment de la prise peut provoquer les efforts parasites internes élevés dans des éléments de forte épaisseur. Les efforts secondaires dus à la raideur des assemblages ont fait l'objet d'une étude théorique et expérimentale approfondie.

La section creuse ou tubulaire fait actuellement l'objet de diverses études, en vue notamment de déterminer l'importance des fatigues parasites que provoquent les différences de température et d'humidité dans l'épaisseur des parois dont les faces extérieures seules sont exposées à l'action directe du soleil et des intempéries.

Le type à échelle, avantage par l'intensité relativement faible des efforts



FIG. 11.



FIG. 12.

Pont Lucien-Saint (Tunisie). — Lucien-Saint Brücke (Tunis). — Bridge « Lucien-Saint » (Tunis).

tranchants qui sollicitent les arcs, peut conduire également à des solutions intéressantes.

Les *tendeurs* sont en général constitués par des barres rondes noyées dans les longerons de rive du tablier et largement recourbées dans l'arc à leurs extrémités.

Ces barres sont tantôt d'une seule longueur (aciers en couronne de faible diamètre redressés sur place), tantôt formées de plusieurs tronçons.

Dans ce dernier cas les joints, qui sont toujours alternés, sont réalisés suivant divers procédés :

- par croisement des abouts des barres, munies ou non de crochets ou de crosses,
- par simple mise bout à bout des extrémités des barres, dont le nombre théoriquement nécessaire est augmenté de n unités, le nombre n étant celui maximum des joints qui peuvent coïncider dans une même section,
- par manchons filetés, lanternes ou dispositifs similaires,
- par soudure.

La plupart des grands ponts français sont exécutés d'après l'un ou l'autre des deux premiers procédés, qui font appel au béton lui-même pour assurer la continuité de la résistance des tendeurs.

Dans certains cas, les tendeurs ont été réalisés par des fers profilés assemblés par boulons ou rivets, noyés dans le tablier ou indépendants de celui-ci.

Le rapport du volume des armatures des tendeurs à celui du béton d'enrobage est variable. Voisin de 10 % au pont Lucien-Saint, il atteint et dépasse même légèrement 20 % dans certains cas, limite que l'on retrouve également dans les barres tendues des grands ponts réticulés.

Poutres à âme pleine.

L'adoption de poutre à âme pleine pour les grandes portées se justifie lorsque la hauteur disponible est réduite ou la main-d'œuvre peu spécialisée.

Citons à ce sujet le remarquable projet du Professeur MÖRSCH présenté pour la construction du « Dreirosenbrücke » à Bâle.

Ce projet comporte des poutres continues inférieures très surbaissées dont les trois travées mesurent respectivement 56 — 106 et 56 mètres d'axe en axe des appuis.

Le tablier mesure 18 m. 40 de largeur. Les 5 poutres principales, à hauteur et épaisseur variables, sont munies d'une semelle inférieure de compression dans la région des moments fléchissants négatifs.

Le pont à 3 travées de Herval, au Brésil, comporte une travée centrale de 68 mètres dont les poutres mesurent 1 m. 70 de hauteur au milieu de la portée.

Types divers.

En plus des types de poutres énumérés ci-dessus et auxquels appartiennent les records actuels de portée, il existe divers ponts de types spéciaux parmi lesquels on peut citer :

le pont suspendu en béton armé de Laon, qui comporte 2 travées principales de 35 mètres de portée et un viaduc d'accès en courbe de 120 mètres de longueur totale,

le pont Cantilever de Montrose sur le South-Esk en Écosse, qui comporte 3 travées mesurant respectivement 32 m. 90, 65 m. 80 et 32 m. 90. La travée

centrale est sectionnée par un élément indépendant de 13 m. 16 de longueur, reposant librement à ses extrémités, etc.

Contreventements.

Les contreventements sont, en général, basés sur le même principe que ceux des poutres métalliques. Toutefois, la nécessité de simplifier l'exécution conduit fréquemment à remplacer les poutres de contreventement réticulées par de robustes entretoises qui constituent, avec les membrures supérieures, des poutres à échelle dans le plan de celles-ci.

Appareils d'appui.

Les premiers ouvrages construits possédaient des appareils d'appui analogues à ceux des ponts métalliques. Ces appareils avaient l'inconvénient de constituer des organes nécessitant un entretien périodique dont le béton armé doit être normalement affranchi.

La plupart des ponts modernes ne comportent que des dispositifs entièrement en béton armé.

Les appareils de dilatation à galets en acier moulé et forgé sont remplacés, pour chaque appui, par un pendule unique en béton armé affectant la forme d'un grand rouleau segmenté.

Les articulations sont également entièrement réalisées en béton armé, soit par des plaquettes de faible longueur disposées entre les poutres et les appuis, soit par des surfaces cylindriques avec interposition éventuelle de feuilles isolantes destinées à réduire l'adhérence entre les surfaces en contact.

Dans les ponts cantilever, les appareils de dilatation de la travée indépendante sont parfois réalisés par des barres de suspension, enrobées ou non.

Culées.

Dans de nombreux ouvrages, et lorsque les conditions locales le permettent, on renonce à la construction de culées indépendantes du tablier, en prolongeant ce dernier au delà des appuis de rive jusqu'à la rencontre du remblai.

Architecture.

Après avoir subi, au début, l'influence des ponts en pierre, les constructeurs de béton armé se sont efforcés, par la suite, de créer une architecture propre au nouveau matériau, en s'attachant bien plus à la recherche de l'élégance des grandes lignes qu'à celle de motifs décoratifs, et en accusant franchement les dispositifs constructifs, tels que les articulations et les joints de dilatation.

Avenir des grands ponts en béton armé.

Les progrès considérables réalisés dans la construction des grands ponts en béton armé depuis une trentaine d'années semblent devoir encore accentuer leur essor dans l'avenir.

Le poids propre encore trop élevé des ouvrages diminuera à mesure que s'améliorera la qualité du béton. Aux progrès déjà réalisés dans la constitution de l'agrégat et dans la mise en œuvre par les procédés vibratoires viendront notam-

ment s'ajouter les améliorations de fabrication du ciment en vue d'une prise plus complète.

L'emploi de nuances mi-dures et dures pour les armatures concourra au même résultat.

Toutefois, l'un des principaux facteurs du progrès nous paraît devoir résider dans le mode d'exécution proprement dit.

Les ciments à durcissement rapide permettent, en effet, de réaliser de véritables soudures d'éléments moulés à l'avance et autorisent de ce fait tous les procédés de mise en œuvre en porte à faux et autres, utilisés pour le montage des constructions métalliques.

L'adoption de cintres légers ne supportant qu'une partie du poids d'un arc, ou d'un cintre mobile unique exécuté à terre et déplacé par flottaison ou lançage pour l'exécution consécutive des diverses travées, la construction de ces travées elles-mêmes à terre avant leur transport à pied d'œuvre, la mise en traction ou compression préalable de divers éléments, en vue de réduire les fatigues parasites ou d'éviter des fissures, etc., constituent notamment des procédés qui sont encore susceptibles de nombreux perfectionnements.

Compte tenu des sujétions d'entretien et de durée des ponts métalliques, c'est surtout sur le terrain du prix de revient que se déroulera la lutte entre le métal et le béton armé, et ce n'est que par des avantages économiques que ce dernier pourra conquérir sa place dans les très grands ouvrages.

Ceux-ci sont actuellement en trop petit nombre pour qu'il soit possible d'établir une comparaison indiscutable entre les deux matériaux. De plus, on ne pourrait le faire qu'en connaissant les prix de revient exacts de ces grands ouvrages, les prix d'adjudication ou de concours étant parfois entachés d'erreurs d'appréciation faciles à commettre dans des cas qui ne comportent pas de précédents suffisants.

Quoi qu'il en soit, les portées limites d'environ 135 mètres pour les poutres et 200 mètres pour les arcs, nous semblent susceptibles d'être déjà nettement dépassées actuellement, tant au point de vue économique qu'au point de vue technique.

Résumé.

Les plus grandes portées réalisées actuellement pour des ponts en poutres, c'est-à-dire n'exerçant que des réactions verticales sur leurs appuis, sont voisines de 135 mètres, alors que pour les ponts métalliques, on a dépassé 500 m. pour les poutres proprement dites et 1.000 m. pour les ponts suspendus.

Des progrès considérables ont été réalisés au cours de ces dernières années.

En ce qui concerne le béton, il faut citer l'amélioration du choix de l'agrégat, de la qualité du ciment et de la mise en place par les méthodes de vibration et de pervibration. On obtient, de la sorte, des bétons de moins en moins poreux, ce qui est un avantage tant pour leur résistance que pour la réduction des phénomènes de retrait.

En ce qui concerne les armatures, on utilise de plus en plus les nuances d'aciers mi-dures et même dures, et même des armatures de compression en fonte.

De même que le métal, le béton armé se prête à certains phénomènes d'adaptation sous des sollicitations de longue durée, phénomènes qui réduisent notamment l'action du retrait et des efforts parasites ou secondaires.

Il convient toutefois de faire une distinction nette entre ces phénomènes de longue durée et ceux qui se produisent sous forme d'avaries dès la mise en service d'une construction insuffisamment souple.

Le béton armé n'est pas une matière inerte, mais un matériau vivant. Il subit avec le temps des variations dans sa résistance, son élasticité, son volume, etc.

Ces phénomènes s'atténuent avec le temps, sans paraître toutefois disparaître d'une manière absolue.

Des efforts ont été accomplis pour réduire au minimum les efforts parasites. On peut citer notamment les articulations provisoires, la mise en compression ou en traction préalable, l'adoption d'appareils d'appui élastiques, etc.

La plupart des grandes poutres qui ont été exécutées sont à système réticulé, notamment la passerelle d'Ivry, le pont Lafayette à Paris et le pont Lucien-Saint en Tunisie, qui constituent des records mondiaux actuels.

Les assemblages ou nœuds des poutres à treillis ont été, en général, réalisés soit par de simples encastremements avec crochets, soit par des ancrages à forme sinusoïdale.

La continuité des barres est réalisée en France en utilisant la résistance du béton tandis que, dans d'autres pays, on adopte de préférence des manchons filetés, soudures, etc., assurant la continuité par le seul métal.

Des ponts importants ont été édifiés d'après le système à échelle type Viereendeel.

Pour les poutres à âme pleine, il convient de citer le remarquable projet du Professeur MÖRSCH, comportant une travée centrale de 106 m. à poutres inférieures, pour le pont de Dreirosenbrücke à Bâle.

Les contreventements sont conformes à ceux des ponts métalliques ou composés de grosses entretoises constituant, avec les membrures, une poutre à échelle dans le plan de ces dernières.

Dans la plupart des ponts modernes, on a renoncé aux appareils d'appui en acier moulé ou forgé que l'on remplace par des appareils entièrement en béton armé. On adopte de préférence des pendules ou rouleaux segmentés pour les appareils de dilatation, et des articulations à surfaces cylindriques pour les rotules.

Au point de vue de l'architecture, on renonce de plus en plus à copier les ponts métalliques ou en pierre, en donnant aux ouvrages un aspect simple, en accusant nettement les dispositifs constructifs.

Le calcul des grands ponts en poutres semble devoir tenir compte des modifications volumétriques et élastiques que subit le béton en fonction du temps et qui modifient son mode de fonctionnement dans les ouvrages hyperstatiques.

L'amélioration de la qualité des matériaux, de la main-d'œuvre et surtout du mode d'exécution des ouvrages pour lesquels les ciments à durcissement

rapide autorisent dès maintenant tous les modes de mise en œuvre par lançage en porte à faux, cintre mobile, etc., utilisés par les constructeurs métalliques, permettent de prévoir un bel avenir pour les ponts en poutres proprement dits.

Zusammenfassung.

Die grössten bisher für Eisenbeton-Balkenbrücken erzielten Spannweiten betragen 135 m, während man für stählerne Balkenbrücken bereits die 500 m Grenze überschritten hat.

Im Laufe der letzten Jahre wurden wesentliche Fortschritte erzielt hinsichtlich der Kornzusammensetzung des Betons, der Zementgüte und durch die Einführung des Rüttelverfahrens beim Betonieren. Man ist nunmehr imstande, dichten Beton von hoher Festigkeit und geringem Schwindmass zu erzeugen. Für die Bewehrung verwendet man in erhöhtem Masse hochwertige Stähle und gusseiserne Druckglieder.

Der armierte Beton ist keine tote, sich stets gleich bleibende Materie; seine Festigkeit, Elastizität und Volumen ändern sich im Laufe der Zeit. Unter dem Einfluss lang andauernder Beanspruchung zeigt der Beton eine dem Eisen ähnliche Anpassungsfähigkeit, unter deren Einfluss sich die Schwind- und Nebenspannungen vermindern. Es ist jedoch scharf zu unterscheiden zwischen dieser allmählich sich auswirkenden Anpassungsfähigkeit und den sofort bei Inbetriebnahme zu deutlichen Schäden führenden Ueberbeanspruchungen in zu steif ausgebildeten Bauwerken.

Zur Verminderung der Nebenspannungen wurden provisorische Gelenke, elastische Auflagerkonstruktionen und die künstliche Erzeugung von zusätzlichen Zug- und Druckspannungen eingeführt.

Die grössten Eisenbetonbalkenbrücken, z. B. der Flussübergang bei Ivry, die Brücken Lafayette in Paris und Lucien-Saint in Tunis sind als Fachwerkbrücken ausgebildet. Die Armierung der Füllstäbe endet in den Knotenpunkten mit einfachen Hacken oder mit einer sinusförmigen Wellenlinie. Die Kontinuität der Rundeisen wird in Frankreich durch die Ausnützung der Betonfestigkeit erreicht, während in anderen Ländern Spannschlösser und Verschweissung der Stabenden bevorzugt werden.

Sowohl den Rahmenträgern System Vierendeel als auch den vollwandigen Balken ist Beachtung zu schenken. Zu den letzteren gehört das hervorragende Projekt von Prof. Mörsch für die Dreirosenbrücke in Basel, mit einer 106 m weit gespannten Mittelöffnung.

Die Windverbände werden entweder wie bei den eisernen Brücken als Fachwerke, oder dann unter Ausnützung schwerer Querträger als Rahmenträger ausgebildet. Die bisher üblichen stählernen Lager werden häufig durch Eisenbeton-Linienkipplager oder Pendelstützen ersetzt.

In architektonischer Hinsicht verzichtet man mehr und mehr auf die Nachahmung der eisernen oder steinernen Brücken zugunsten der Betonung der Zweckform.

Bei der Berechnung der weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken muss man den Volumen- und Elastizitätsänderungen, die der Beton im Laufe der

Zeit erfährt, und die in den statisch unbestimmten Bauwerken eine Verschiebung des Kräftespiels zur Folge haben, Rechnung tragen.

Die Steigerung der Materialqualität, der Zuverlässigkeit der Arbeitskräfte und vor allem die Einführung neuer Bauvorgänge, wie sie durch die Zemente mit rascher Anfangserhärtung ermöglicht werden (z. B. Freivorbau, Ersparnis an Gerüstkosten durch mehrfache Verwendung ein und desselben Lehrgerüsts), scheinen den weit gespannten Eisenbetonbalkenbrücken grosse neue Anwendungsgebiete zu erschliessen.

Summary.

The largest spans executed up to the present for reinforced concrete girder bridges are 135 m, whilst for steel girder bridges the 500 m limit has already been passed.

During the last few years, considerable progress has been made with regard to the grain composition of the concrete, the quality of cement, and through the introduction of the shaking process when laying the concrete. It is now possible to produce compact concrete of high strength and with very slight shrinkage. For the reinforcement, high-grade steel and cast-iron compression members are being more used.

Reinforced concrete is not « dead » matter and does not always remain the same ; its strength, elasticity and volume change in the course of time. Under the influence of long continued stressing, concrete shows just like iron a certain facility of adapting itself, so that the shrinkage and subsidiary stresses are diminished. A sharp distinction must however be made between this possibility of gradually adapting itself and the excessive stressing which may lead at once to considerable damage when put into service, if the structure is too rigid.

In order to prevent subsidiary stresses, temporary joints, elastic bearing constructions and the artificial causing of tensile and compression stresses have been introduced.

The largest reinforced concrete girder bridges, for example the bridge over the river at Ivry, the Lafayette bridge in Paris and the Lucien-Saint bridge in Tunis, are constructed as truss bridges. The reinforcement of the bracing members ends at the joint in simple hooks or with a sinuous wave line. Continuity of the reinforcement is obtained in France by making use of the strength of the concrete, whilst in other countries turnbuckles and welding the ends of the rods is preferred.

Both the frame-girder system Vierendeel and plate girders are worthy of notice. Of the latter type is the prominent design by Prof. Mörsch for the Dreirosen bridge in Basle, with a central opening of 106 m span.

The wind bracing is designed either as trusses as in steel bridges, or as frame work, using heavy cross girders. The steel bearers hitherto usual are often replaced by reinforced concrete bascule or pendulum bearings.

As regards architectural appearance, the attempt to imitate steel or stone

bridges is being more and more abandoned in favour of the form most suitable for concrete.

In calculating reinforced concrete girder bridges of large span, account must be taken of the changes in volume and elasticity which occur in the course of time, causing an alteration in the play of forces in the statically indeterminate structures.

The improvement in the quality of material and in the reliability which may be placed in the working forces, above all the introduction of new methods of building made possible by quick-setting cements (for example, building out without support, saving in the cost of scaffolding by using one and the same centering several times), appear to open up new fields of application for reinforced concrete bridges of large spans.

IV 2

GRÖßERE EISENBETON-BALKENBRÜCKEN IN DEUTSCHLAND

PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN ALLEMAGNE

LARGE GIRDER BRIDGES IN GERMANY

Dr.-Ing. E. h. H. SPANGENBERG,
Professor an der Technischen Hochschule München.

Während der ersten Jahrzehnte der Entwicklung des Eisenbetons hat man auch in Deutschland diese Bauweise für Brücken grösserer Spannweite nur in der Form der Bogenträger angewandt. Das erklärt sich einmal aus der Anlehnung an die guten Vorbilder, welche die gewölbten Brücken aus Mauerwerk und aus Beton in reichem Masse boten. Sodann hat man sich zweifellos aber auch gescheut, namentlich wegen der damals noch ungeklärten Frage der Rissgefahr, bei grösseren Brückenbauten starke Bieungsbeanspruchungen zuzulassen, sondern hat Tragwerke bevorzugt, die überwiegend durch achsiale Druckkräfte beansprucht sind. Erst mit den Fortschritten in der konstruktiven Durchbildung der Eisenbetonbalken und mit der Verbesserung der Materialeigenschaften des Betons ist man dazu übergegangen, auch mit Balkenträgern aus Eisenbeton grössere Spannweiten zu überbrücken. Diese Konstruktionen haben gegenüber den gewölbten Brücken für viele Aufgaben des Brückenbaus wesentliche Vorteile, z. B. die geringere Bauhöhe, die bessere Anpassung an die üblichen Lichtraumprofile, die einfacheren und billigeren Gründungen. Nachstehend soll ein Ueberblick über die Entwicklung der grösseren Eisenbetonbalkenbrücken in Deutschland gegeben werden, wobei als untere Grenze für die Spannweite das Mass von 30 m angenommen worden ist. Diese Annahme ist berechtigt, denn für kleinere Spannweiten, namentlich auch zwischen 20 m und 30 m, sind Eisenbetonbalkenbrücken in sehr grosser Zahl ausgeführt worden, während es, soweit sich feststellen liess, in Deutschland bis jetzt nur 18 solche Brücken mit einer Spannweite $l \geq 30$ m gibt, die in den Tabellen A bis C angeführt sind.

Da man als Balkenträger diejenigen Tragwerke bezeichnet, die bei lotrechter Belastung nur lotrechte Auflagerdrücke ausüben, so wären an sich zu ihnen auch die Bogenträger mit Zugband zu rechnen. Diese Bauwerke sind aber sowohl in ihrer Berechnung als auch in ihrer konstruktiven Durchbildung den Eisenbetonbogenbrücken aufs engste verwandt, sodass sie aus dieser Betrachtung ausscheiden sollen. Es sei jedoch erwähnt, dass in Deutschland auch von dieser Trägerform beachtliche Ausführungen vorliegen. Die grösste Spann-

Tabelle A — Tableau A — Table A.

Eisenbeton-Balkenbrücken mit 1 Öffnung ($L \geq 30$ m).
Ponts à poutres en béton armé avec 1 travée ($L \geq 30$ m).
Girder Bridges with only 1 Span ($L \geq 30$ m).

Nr.	Brücke Pont Bridge	Baujahr Construit en Erected	Stütz- weite Distance entre appuis Span between Supports	Gesamtbreite (Fahrbahnbreite) Largeur totale (Largeur de la chaussée) Whole Width (Width of Roadway)	Hauptträger Poutre principale Main Girder		Hauptträgerhöhe Hauteur de la poutre Height of the Girder		Ausführende Firma Exécuté par Erected by
					Zahl Nombre Number	Abstand Distance Distance	in Feldmitte au milieu de la travée in the Middle of the Span	an den Stützen aux appuis at the Supports	
1.	Mangfallbrück Weyarn ¹	1911	32,00	6,00 (6,00)	2	6,45	2,50	4,00	Wayss u. Freytag A.-G.
2.	Bregbrücke Wolterdingen ¹	1912	36,50	5,00 (5,00)	2	5,50	1,95	4,00	Brenzinger u. Cie
3.	Eschholzstrassenbrücke über die Dreisam in Frei- burg	1913	40,00	15,50 (9,50)	11	1,27	1,70	3,30	“ “ “
4.	Brücke über den Ems- Weser-Kanal bei Hanno- ver	1913	44,00	7,50 (5,20)	4	2,00	0,88	4,22	Dyckerhoff u. Widmann A.-G.
5.	Hindenburgbrücke über die Saale in Hof	1927	34,00	16,00 (10,00)	8	2,08	1,50	1,70	Etschel u. Naumann, Hof

H. Spangenberg

1. Trogbücke — Pont à tablier inférieur — Open bridge.

weite besitzt die im Jahre 1931 fertiggestellte Brücke über die Kinzig in Kehl mit ihrer Mittelöffnung von 80 m, an die sich als Seitenöffnungen 2 Eisenbetonbalkenträger von 32,6 m Stützweite anschliessen (Abb. 1).

Dagegen scheint es gerechtfertigt, alle diejenigen Trägerformen einzubeziehen, die vorwiegend auf Biegung beansprucht sind, auch wenn ausserdem achsiale Druckkräfte auftreten. Hierzu gehören die Rahmen mit wagrechtem Riegel, sowie die durch einen Stabbogen verstärkten Balken (versteifte Stabbogen). Ausführungen der letztgenannten Art finden sich allerdings in Deutschland noch nicht, obwohl mit ihnen zweckmässige Lösungen in Eisenbeton möglich sind, wie neuere Brückenbauten in der Schweiz¹ und Skandinavien² zeigen.

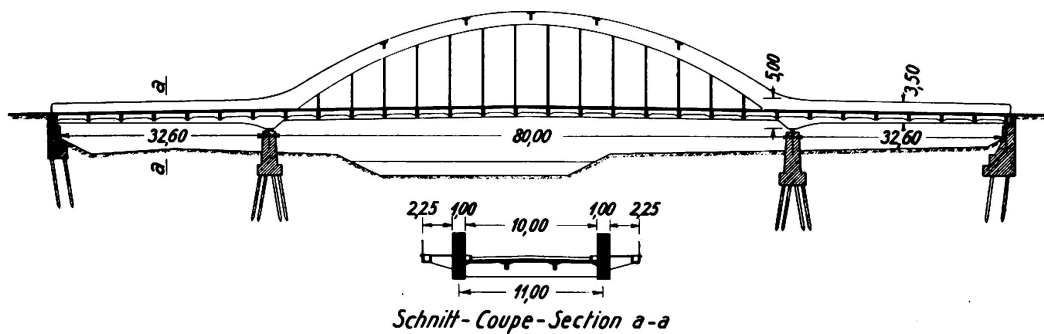


Fig. 1. — Kinzigbrücke in Kehl. — Pont sur la Kinzig à Kehl. — Bridge over the Kinzig in Kehl.

Charakteristisch für die deutsche Entwicklung ist, dass die grösseren Eisenbetonbalkenbrücken nur als vollwandige Träger ausgeführt worden sind. Einer fachwerkartigen Ausbildung solcher Brücken steht man in Deutschland ablehnend gegenüber. Man hält sie nicht nur in ästhetischer Hinsicht für wenig befriedigend, sondern fürchtet bei dem spröden Betonmaterial auch die Nebenspannungen in den steifen Fachwerkknoten. Zudem ist es unwahrscheinlich, dass sie in Deutschland mit den stählernen Fachwerkbrücken wirtschaftlich erfolgreich in Wettbewerb treten können.

Ferner sind Eisenbetonbalkenbrücken mit $l \geq 30$ m bis jetzt in Deutschland nur für Strassenbrücken angewandt worden. Es hat sich gezeigt, dass unter Hauptbahngleisen die Eisenbetonbalkenbrücken, für die man übrigens wegen der Stösse der Verkehrslasten ein durchgehendes Schotterbett für unerlässlich hält, über 12 m Spannweite bei den heutigen Achslasten zu schwer und unwirtschaftlich werden. Für Industriebahnen und Zweiggleise liegt diese Grenze höher, jedoch sind auch hier nur Ausführungen unter 30 m Spannweite vorhanden.

Die nachstehenden Betrachtungen beschränken sich daher auf Strassenbrücken mit vollwandigen Trägern von mindestens 30 m Stützweite. In der überwiegenden Zahl sind es Brücken mit oberliegender Fahrbahn, nur vereinzelt finden sich, besonders bei geringer Brückenbreite, sogenannte Trogbrücken, bei denen die Fahrbahn versenkt zwischen den beiden Hauptträgern liegt (Tab. A Nr. 1 u. 2, Tab. B Nr. 1 und Tab. C Nr. 3).

Die Entwicklung von Eisenbetonbalkenbrücken grösserer Spannweite ist dadurch gehemmt worden, dass bis vor kurzem keine besonderen Berechnungs-

1. Vergl. MAILLART. « Der Bauingenieur », 1931, Seite 163.

2. Vergl. A. OSTENFELD. « Der Bauingenieur », 1931, Seite 569.

Tabelle B — Tableau B — Table B.

Eisenbeton-Balkenbrücken als durchlaufende Träger ($L \geq 30$ m).Ponts à poutres continues en béton armé ($L \geq 30$ m).Continuous Girder Bridges ($L \geq 30$ m).

Nr.	Brücke Pont Bridge	Baujahr Construit Erected	Zahl der Oeffnungen Nombre de travées Number of Spans	Stützweiten Distance entre appuis Span between Supports	Gesamtbreite (Fahrbahnbreite) Largeur totale (Largeur de la chaussée) Whole Width (Width of Roadway)	Hauptträger Poutre principale Main Girder		Hauptträgerhöhe Hauteur de la poutre Height of the Girder		Ausführende Firma Exécuté par Erected by
						Zahl Nombre Number	Abstand Distance Distance	in Feldmitte au milieu de la travée in the Middle of the Span	an den Stützen aux appuis at the Supports	
1.	Alzbrücke bei Hirten ¹	1915	2	32,00 + 32,00	5,20 (3,80)	2	5,90	2,45	3,30	Wayss u. Freytag A.-G.
2.	Fussgänger- und Rohrstege über die Enz in Pforzheim	1922	3	26,1 + 32,5 + 26,1	3,50	2	2,70	1,60	2,40	Züblin u. Cie. A.-G.
3.	Murgbrücke Ottenau	1928	3	21,0 + 30,0 + 21,0	8,60 (5,20)	5	1,39	1,69	2,04	Dyckerhoff u. Widmann A.-G.
5.	Hindenburgbrücke über die Nagold in Pforzheim	1928	3	21,6 + 44,4 + 10,7 ²	17,00 (11,00)	11	1,40	1,75	3,00	Züblin u. Cie. A.-G.
5.	Kinzigbrücke bei Kehl a. Rh.	1931	3	32,6 + (80,0) + 32,6 ³	10,0 + 2.2,25 (9,00)	2	11,00	3,50	5,00	" " "

H. Spangenberg

1. Trogbrücke. — Pont à tablier inférieur. — Open bridge.

2. Dritte Oeffnung eingefüllt. — Troisième travée non visible. — Third span not visible.

3. Mittelöffnung als Zweigelenkbogen mit Zugband und angehängter Fahrbahn (Vergl. Abb. 1). — Travée du milieu : Poutre en arc sans poussée horizontale et tablier suspendu (Voir fig. 1). — Main span : Arched girder without horizontal thrust and suspended floor.

Tabelle C — Tableau C — Table C.

Eisenbeton-Balkenbrücken als Auslegerträger ($L \geq 30$ m).Ponts à poutres en encorbellement ($L \geq 30$ m).Cantilever Girder Bridges ($L \geq 30$ m).

Nr.	Brücke Pont Bridge	Baujahr Construit en Erected	Zahl der Öffnungen Nombre de travées Number of Spans	Stützweiten Distance entre appuis Span between Supports	Verhältnis des eingehängten Trägers zur Stützweite — Rapport entre la poutre médiane et la travée totale — Ratio between the suspended Centre Bay and the whole Span.	Gesamtbreite (Fahrbahnbreite) — Largeur totale (Largeur de la chaussée) — Whole Width (Width of Roadway).	Hauptträger Poutre principale Main Girder		Hauptträgerhöhe Hauteur de la poutre Height of the Girder		Ausführende Firma Exécuté par Erected by
							Zahl Nombre Number	Abstand Distance Distance	in Feldmitte au milieu de la Travée in the Middle of the Span	an den Stützen aux appuis at the Supports	
1.	Donaubrücke Dillingen	1923	5	21,8 + 36,8 + 36,8 + 36,8 + 24,8	0,49	8,00 (5,50)	2	5,50	2,32	4,21	Wayss u. Freytag A.-G.
2.	Warthebrücke Landsberg	1924	5	19,05 + 23,70 + 32,00 + 23,70 + 19,05	0,47	12,00 (7,50)	8	1,59	1,47	2,78	Carl Brandt
3.	Donaubrücke Thalfingen	1928	3	24,35 + 33,80 + 24,35	0,47	5,50 (4,70)	2	6,00	2,40	3,85	Beton- u. Monierbau A.-G.
4.	Emsbrücke Mesum-Elte (Westf.)	1928	3	16,74 + 43,30 + 16,74	0,51	8,02 (6,00)	3	2,50	1,82	3,04	Windschild u. Langelott A.-G.
5.	Donaubrücke Grossmehring	1930	3	42,0 + 61,5 + 42,0	0,40	6,50 (5,50)	2	4,00	2,70	5,35	Beton- u. Monierbau A.-G.
6.	Malapanebrücke bei Malapane (Ob. Schles.)	1931	2	32,10 + 19,30	—	9,00 (7,00)	2	4,95	2,20	3,00	Dittmar Wolfsohn u. Cie u. Nastbau A.-G.
7.	Neissebrücke in Neisse (Ob. Schles.)	1931	3	30,50 + 41,00 + 30,50	0,49	10,50 (6,00)	4	2,15	2,02	3,22	Kaller u. Stach- nik, Beuthen
8.	Sophienbrücke über die Regnitz in Bamberg	1931	3	28,80 + 45,12 + 28,80	0,53	13,50 (9,00)	4	3,20	2,20	3,50	Carl Brandt

vorschriften für massive Brücken bestanden, sondern für diese Bauwerke die allgemeinen Eisenbetonbestimmungen benutzt werden mussten, die gerade für Balkenbrücken sehr ungünstig waren. Insbesondere war es nachteilig, dass dabei die Stosswirkung der Verkehrslasten durch Herabsetzung der zulässigen Spannungen gegenüber den Hochbauten berücksichtigt wurde, sodass bei Strassenbrücken im allgemeinen als höchste Druckspannung des Betons nur 45 kg/qcm, als höchste Zugspannung des Eisens nur 1000 kg/qcm zugelassen war.

Erst durch die im Jahre 1930 erschienenen « Berechnungsgrundlagen für massive Brücken » sind auch für die Berechnung von Eisenbetonbalkenbrücken brauchbare Grundlagen geschaffen worden. Diese Vorschriften enthalten wertvolle Richtlinien für die Erfassung der äusseren Kräfte; unter anderem regeln sie die Stosszuschläge zu den Verkehrslasten und enthalten Bestimmungen für die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn. Dabei darf die Mitwirkung von Querträgern zum Verteilen der Lasten auf mehr als 2 Hauptträger rechnerisch berücksichtigt werden, was die Ausbildung der Balkenbrücken erleichtert und den günstigen Ergebnissen von Durchbiegungsmessungen bei Probelastungen entspricht. Als Stosszahlen sind für Strassenbrücken in Balken- und Rahmenform vorgeschrieben:

- a) für Fahrbahntafeln und für die mit diesen verbundenen Hauptträger bis zu 10 m Stützweite 1,4
- b) für Hauptträger wie unter a, jedoch über 10 m Stützweite 1,3
- c) für alle übrigen Hauptträger (z. B. von Trogbrücken), die mittelbar durch Querträger mit der Fahrbahn in Verbindung stehen 1,2.

Vor allem berücksichtigen diese Vorschriften aber die grossen Fortschritte, die in der Festigkeitssteigerung des Betons im letzten Jahrzehnt erzielt worden sind. Diese beruhen ja nicht nur auf der Verbesserung der Zemente, sondern auch auf der Erkenntnis, dass eine zweckmässige Kornzusammensetzung der Betonzuschläge und der Wasserzementfaktor von grösster Bedeutung für die Festigkeit des Betons ist. Es sind in den Vorschriften besondere Bedingungen festgelegt, die neben einer einwandfreien Berechnung, Durchbildung und Ausführung der Konstruktion die zuverlässige Herstellung eines Betons von bestimmter Würfel Festigkeit auf Grund der neueren Erkenntnisse gewährleisten sollen. Bei gewissenhafter Erfüllung dieser Bedingungen dürfen die zulässigen Druckspannungen des Betons gegenüber den im allgemeinen vorgeschriebenen Werten erhöht werden, welche auf einer Würfel Festigkeit von nur 150 kg/qcm nach 28 Tagen beruhen. Für Strassenbrücken gelten die folgenden Zahlenwerte: 1) Für die eigentlichen Balkenbrücken im allgemeinen 45 kg/qcm, bei Erfüllung der besonderen Bedingungen 3,5-fache Sicherheit gegenüber der Würfel Festigkeit nach 28 Tagen, jedoch höchstens 60 kg/qcm. In beiden Fällen erhöhen sich die Werte im Bereich der negativen Momente von Plattenbalken noch um 10 kg/qcm. 2) Bei Rahmen und rahmenartigen Tragwerken im allgemeinen 55 kg/qcm, bei Erfüllung der besonderen Bedingungen 3-fache Sicherheit gegenüber der Würfel Festigkeit nach 28 Tagen, höchstens jedoch 75 kg/qcm. Die etwas günstigeren Werte für die Rahmen sind mit Rücksicht auf die Wirkung des Schwindens und der Temperaturänderungen festgelegt.

Die Steigerung der zulässigen Beanspruchung des Betons führt zu einer Verminderung der Querschnitte und wirkt sich in wirtschaftlicher Hinsicht bei

grösseren Eisenbeton-Balkenträgern von Strassenbrücken noch dadurch besonders stark aus, dass hier der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung sehr erheblich ist. So beträgt z. B. bei der weitestgespannten deutschen Eisenbetonbalkenbrücke, der Donaubrücke bei Grossmehring (Abb. 8) das Eigengewicht 86,2 % und die Verkehrslast 13,8 % der Gesamtlast von 3157 t. Auch geht hier der Einfluss der Stosszuschläge bei grösseren Spannweiten stark zurück, weil sie sich eben nur auf den verhältnismässig kleinen Anteil der Verkehrslast beziehen.

Die zulässige Beanspruchung der Eiseneinlagen ist allgemein auf 1200 kg/qcm festgesetzt. Für Strassenbrücken darf bei Verwendung von hochwertigem Stahl die Eisenzugspannung auf 1500 kg/qcm erhöht werden. Bei Plattenbalken ist dies allerdings nur gestattet, wenn die zulässige Betondruckspannung auch ohne Berücksichtigung der Platte nicht überschritten wird. Es steht zu erwarten, dass diese Vorschrift bald eine Erweiterung in dem Sinne erfahren wird, dass der hochwertige Stahl mit einer entsprechend höheren Beanspruchung allgemein bei Strassenbrücken verwendet werden darf, sofern gleichzeitig eine hohe Festigkeit des Betons gewährleistet ist. Die hierdurch zu erzielenden wirtschaftlichen und konstruktiven Vorteile sind erheblich und werden die weitere Entwicklung der Eisenbetonbalkenbrücken günstig beeinflussen.

Für eine Darstellung der bisherigen Entwicklung an Hand der ausgeführten Bauwerke interessiert in erster Linie, welche statischen Grundformen für die Hauptträger grösserer Eisenbetonbalkenbrücken angewandt worden sind. Diese Grundformen werden sehr wesentlich von der Tatsache beeinflusst, dass grosse negative Stützmomente in der Regel leichter konstruktiv zu bewältigen sind, als grosse positive Feldmomente. Es steht an den Stützen nicht nur zumeist eine grosse Konstruktionshöhe zur Verfügung, sondern es wirkt sich dort auch ein hohes Eigengewicht des Trägers nicht so ungünstig aus, wie bei den positiven Feldmomenten. Man muss also danach streben, die Feldmomente klein zu halten und mit einer geringen Trägerhöhe in Feldmitte auszukommen, was ja auch zumeist wegen des vorgeschriebenen Lichtraumprofils erforderlich sein wird. So kommt es, dass Brücken mit einer Oeffnung viel weniger für Eisenbetonbalkenträger geeignet sind, als solche mit mehreren Oeffnungen. Bei letzteren spielt Anzahl und Grössenverhältnis der Oeffnungen eine wichtige Rolle für die Anwendungsmöglichkeit dieser Träger. Am günstigsten ist es, wenn wenigstens 3 Oeffnungen vorhanden sind, bei denen die Mittelöffnung grösser als die beiden Seitenöffnungen ist. Für diese Anordnung finden sich die bisherigen Spitzenleistungen der vollwandigen Eisenbetonbalkenbrücken.

Bei den Brücken mit einer Oeffnung (Tab. A) zeigt sich die charakteristische Tatsache, dass für Spannweiten $l \geq 30$ m der einfache Balken überhaupt nicht angewandt worden ist. Offenbar wird er zu schwer und die erforderliche grosse Konstruktionshöhe passt sich zu wenig den praktischen Bedürfnissen der Bauaufgaben an. Man muss hier also künstliche Mittel anwenden, um durch grosse negative Momente an den Auflagern die positiven Momente im Feld stark zu verringern. Die Abbildungen 2 bis 5 zeigen anschaulich die Wege, die hierzu beschritten worden sind. Bei der Mangfallbrücke in Weyarn (Abb. 2) sind die äusseren Teile der Hauptträger in die Widerlager eingespannt und als

6,8 m ausladende Konsole ausgebildet, zwischen deren Enden der 18,4 m lange mittlere Teil als einfacher Balken eingehängt ist. Das System gleicht in seinem

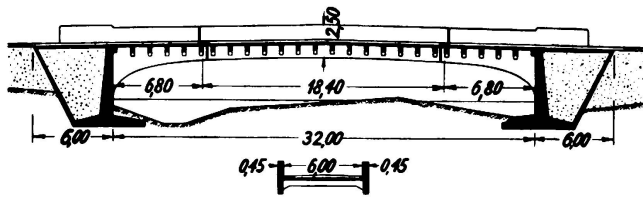


Fig. 1. — Mangfallbrücke in Weyarn.
Pont Mangfall à Weyarn.
Mangfall Bridge in Weyarn.

Momentenverlauf einem beiderseits eingespannten Balken, ist jedoch durch die Anordnung des eingehängten Trägers statisch bestimmt, wodurch Temperatur- und Schwindspannungen ausgeschaltet sind und ausserdem bei kleinem Nachgeben der Widerlager keine Zusatzspannungen

entstehen können. Ein anderes, auch bei Brücken kleinerer Spannweite viel verwandtes Mittel zur Verringerung der Trägerhöhe im Feld ist die Anordnung von Kragarmen oder Gegengewichten, wie sie die 40 m weit gespannte Eschholzstrassenbrücke über die Dreisam in Freiburg zeigt (Abb. 3). Hierbei

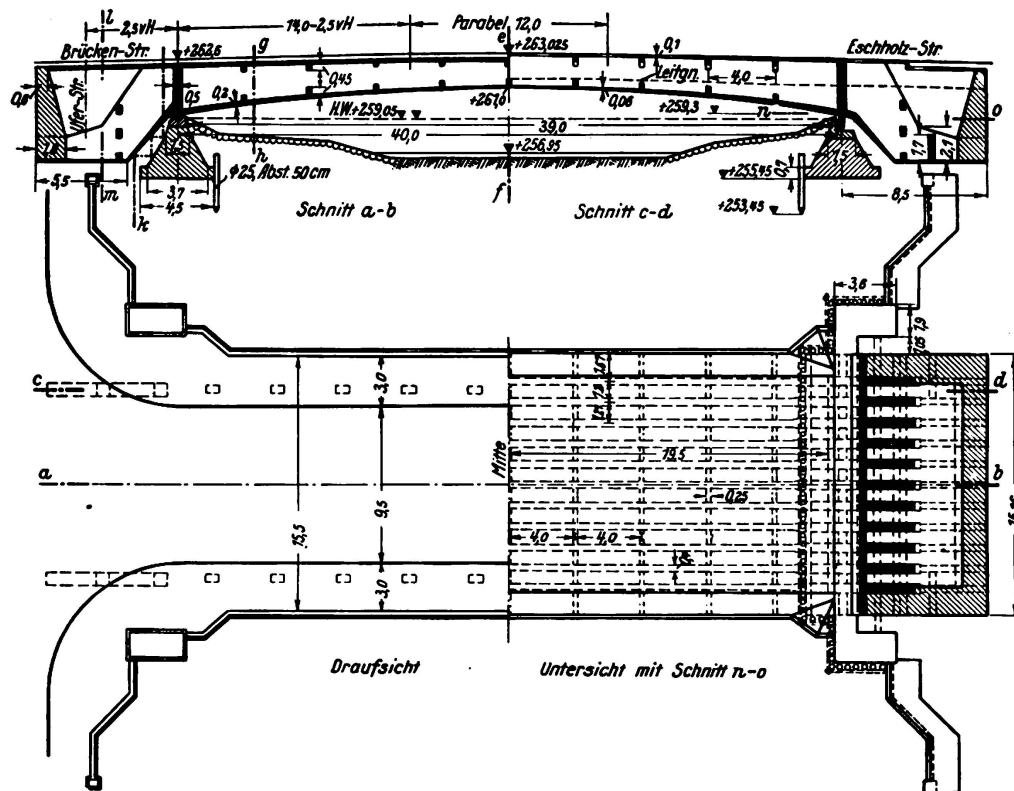


Fig. 3.

Dreisambrücke in Freiburg. — Pont sur la Dreisam à Fribourg.
Bridge over the Dreisam in Freiburg.

Parabel. Parabole. Parabola. — Schnitt. Coupe. Section. — Mitte. Milieu. Middle. — Draufsicht. Vue d'en haut. Sight from above. — Untersicht mit Schnitt n-o. Vue d'en bas avec coupe n-o. Sight from below with Section n-o.

empfiehlt es sich, durch bauliche Massnahmen Hohlräume unter den Gegengewichten zu schaffen, damit diese entsprechend den Annahmen der Rechnung dauernd freischwebend bleiben. Auch die Brücke in Wolterdingen (Tab. A Nr. 2) ist ein solcher Träger mit Kragarmen.

Bei der Brücke über den Ems-Weser Kanal mit 44 m Stützweite (Abb. 4),

hat man sogar noch weitergehende Hilfsmassnahmen ergriffen, um die Trägerhöhe in Feldmitte herabzudrücken. Es sind 2 verdeckte Nebenöffnungen von je

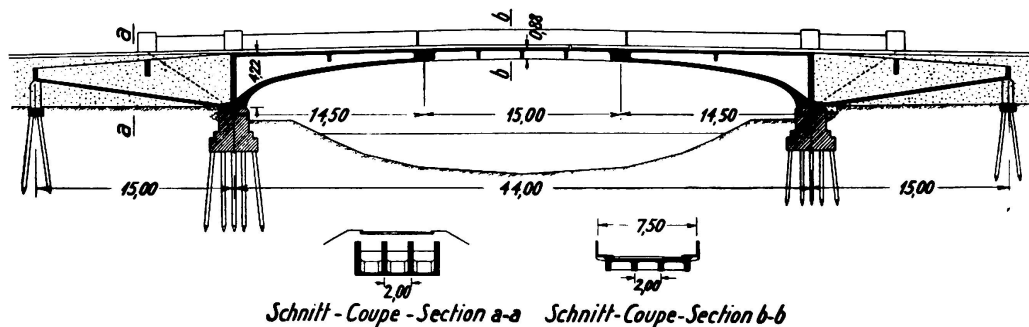


Fig. 4.

Brücke über den Ems-Weser-Kanal bei Hannover.

Pont près de Hannover sur le canal navigable entre l'Ems et la Weser.

Bridge near Hannover over the Navigable Canal between the Ems and the Weser.

15 m Stützweite angeordnet, deren 14,5 m weit in die Hauptöffnung auskragende Enden einen eingehängten Träger von 15 m Stützweite und nur 0,88 m Höhe tragen. Durch Ausnutzung der grossen Konstruktionshöhe an den Stützen und durch künstliche Beschwerung der Seitenöffnungen ist es hier gelungen, die Trägerhöhe in Feldmitte auf $1/50$ der Gesamtstützweite zu reduzieren. Das Aussehen des Bauwerkes gleicht dem einer flachen Bogenbrücke. Eine solche war auch ursprünglich geplant, ihre Ausführung erwies sich jedoch bei dem wenig guten Baugrund wegen der ungenügenden Gleitsicherheit der Widerlager als unmöglich. Das im Jahre 1913 errichtete Bauwerk ist eine sehr beachtliche konstruktive Leistung, es zeigt, wenn auch in teilweise verdeckter Form, bereits die Anordnung, die heute bei Eisenbetonbalkenbrücken mit 3 Öffnungen in Deutschland bevorzugt wird.

Schliesslich bleibt noch die rahmenartige Ausbildung als Hilfsmittel zur Einschränkung der Bauhöhe des Trägers. Abbildung 5 zeigt die Hindenburgbrücke über die Saale in Hof, einen Zweigelenkrahmen von 34 m Spannweite. Eine ganz ähnliche Rahmenbrücke mit 36 m Stützweite ist bereits 1912 in der deutschen Stadt Bromberg erbaut worden, die jetzt zu Polen gehört. Bei solchen Rahmenbrücken muss der Baugrund natürlich so beschaffen sein, dass der Horizontalschub mit Sicherheit aufgenommen wird. Werden die Rahmenstiele und Ecken als volle Querschnitte und die Riegel als Plattenbalken ausgebildet, so kann man durch den Unterschied der Trägheitsmomente das Biegemoment in Trägermitte fast bis auf den Wert bei voller Einspannung ermässigen. Die künstlichen Massnahmen, welche bei grossen Balkenbrücken mit einer Öffnung nötig sind, beeinträchtigen naturgemäss die Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktionen. Es ist daher unwahrscheinlich, dass für eine Öffnung mit

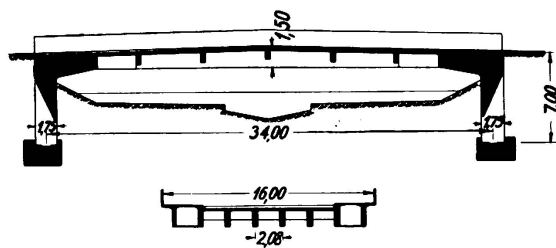


Fig. 5.

Saalebrücke in Hof.

Pont sur la Saale à Hof.

Bridge over the Saale in Hof.

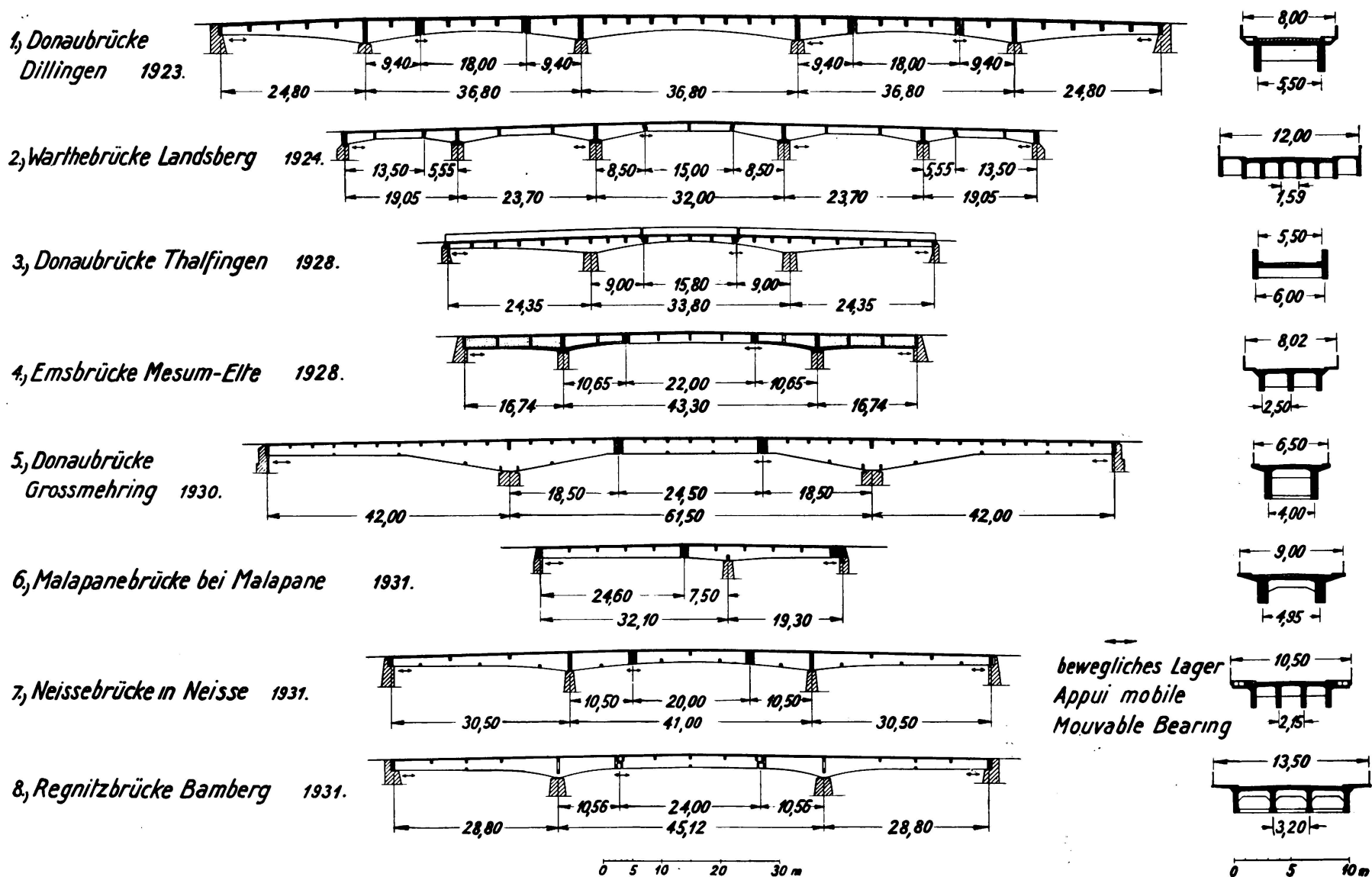


Fig. 7. — Deutsche Eisenbeton-Balkenbrücken mit Auslegerträgern.
Ponts allemands à poutres articulées, exécutés en béton armé. — German Cantilever Bridges in Reinforced Concrete.

Brücke eine sehr geringe Konstruktionshöhe, ihr Querschnitt ist als kastenförmiger Zellenquerschnitt ausgebildet.

Wie die Tabelle C und Abb. 7 zeigt, haben für grössere Balkenbrücken mit mehreren Oeffnungen in Deutschland die Auslegerträger die meiste Anwendung gefunden. Ihre Vorteile gegenüber den durchlaufenden Trägern sind folgende :

1) Als statisch bestimmte Träger sind sie gegen Stützensenkungen unempfindlich. Dieser Vorzug ist von Bedeutung, wenn man bedenkt, dass Balkenbrücken häufig gerade dort zur Anwendung kommen, wo weniger guter Baugrund vorhanden ist.

2) Durch die Anordnung eines eingehängten Trägers hat man die Möglichkeit, in der Mitte der Mittelöffnung eine sehr geringe Trägerhöhe zu erreichen, was nicht selten erforderlich ist.

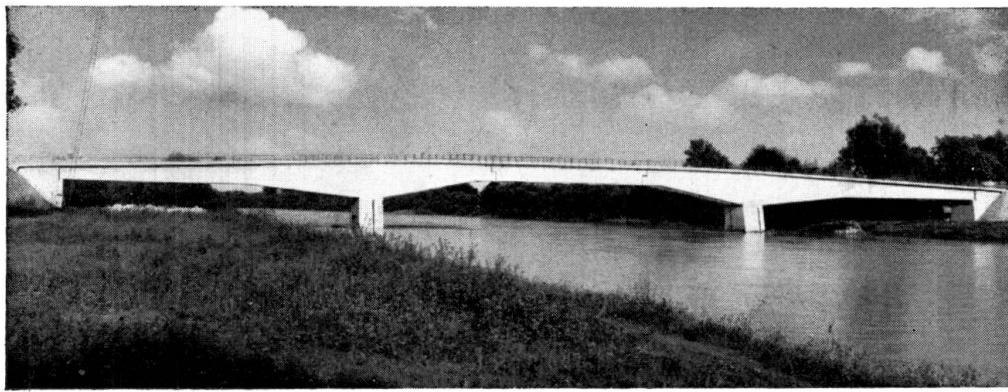


Fig. 8. — Donaubrücke Grossmehring.
Pont sur le Danube à Grossmehring. — Bridge over the Danube near Grossmehring.

3) Bei Auslegerträgern kann die Brücke in mehreren Teilen hergestellt werden. Das gestattet eine mehrmalige Verwendung der Lehrgerüste und hat bei Brücken über Flussläufen den weiteren Vorteil, dass nie das ganze Flussprofil mit Gerüsten verbaut werden muss.

4) Die Anordnung von Gelenken erleichtert die Betonierung, denn diese bilden natürliche Arbeitsabschnitte für den an sich nicht einfachen Betonierungsvorgang grosser Eisenbetonträger. Ebenso tritt dadurch eine willkommene Verkürzung der grossen Eisenlängen ein.

Als Nachteile sind die Kosten der Gelenke und deren nicht ganz einfache Ausführung zu nennen. Es ist aber gelungen, diese Gelenkpunkte konstruktiv so durchzubilden, dass ihre Anordnung keine Schwierigkeit mehr verursacht und die Kosten nicht erheblich sind (Vergl. Abb. 9). In statischer Hinsicht besteht kein nennenswerter Unterschied im Verlauf der Biegemomente gegenüber den durchlaufenden Trägern, sodass auch bei deutschen Auslegerbrücken mit $l \geq 30$ m, die in Abb. 7 übersichtlich zusammengestellt sind, als typische Anordnung die Brücke mit 3 Oeffnungen in Frage kommt, bei welcher die Mittelöffnung grösser ist als die Seitenöffnungen. Die grössten Spannweiten hat die Donaubrücke bei Grossmehring mit einer Mittelöffnung von 61,5 m und zwei Seitenöffnungen von 42,0 m (Abb. 8). Die zwei Brücken mit 5 Oeffnungen zeigen die beiden hierfür möglichen Anordnungen der Gelenke in den geraden

oder ungeraden Oeffnungen. Von Interesse ist das Verhältnis der Spannweite l_1 des eingehängten Trägers zu der Gesamtspannweite l der betreffenden Oeffnung. Wie die Tabelle C erkennen lässt, beträgt dieses Verhältnis ungefähr 0,5 und man wird es in den Regel einhalten, solange die Spannweite des eingehängten Trägers dabei nicht grösser wird als etwa 25 m, weil dieser sich dann als einfacher Balken noch zweckmässig ausbilden lässt. Bei grösserer Gesamtspannweite wird es ratsam sein, dieses Verhältnis zu verkleinern, zumal bei grösseren Werten l eine Verkleinerung von l_1 keine erhebliche Vergrösserung der Stützmomente verursacht. Man muss natürlich auf alle Fälle dafür sorgen, dass ein Abheben der Trägerenden an den Aussenstützen mit genügender Sicherheit vermieden wird, was unter Umständen durch eine künstliche Belastung der Nebenöffnungen oder durch Verankerungen zu erreichen ist (Vergl. Brücke Nr. 4 der Abb. 7).

Aus Abbildung 7 erkennt man auch die üblichen Anordnungen der Querschnitte von Eisenbetonbalkenbrücken. Die Hauptträger sind im allgemeinen unter der Fahrbahn liegende Plattenbalken, deren Obergurt die Fahrbahnplatte bildet. Nur die Trogbrücken haben als Hauptträger zwei rechteckige Balken. Bei den Plattenbalkenquerschnitten stehen zur Aufnahme der grossen negativen Momente verschiedene Hilfsmittel zur Verfügung: Vergrösserung der Trägerhöhen durch vertikale Vouten, Verbreiterung der Rippen (horizontale Vouten) und Anordnung einer unteren Druckplatte. Diese 3 Massnahmen können jede für sich allein oder in Verbindung miteinander durchgeführt werden. Bei Anordnung einer unteren Druckplatte entstehen dann Kastenquerschnitte. Vorteilhaft ist auch der I-Querschnitt, wie er bei der Regnitzbrücke Bamberg (Nr. 8 der Abb. 7) angewandt ist.

Für die wirtschaftliche Querschnittausbildung der Eisenbetonbalkenbrücken mit oberliegender Fahrbahn ist es wichtig, die richtige Zahl der Hauptträger zu wählen. Man hat in neuerer Zeit erkannt, dass mit zunehmender Stützweite der Hauptträger ihre Anzahl vermindert, also ihr Abstand und damit die Plattenstützweite vergrössert werden muss, um das Minimum der Gesamtkosten für die Tragkonstruktion der Brücke zu erhalten. Bei wachsendem Trägerabstand wird zwar die Stärke und die Bewehrung der Platte zunehmen, dafür verringert sich aber bei Verminderung der Zahl der Hauptträger die gesamte Breite der Rippen, sodass sich das Eigengewicht der ganzen Tragkonstruktion nicht wesentlich ändert. Da nun bei Strassenbrücken auch das Moment aus Verkehrslast für 1 m Belastungsbreite eines Hauptträgers sich bei zunehmendem Trägerabstand nur wenig vergrössert, wird der für die ganze Brückenbreite erforderliche Gesamteisenquerschnitt der Hauptträger nahezu unverändert bleiben. Dabei wird aber bei geringerer Trägeranzahl erheblich an Schalung gespart, auch erleichtert die dann grössere Rippenbreite die Betonierungsarbeit und das Einbringen der Eisen in die hohen Träger. Je grösser die Stützweite der Träger ist, um so stärker wird sich die Ersparnis gegenüber den Mehrkosten der Platte auswirken, wodurch sich die oben angeführte Regel erklärt. Natürlich werden auch konstruktive Rücksichten die Aufteilung des Querschnittes beeinflussen, u. a. kann die Verringerung der Trägeranzahl durch die dabei eintretende Erhöhung der Betonzugspannung eine Grenze finden. Bei weitgespannten Strassenbrücken mit normalen Breiten von 6 bis 15 m

wird aber im allgemeinen die Anordnung von 2 bis höchstens 4 Hauptträgern die günstigste Lösung ergeben ¹.

Bei grösserem Trägerabstand wird man die Fahrbahnplatte oft zweckmässig als kreuzweis bewehrte Platte konstruieren, indem man die ohnehin nötigen Querversteifungen als Querträger ausbildet. Um an Eigengewicht zu sparen, wird man auch die früher üblichen schweren Fahrbahnbefestigungen vermeiden und dafür eine leichte Teer- oder Asphaltdecke wählen. Es erscheint aber verfehlt, eine solche Fahrbahndecke zugleich als eine genügende Abdichtung der Tragkonstruktion zu betrachten, wie es in neuerer Zeit zuweilen geschehen ist, um an Gewicht zu sparen. Für den dauernden Bestand der Eisenbetonbalkenbrücken ist es vielmehr unbedingt erforderlich, über der Tragkonstruktion eine besondere wasserdichte Isolierung aus Asphalttillplatten oder dergl. anzuordnen, die noch durch eine unter der Fahrbahndecke liegende Betonschutzschicht gegen Beschädigungen gesichert ist.

Sorgfältige Beachtung erfordert auch die Ausbildung der Lager und Gelenke bei grösseren Eisenbetonbalkenbrücken. Die festen Lager und Gelenke lassen sich zumeist in einfacher Weise durch Einlegen von Bleistreifen und durch entsprechende Bewehrung der durch die Streifenbelastung beanspruchten Trägereile und Stützen ausführen; nur bei sehr grossen Spannweiten wird man Stahlkipplager anordnen. Für die beweglichen Gelenklager der eingehängten Träger wird man in der Regel stählerne Rollenlager verwenden, weil an diesen Stellen nur wenig Höhe für die Lagerkonstruktion zur Verfügung steht. (Vergl. Abb. 9.) Auch für die beweglichen Auflager an den Stützen und Wider-

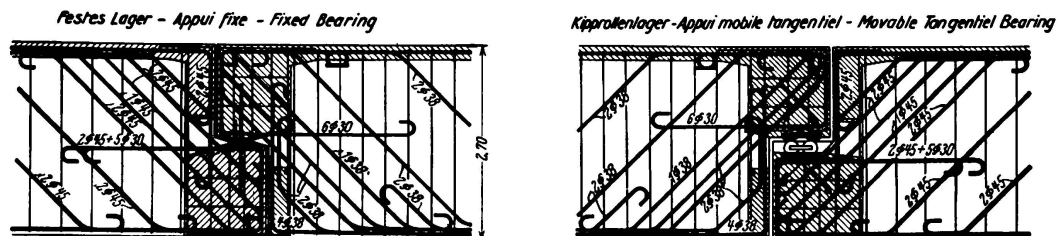


Fig. 9. — Donaubrücke Grossmehring. — Lager des eingehängten Trägers.
Appuis de la poutre suspendue. — Bearings of the Suspended Girder.

lagern kann man solche Rollenlager wählen, häufig ersetzt man sie dort jedoch durch Eisenbetonpendel. Da bei grossen Auflagerdrücken aber die Höhe dieser Pendel mit Rücksicht auf die zulässige Pressung in den Berührungsflächen sehr beträchtlich werden müsste, ordnet man dabei an den Berührungsflächen selbst zumeist besondere kleine Gusstahlkörper oder wenigstens Bleiplatten an.

Grössere Eisenbetonbalkenbrücken erfordern auch eine sehr sorgfältige Bauausführung. Das Einbringen der zahlreichen und dicken Rundeisen in die hohen Schalungskästen ist nicht einfach, sodass man zumeist während der Montage der Eisen die eine Wand der Trägerschalung offen lässt. Es sind besondere Massnahmen nötig, um die richtige Lage und den richtigen Abstand der Rundeisen zu gewährleisten. So empfiehlt es sich, bei einer grossen Anzahl oberer Eisen in den durch negative Momente beanspruchten Querschnitten leichte

1. Vergl. L. BERGER, « Beton und Eisen », 1931. Seite 152.

Hilfsstützen aus Profileisen in die Trägerkästen einzubauen, die auf kleine Betonklötze gestellt und mit einbetoniert werden. Bereits beim Entwurf ist auf die Schwierigkeiten Rücksicht zu nehmen, welche bei der Montage der Eisen, namentlich durch die grosse Länge der Stäbe, durch das hohe Gewicht der Bewehrung und durch das Zusammendrängen vieler Eisen an den Stellen der grössten Momente entstehen. Auch die Anordnung der Eisenstösse ist genau zu überlegen, ihre Ausbildung erfolgt durch Spannschlösser oder durch Schweissung. Abbildung 10 und 11 zeigen die Armierung eines Hauptträgers der Donaubrücke Grossmehring. Hier sind Rundeisen bis 32 m Länge verwendet worden, sodass man noch ohne Stossverbindungen der Eisenstäbe ausgekommen ist.

Auch das Einbringen des Betons ist bei grossen Eisenbetonbalkenträgern eine schwierige Aufgabe und es ist daher ratsam, den Betonierungsvorgang,

ähnlich wie bei massiven Bogenbrücken, im Voraus festzulegen. Vor allem muss man dabei beachten, dass beim Betonieren Durchbiegungen und Setzungen

der Lehrgerüste eintreten, während die Pfeiler und Widerlager in ihrer Höhenlage nahezu unverändert bleiben. Würde man daher die Träger in einem Zuge

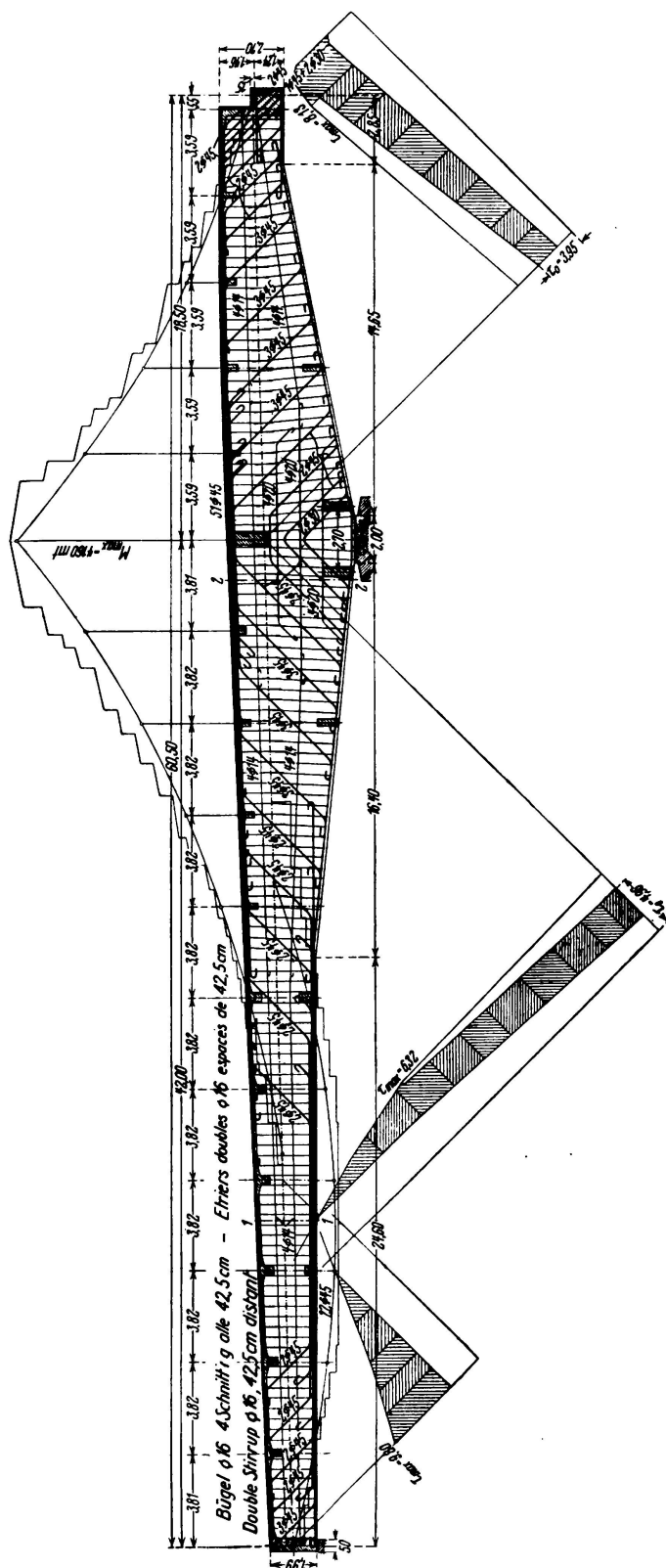


Fig. 10. — Bewehrung des Hauptträgers der Donaubrücke Grossmehring.
Armature d'une poutre matresse du pont sur le Danube à Grossmehring.
Reinforcement of Main Girder of the Bridge over the Danube near Grossmehring.

auf die ganze Länge betonieren, so könnten leicht Risse über den Stützen in dem erhärtenden Beton entstehen. Es empfiehlt sich daher, durch besondere Hilfs-schalungen in den Trägerkästen Lamellen über den Stützen auszusparen, die erst nachträglich geschlossen werden, wenn die Setzungen des Lehrgerüsts eingetreten sind. Auf alle Fälle muss das Lehrgerüst sehr kräftig ausgebildet und sicher gegründet werden. Unter Umständen kann auch eine künstliche Vorbelastung des Lehrgerüsts in Frage kommen. Um ein stossfreies Absenken der Lehrgerüste zu ermöglichen, ist es zweckmässig, nicht hölzerne Keile, sondern die bei den gewölbten Brücken bewährten vollkommerenen Ausrüstungs-vorrichtungen zu benützen. Beachtet man alle erwähnten Vorsichtsmassnahmen, so ist eine einwandfreie Bauausführung grösserer Eisenbetonbalkenbrücken gesichert.

Bis zu welchen grössten Spannweiten es auf Grund der bisherigen Erfah-

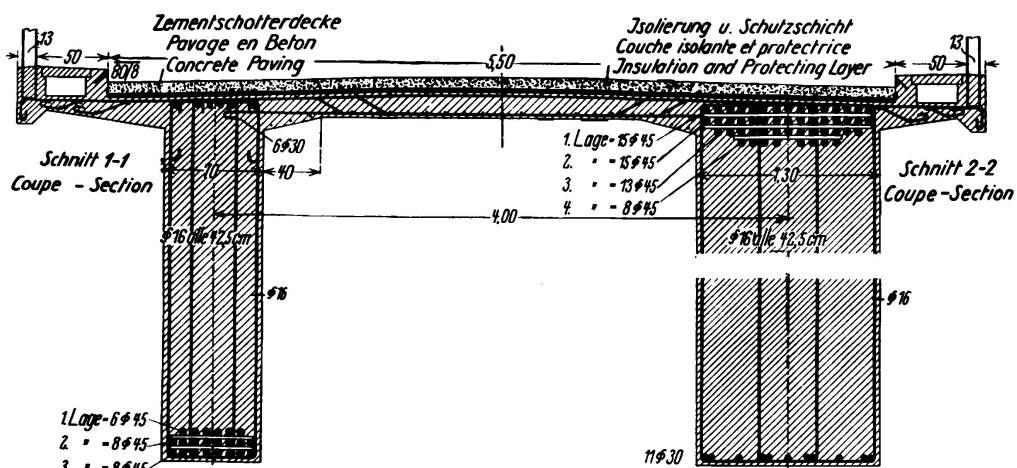


Fig. 11.

Donaubrücke Grossmehring. Querschnitte des Hauptträgers.
Coupes de la poutre maitresse.
Sections through Main Girder.

rungen und des jetzigen Standes der Betontechnik möglich ist, vollwandige Eisenbetonbalkenbrücken mit konstruktivem und wirtschaftlichem Erfolg zu bauen, kann heute noch nicht mit Sicherheit entschieden werden, da dieses Anwendungsgebiet des Eisenbetons zu neu ist und noch zu wenig grössere Ausführungen vorhanden sind. Zur Zeit ist in Deutschland die Entwicklung im Bau weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken zweifellos durch die Wirtschaftskrise stark gehemmt, obwohl infolge der Zunahme des Autoverkehrs viele Bauaufgaben für Strassenbrücken vorliegen, bei denen sich mit grossen Eisenbetonbalkenträgern geeignete Lösungen finden liessen. Gewisse Anhaltspunkte für die weitere Entwicklung bietet das Ergebnis des im Jahre 1930 veranstalteten Wettbewerbes für die Dreirosenbrücke in Basel, durch den das Problem der weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücke starke Anregungen erhalten hat. Das Verhältnis der dort vorgeschriebenen Mindestlichtweiten von $45 + 100 + 45$ m für die drei Oeffnungen der eigentlichen Strombrücke war für Eisenbetonbalkenbrücken zweifellos nicht ungünstig, die Grösse der Mittelöffnung jedoch so bedeutend, dass der Abstand zu den bisherigen Ausführungen als ausserordentlich zu bezeichnen ist. Trotzdem wurden 10 Entwürfe für Eisenbetonbalken-

brücken eingereicht, von denen der von der Firma WAYSS und FREYTAG A. G. zusammen mit Professor MÖRSCH bearbeitete Entwurf den 3. Preis erhielt. In der Regel werden die Eisenbetonbalkenbrücken mit den stählernen Blechträgerbrücken zu konkurrieren haben, die bereits bis 115 m Stützweite ausgeführt worden sind. Deshalb ist es von Interesse, dass bei dem Basler Wettbewerb unter den nach zweimaliger Prüfung noch in engerer Wahl verbliebenen Entwürfen der Durchschnittspreis der Eisenbetonbalkenbrücken (2,72 Mill. Schweiz. Franken) fast der gleiche war, wie derjenige der stählernen Blechträgerbrücken (2,75 Mill. Schweiz. Franken). Der mit dem ersten Preis ausgezeichnete und zur Ausführung bestimmte Entwurf mit vollwandigen Blechträgern kostete allerdings nur 2,35 Mill. Schweiz. Franken und war damit erheblich billiger, als der erwähnte preisgekrönte Eisenbetonentwurf, der mit 3,04 Mill. Schweiz. Franken angeboten war. Wenn dieser Entwurf daher auch noch nicht die Konkurrenzfähigkeit für diese grossen Spannweiten erwiesen hat, so ist er doch eine hervorragende Ingenieurleistung und hat weiteren Fortschritten den Weg bereitet. Die 5 Hauptträger der 18 m breiten Brücke sind bei diesem Entwurf durchlaufende Träger mit 4 Oeffnungen von $56 + 106 + 57,3 + 26$ m Stützweite. Aus Spalte 4 der Tabelle D sind die Hauptabmessungen dieser Träger in der Mitte und an den Stützen der 106 m grossen Oeffnung zu ersehen. Mit Ausnahme eines rund 45 m langen Stückes in der Mitte dieser Oeffnung ist auf der ganzen Brückenlänge eine untere Druckplatte angeordnet, die an den Stützen neben dieser Oeffnung 1,5 m dick ist. Das Verhältnis vom kleinsten zum grössten Trägheitsmoment der Hauptträger ist 1 : 30, wodurch eine wertvolle Verminderung der positiven Feldmomente erzielt ist. Die statische Berechnung ist sehr eingehend und unter Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse durchgeführt; besonders interessant ist dabei das Ergebnis, dass Stützensenkungen bis 5 cm nur einen ganz geringen Einfluss auf die Spannungen ausüben. Sehr sorgfältig ist die komplizierte Eisenbewehrung, die Konstruktion der Lager, sowie der Bauvorgang bearbeitet, sodass die Möglichkeit der baulichen Durchführung überzeugend nachgewiesen ist.

Wie gross der Abstand dieses interessanten Entwurfes gegenüber den bisherigen Spitzenleistungen auf diesem Gebiete ist, zeigt die Tabelle D, die einen Vergleich mit 3 der grössten deutschen Eisenbetonbalkenbrücken gibt. Man erkennt daraus die gewaltige Steigerung der aufzunehmenden Momente. Von besonderem Interesse ist dabei, dass gleichwohl der Anteil der Verkehrslast an den Gesamtmomenten nicht allzu stark sinkt; er beträgt bei dem Basler Entwurf am Feldmoment 27 % und am Stützmoment 20 % gegenüber 37 % bzw. 22 % bei der Donaubrücke Grossmehring. Aus der Tabelle D erkennt man aber auch, dass die Eiseneinlagen und die Betonquerschnitte in geringerem Masse zunehmen als der Steigerung der Momente entsprechen würde. Diese Tatsache erklärt sich hauptsächlich daraus, dass bei dem Basler Entwurf mit wesentlich höheren zulässigen Beanspruchungen gerechnet worden ist, als die deutschen Berechnungsgrundlagen für massive Brücken vorschreiben. Unter Annahme eines Betons mit einer Würfelfestigkeit von 350 kg/qcm nach 28 Tagen ist für diesen eine grösste Druckspannung von 85 kg/qcm und für den hochwertigen Stahl der Bewehrung mit einer Streckgrenze von

Tabelle D — Tableau D — Table D.

Nr.	1		2		3		4	
Brücke — Pont — Bridge	Neissebrücke in Neisse		Sophienbrücke in Bamberg		Donaubrücke bei Grossmehring		Projekt Dreirosenbrücke Basel	
L max.	41,00 m		45,12 m		61,50 m		106,00 m	
<i>Querschnitt in Feldmitte der Hauptöffnung</i> <i>Coupe au milieu de la travée principale</i> <i>Section in the Middle of the Main Span</i>	tm	%	tm	%	tm	%	tm	%
Moment eines mittleren Hauptträgers, in tm je 1 m Breite Moment fléchissant d'une poutre maîtresse centrale, en tm. par 1 m. de largeur Bending Moment of a Main Girder in the Middle of the Bridge, in tm. per 1 m. of its Width	M _g 62 M _{g+p} 138	55 45 100	101 82 183	55 45 100	131 62 193	68 32 100	596 219 815	73 27 100
Desgleichen je Träger in tm. De même par poutre maîtresse The same per Main Girder	M _{g+p} 296		586		628		2606	
Trägerhöhe in m. Hauteur de la poutre en m. Height of Main Girder in m.	2,02		2,20		2,70		2,60	
Breite und Stärke, der Druckplatte, in m. Largeur (et épaisseur) de la dalle comprimée, en m. Width (and Thickness) of the Slab under Compression, in m.	2,15 (0,18)		3,20 (0,18)		3,25 (0,18)		3,20 (0,40)	
Rippenbreite in Höhe der Zügeisen, in m. Largeur des nervures à l'endroit de l'armature tendue, en m. Width of the Ribs near the Tensile Reinforcement, in m.	0,45		0,60		0,56		0,60	
Bewehrung eines Trägers Armature d'une poutre Reinforcement of a Girder	F _e 10 Ø 40 + 4 Ø 30 F _e '	154 cm ² —	11 Ø 50 —	275 cm ² —	21 Ø 38 —	238 cm ² —	40 Ø 50 12 Ø 50	785 cm ² 236 cm ²
<i>Querschnitt an den Stützen der Hauptöffnung</i> <i>Coupe aux appuis voisins de la travée principale</i> <i>Section at the Supports next the Main Span</i>	tm.	%	tm.	%	tm.	%	tm.	%
Moment eines mittleren Hauptträgers in tm je 1 m Breite	M _g 171 M _p 528 M _{g+p}	68 32 100	311 183 494	63 37 100	1000 280 1280	78 22 100	4510 1100 5610	80 20 100
Desgleichen je Träger in tm.	M _{g+p} 1133		1580		4160		17967	
Trägerhöhe in m.	3,22		3,50		5,35		7,30	
Rippenbreite in m. Largeur des nervures en m. Width of the Ribs in m.	0,90		1,00		1,30		1,30 ¹	
Bewehrung eines Trägers	F _e 27 Ø 40 + 6 Ø 30 F _e '	382 cm ² 28 cm ²	26 Ø 50 4 Ø 50	511 cm ² 79 cm ²	51 Ø 45 11 Ø 50	811 cm ² 78 cm ²	96 Ø 50 4 Ø 50	1889 cm ² 79 cm ²

Bemerkung : M_g = Moment aus ständiger Last

M_p = Moment aus Verkehrslast

Remarque : M_g = Moment fléchissant dû à la charge permanente

M_p = Moment fléchissant dû à la charge accidentelle

Note : M_g = Bending Moment from Dead Load

M_p = Bending Moment from Live Load

1. Mit 1,50 m starker Druckplatte.

Avec une dalle comprimée épaisse de 1,50 m.

With a Slab under Compression 1,50 thick.

3600 kg/qcm eine grösste Zugspannung von 1600 kg/qcm zu Grunde gelegt, wobei für die Spannungsberechnung die Zahl $n = 15$ angenommen ist.

Praktische Erfahrungen über so stark auf Biegung beanspruchte Eisenbetonquerschnitte liegen wohl nicht vor und es müsste noch geprüft werden, ob die unvermeidlichen Zugrisse im Beton dabei nicht etwa eine unzulässige Grösse erreichen. Einen gewissen Masstab für die Beurteilung dieser Frage erhält man ja, wenn man nach Stadium I (mit $n = 15$) die Biegezugspannung σ_{bz} des Betons berechnet. Bei den 3 deutschen Ausführungen gehen die Werte σ_{bz} bis zu etwa 50 kg/qcm. Dagegen ergibt sich bei dem Basler Entwurf für den Stützenquerschnitt $\sigma_{bz} = 63$ kg/qcm und für den Querschnitt in der Mitte der grossen Oeffnung $\sigma_{bz} = 92$ kg/qcm. Am Stützenquerschnitt wird die Zugzone durch die oben liegende Fahrbahnplatte in vorteilhafter Weise vergrössert, während im Untergurt des durch positive Momente beanspruchten Plattenbalkenquerschnittes die Verhältnisse besonders ungünstig liegen. Eine Erhöhung erfahren die errechneten Werte σ_{bz} noch durch die primären Schwindspannungen, die bei den starken Bewehrungen erheblich sind. Bedenkt man, dass sich mit den heute am Bau herstellbaren besten Betonsorten plastischer Konsistenz wohl kaum höhere Biegezugfestigkeiten als etwa 50 kg/qcm erreichen lassen, so erscheint es fraglich, ob man so hohe Biegebeanspruchungen des bewehrten Betons zur Zeit für Brückenbauten zulassen soll. Da die Abmessungen der Betonquerschnitte und damit das Eigengewicht sehr stark von den zulässigen Betonbeanspruchungen beeinflusst werden, so wird von der Entscheidung über diese Frage auch die Grenze der Spannweite sehr abhängig sein, bis zu der man Eisenbetonbalkenbrücken zur Zeit konstruktiv einwandfrei und mit wirtschaftlichem Erfolg ausführen kann. Ausserdem zeigen diese Ueberlegungen, dass neben baulichen Massnahmen zur Erhöhung der Rissesicherheit vor allem die Steigerung der Qualität des Betons, insbesondere seiner Biegezugfestigkeit, für die künftige Entwicklung der weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken von erheblicher Bedeutung sein wird.

TRADUCTION

Pendant les premières dizaines d'années du développement du béton armé en Allemagne, ce mode de construction n'a été utilisé que sous la forme de poutres en arc. Cela s'explique d'une part par l'existence de nombreux exemples heureux de ponts en arc, en maçonnerie et en béton. Mais d'autre part, étant donné que la question du danger des fissures n'était pas encore suffisamment éclaircie à cette époque, on a certainement hésité à admettre des efforts de flexion élevés pour les constructions de ponts de grande portée; on leur a préféré des dispositifs porteurs soumis presque exclusivement aux efforts de compression axiaux. Ce n'est qu'après avoir atteint un certain progrès dans l'étude et la construction des poutres en ciment armé et lorsque les qualités matérielles du béton armé furent améliorées, que l'on a pu franchir de grandes portées au moyen de ces poutres. Ce mode de construction présente,

par rapport aux ponts en arc, des avantages importants pour beaucoup de problèmes concernant la construction des ponts, comme par exemple une hauteur moindre de construction, une meilleure adaptation aux gabarits ordinaires, des fondations plus simples et moins coûteuses. Nous donnons ci-dessous un exposé du développement des ponts à poutres en béton armé de grande portée en Allemagne, ayant admis comme limite inférieure pour la portée la dimension de 30 m. Cette limite est justifiée, car des ponts à poutres en béton armé, avec des portées de 20 à 30 m., ont été exécutés en très grand nombre ; par contre, pour autant qu'on a pu l'établir, il n'a été construit en Allemagne que 18 de ces ponts pour une portée $l \geq 30$ m. Ces ponts sont spécifiés dans les tableaux A à C.

Les dispositifs porteurs qui, sous une charge verticale, ne présentent que des réactions verticales, étant désignés sous le nom de poutres, les poutres en arc avec tirant devraient être aussi comprises dans cette catégorie. Cependant ces systèmes sont intimement apparentés aux ponts en arc en béton armé, tant pour leur calcul que pour les dispositions de la construction ; ils doivent par suite être exclus de cet exposé. Il est à noter cependant qu'il existe en Allemagne des réalisations intéressantes également, avec ce système. Le pont sur la Kinzig à Kehl, terminé en 1931, possède la plus grande portée, avec son ouverture centrale de 80 m., à laquelle s'adossent comme ouvertures latérales deux poutres en béton armé de 32,6 m. de portée (fig. 1).

Par contre, il semble logique d'y comprendre tous les systèmes travaillant principalement à la flexion, même dans le cas où des efforts axiaux de compression se produisent également, comme les portiques avec tirant, ainsi que les poutres renforcées par un arc. Cependant nous n'avons pas encore en Allemagne de réalisations de ce dernier système, quoiqu'il permette d'obtenir de bons ouvrages en béton armé, comme le prouvent certaines constructions nouvelles en Suisse et en Scandinavie.

Le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé, en Allemagne, est caractérisé par le fait que les plus grands ponts de ce système ont été exécutés comme poutres à âme pleine. On s'est montré en Allemagne opposé à la construction de tels ponts en treillis. Cette solution est considérée comme peu satisfaisante, non seulement au point de vue esthétique, mais on a craint également l'action des tensions secondaires aux nœuds rigides du treillis, tensions dues au caractère cassant du béton. D'autre part, il est fort peu probable qu'en Allemagne des ponts de ce système puissent soutenir économiquement la concurrence avec les ponts à treillis en acier.

De plus on n'a construit jusqu'à présent en Allemagne de ponts à poutres en béton armé avec $l \geq 30$ m., que comme *ponts-routes*. En ce qui concerne les voies ferrées des grandes lignes, l'expérience a montré qu'il est indispensable de prévoir une couche de ballast continue par suite des chocs de la charge roulante ; par suite, de tels ponts à poutres en béton armé seraient trop lourds et leur construction non économique, lorsque la portée dépasse 12 m., avec les charges par essieux actuelles. Cette limite est plus élevée pour les voies industrielles et les embranchements ; cependant, ici également, il n'a été exécuté que des portées inférieures à 30 m.

C'est pourquoi les considérations ci-dessous se limiteront aux ponts-routes

avec poutres à âme pleine de 30 m. de portée minimum. Dans la grande majorité des cas, il s'agira de ponts avec tablier supérieur; les ponts à tablier inférieur, dont le tablier est abaissé entre les deux poutres principales, ne se rencontrent que dans des cas isolés, principalement pour de faibles largeurs de pont (tableau A, nos 1 et 2; tableau B, n° 1, et tableau C, n° 3).

Le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée a été entravé par le fait que, jusqu'à ces tout derniers temps, il n'existait pas d'instructions spéciales pour le calcul des ponts massifs; on devait utiliser pour ces constructions les instructions générales pour le béton armé, qui justement étaient très défavorables pour les ponts à poutres. En particulier on subissait le désavantage d'être obligé de tenir compte de l'action des chocs dus à la charge roulante en réduisant les efforts de sécurité par rapport aux constructions civiles ordinaires. En général, on admettait pour les ponts pour routes un effort maximum de compression pour le béton de 45 kg/cm² seulement et comme effort maximum de traction pour le fer 10 kg/mm² seulement.

Ce n'est qu'en 1930, avec la publication des « Bases pour le calcul des ponts massifs », que furent établies les données pratiques, utilisables également pour le calcul des ponts à poutres en béton armé. Ces instructions donnent des règles générales pour la détermination des forces extérieures; elles déterminent entre autres les actions supplémentaires de choc, s'ajoutant à la charge roulante, et contiennent des règles pour la répartition de la charge de la chaussée. L'influence des entretoises pour la répartition des charges sur plus de deux poutres principales est prise en considération dans ce calcul, ce qui facilite l'étude constructive des ponts à poutres, et correspond aux résultats favorables des mesures de fléchissement pendant les charges d'épreuve. Les instructions donnent comme coefficients de choc pour les ponts-routes à poutres et à portiques :

- a) pour les dalles de tablier et les poutres principales les reliant, jusqu'à 10 m. de portée..... 1,4
- b) pour les poutres principales comme en a), mais au-dessus de 10 m. de portée..... 1,3
- c) pour toutes les autres poutres principales (par exemple des ponts à tablier inférieur), qui sont réunies à l'intérieur avec le tablier par des entretoises..... 1,2

Mais avant tout, ces instructions prennent en considération les progrès importants réalisés ces dernières années dans l'amélioration de la résistance du béton. Ces progrès ont été atteints non seulement par suite de l'amélioration même des ciments, mais aussi parce que l'on a reconnu qu'une composition convenable du grain des éléments du béton, ainsi qu'un mélange judicieux des éléments et de l'addition d'eau, étaient de la plus grande importance pour la solidité du béton. Les instructions, se basant sur les résultats des études les plus récentes, déterminent les conditions spéciales que doit remplir une composition convenable de béton pour une résistance donnée d'un cube à la compression, fixent des méthodes de calcul exactes ainsi que des dispositifs de construction et d'exécution convenables. Lorsque ces conditions sont effectivement remplies, les limites des efforts de compression du béton peuvent être prises

plus élevées que les valeurs imposées d'une manière générale et qui correspondent à une résistance d'un cube à la compression de 150 kg/cm^2 seulement, après 28 jours. Les valeurs suivantes sont valables pour les ponts-routes : 1) pour les ponts à poutres proprement dits, en général 45 kg/cm^2 , tout en satisfaisant aux conditions spéciales d'une sécurité de 3,5 par rapport à la rupture d'un cube à la compression après 28 jours, et au maximum 60 kg/cm^2 . Dans les deux cas, ces valeurs peuvent encore être augmentées de 10 kg/cm^2 dans la région des moments à sens négatif pour les poutres à hourdis. 2) Pour les charpentes et les dispositifs porteurs semblables, en général 55 kg/cm^2 , tout en satisfaisant aux conditions spéciales d'une sécurité de 3 après 28 jours, et au maximum 75 kg/cm^2 . C'est pour tenir compte de l'influence des contractions et des changements de température que l'on a fixé des valeurs un peu plus favorables pour les charpentes.

L'augmentation des limites des efforts de rupture pour le béton conduit à une diminution des sections ; elle exerce encore d'autre part, au point de vue du prix de revient, une influence particulièrement importante pour les poutres de béton armé de grande portée des ponts-routes, car pour ces ponts le poids propre représente une part très importante de la charge totale. Par exemple pour le pont sur le Danube à Grossmehring (fig. 8), qui est le pont allemand à poutre en béton armé ayant la plus grande portée, le poids propre forme les $86,2 \%$ et la charge roulante les $13,8 \%$ seulement de la charge totale de 3.157 tonnes. De même l'influence des tensions supplémentaires de choc est relativement beaucoup plus faible pour ces grandes portées, car ces tensions ne se rapportent qu'à la partie relativement faible constituée par la charge roulante.

L'effort de sécurité pour les armatures en fer est fixé en général à 12 kg/mm^2 . En utilisant de l'acier de haute qualité pour les ponts pour routes, on peut prendre l'effort de traction jusqu'à 15 kg/mm^2 . Cette limite ne peut être cependant admise pour les poutres à hourdis que lorsque l'effort de compression du béton n'est pas dépassé, même sans tenir compte des hourdis. Il faut espérer que ces instructions seront prochainement complétées dans le sens d'un emploi plus général des aciers à haute résistance pour les ponts-routes, avec des efforts de rupture plus élevés, en utilisant en même temps un béton à grande résistance. Les avantages économiques et constructifs qui en résulteront sont importants et exerceront une influence heureuse sur le développement ultérieur des ponts à poutres en béton armé.

Si l'on veut étudier le développement actuel de ce type de construction en se basant sur les projets réalisés, il faut examiner en premier lieu quelles formes statiques fondamentales ont été appliquées pour les poutres principales des ponts à poutres en béton armé de grande portée. Un fait exerce une grande influence sur ces formes fondamentales : c'est qu'il est beaucoup plus facile de résoudre les problèmes de construction dans le cas de grands moments à sens négatif aux appuis, que dans le cas de grands moments à sens positif au milieu. Dans la plupart des cas, on dispose aux appuis non seulement d'une grande hauteur de construction, mais encore le poids propre élevé de la poutre agit alors moins défavorablement que pour les moments à sens positif au milieu. On doit donc chercher à maintenir les moments au milieu aussi faibles

que possible et s'arranger pour avoir une faible hauteur de poutre au milieu de l'ouverture, ce qui d'ailleurs est souvent exigé par le profil même de l'ouverture. C'est pourquoi les ponts à *une* ouverture conviennent beaucoup moins bien pour la construction en poutres en béton armé que les ponts à plusieurs ouvertures. Pour ces derniers, le nombre et le rapport de grandeur des ouvertures joue un rôle considérable pour les possibilités d'utilisation de ces poutres. Le cas le plus favorable est celui de 3 ouvertures, avec ouverture centrale plus grande que les deux ouvertures latérales. Les plus importantes réalisations de ponts à poutres en béton armé à âme pleine sont de ce type.

Pour les *ponts à une ouverture* (tableau A) on remarque le fait caractéristique que la poutre simple n'est plus du tout utilisée pour les portées $l \geq 30$ m. Sans doute elle est alors trop lourde et la hauteur nécessaire est trop grande pour convenir aux données pratiques du problème de construction. On est obligé dans ce cas d'appliquer des mesures artificielles pour diminuer sensiblement le moment au milieu au moyen de grands moments à sens négatif. Les figures 2 à 5 montrent le moyen d'y parvenir. Dans le cas du pont de Mangfall à Weyarn (fig. 2), les parties extérieures des poutres principales sont encastées dans les culées et se présentent ainsi comme des consoles en porte à faux de 6,8 m., tandis que la partie centrale de 18,4 m. de longueur est supportée entre leurs extrémités comme une simple poutre. En ce qui concerne la distribution des moments, ce système peut être assimilé à une poutre encastée aux deux extrémités ; cependant il est statiquement déterminé par suite de la disposition de la poutre soutenue, ce qui élimine les tensions dues à la température et aux contractions et empêche de plus la naissance des tensions supplémentaires provoquées par de faibles fléchissements des culées. Un autre moyen, très utilisé pour les ponts à faible portée, pour diminuer la hauteur des poutres dans l'ouverture, consiste à disposer des consoles ou contrepoids, comme le montre le pont de la Eschholzstrasse sur la Dreisam, à Fribourg, dont la portée est de 40 m. (fig. 3). On recommande dans ce cas de réserver dans la construction des espaces vides sous les contrepoids, pour que ceux-ci puissent librement osciller ainsi qu'il soit admis dans le calcul. Le pont de Wolterdingen (tableau A, n° 2) constitue un exemple d'une telle poutre à contrepoids.

Pour le pont de 44 m. de portée au-dessus du canal de l'Ems-Weser (fig. 4) on a même dû prendre encore d'autres dispositions auxiliaires pour réduire la hauteur des poutres au milieu de l'ouverture. Il y a deux ouvertures latérales recouvertes de 15 m. de portée chacune, dont les extrémités disposées en bras de 14,5 m., dans la direction de l'ouverture centrale, portent une poutre suspendue de 15 m. de portée et de seulement 0,88 m. de hauteur. On a réussi à réduire la hauteur de la poutre au milieu de l'ouverture à $1/50$ de la portée totale, en utilisant la grande hauteur de construction des piles et en alourdissant artificiellement les ouvertures latérales. L'aspect extérieur de cette construction ressemble à un pont à arc bombé. C'est du reste ce dernier type qui avait été prévu tout d'abord, mais son exécution s'est montrée impossible par suite de l'insuffisance de la sécurité de glissement des culées, due au terrain défavorable. Ce pont, élevé en 1913, représente une pièce de construction très intéressante ; elle indique déjà, quoique sous une forme un peu masquée.

la disposition qui est préférée aujourd'hui en Allemagne pour les ponts à poutres en béton armé à 3 ouvertures.

Enfin l'exécution en portique offre encore un moyen auxiliaire pour diminuer la hauteur de construction de la poutre. La fig. 5 montre le pont Hindenburg sur la Saale à Hof; c'est un portique à deux articulations de 34 m. de portée. Un pont en portique tout à fait semblable, de 36 m. de portée, a déjà été construit en 1912 dans la ville de Bromberg, qui appartient depuis 1918 à la Pologne. Il est évident que pour de tels ponts à charpente, il faut que la nature du terrain puisse permettre de supporter avec sûreté le glissement horizontal. Si les côtés et les nœuds du portique sont exécutés en sections pleines et les entretoises en poutres à hourdis, on peut, par le jeu de la différence des moments d'inertie, diminuer le moment de flexion au milieu de la poutre, presque jusqu'à la valeur correspondant à l'encastrement total. Les dispositions artificielles nécessaires pour les grands ponts à poutres à une ouverture exercent évidemment une influence sur le prix de revient de ces constructions. C'est pourquoi il n'est guère probable qu'on puisse arriver à augmenter d'une façon sensible la portée des poutres à âme pleine à une ouverture; ce sera plutôt sous forme de charpente, dans le cas d'un terrain d'une résistance suffisante contre le glissement horizontal; ainsi se prépare déjà la transition vers les ponts en arc.

Les ponts à plusieurs ouvertures constituent le véritable champ d'application des ponts à poutres en béton armé. Lorsque le terrain est sûr, la solution la plus naturelle est donnée en premier lieu par les poutres continues (tableau B). On recommande de tenir compte dans le calcul de la variation du moment d'inertie, car il en résulte une diminution des moments au milieu et une augmentation des moments aux appuis, par rapport à l'hypothèse d'un moment d'inertie constant, ce qui est avantageux au point de vue constructif. Pour tous les ponts du tableau B, les poutres continues sont montées sur appuis libres; elles ne travaillent donc pas en liaison rigide à la flexion avec les appuis centraux, comme c'est souvent le cas pour les ponts de faible portée. La liaison rigide aux appuis diminue il est vrai les moments au milieu et évite la construction d'appuis spéciaux, mais il se produit dans ce cas, pour les grandes portées, des tensions supplémentaires importantes dans les appuis, dues à la température et aux contractions, en particulier lorsque ces appuis présentent une rigidité considérable. Pour les poutres continues des ponts à poutres en béton armé, il est préférable de prévoir au moins 3 ouvertures avec ouverture centrale plus grande. Un seul exemple du tableau 2 n'a que 2 ouvertures: le pont de l'Alz à Hirten; c'est un pont à tablier inférieur pour lequel il a été possible de prévoir une hauteur de poutre relativement grande. On remarquera que le pont de ce type ayant la plus grande portée, le pont de la Nagold à Pforzheim (fig. 6) n'a que 2 ouvertures utiles, mais que l'on a disposé cependant une troisième petite ouverture supplémentaire, lourdement chargée, pour produire aux deux extrémités de la grande ouverture de 44,4 m. de portée des moments à sens négatif importants. Aussi, là aussi, il a été nécessaire de recourir à une mesure artificielle; il est vrai que ce pont présente une hauteur de construction très faible, son profil est constitué en section cloisonnée.

Le tableau C et la fig. 7 montrent qu'en Allemagne, ce sont les *poutres en*

porte-à-faux qui ont trouvé le plus d'applications pour les ponts à poutres de grande portée. Leurs avantages par rapport aux poutres continues sont les suivants :

1) Comme poutres statiquement déterminées, elles ne subissent pas l'influence des fléchissements des appuis. Cet avantage est important, si l'on considère que les ponts à poutres sont précisément souvent utilisés à la place des ponts en arc, là où l'état du terrain est moins satisfaisant.

2) La disposition d'une poutre en porte-à-faux donne la possibilité d'obtenir au milieu de l'ouverture centrale une hauteur de poutre très faible, ce qui est souvent exigé.

3) La disposition des poutres en porte-à-faux permet d'exécuter les ponts en plusieurs parties. On peut ainsi utiliser plusieurs fois l'échafaudage du cintre ; pour les ponts de rivières, cette disposition présente de plus l'avantage que les échafaudages n'encombrent jamais la totalité du profil transversal du fleuve.

4) Les articulations facilitent le bétonnage, car elles partagent naturellement en plusieurs secteurs de travail les grandes poutres de béton armé, qui autrement ne présentent pas une disposition facile pour le bétonnage. D'où également un raccourcissement avantageux des grandes longueurs des fers.

Comme désavantage il faut citer le prix des articulations et leur exécution qui n'est pas toujours simple. Cependant on est arrivé à construire ces articulations de manière à ce que leur installation ne cause plus de difficultés et avec un prix de revient pas trop élevé (voir fig. 9). Au point de vue de la statique, il n'existe pas de différence sensible pour les moments de flexion vis-à-vis des poutres continues ; c'est pourquoi le pont à 3 ouvertures avec ouverture centrale plus grande que les ouvertures latérales est également la disposition typique des ponts allemands en porte-à-faux pour $l \geq 30$ m., comme le montre clairement le tableau de la fig. 7. Le pont sur le Danube à Grossmehring a une grande ouverture centrale de 61,5 m. et deux ouvertures latérales de 42,0 m. (fig. 8). Les deux ponts à 5 ouvertures montrent les deux dispositions possibles pour les articulations dans les ouvertures paires ou impaires. Il est intéressant d'examiner le rapport entre la portée l_1 de la poutre suspendue et la portée totale l de l'ouverture considérée. Comme le montre le tableau C, ce rapport est de 0,5 environ ; on se maintiendra à ce chiffre tant que la portée de la poutre suspendue ne dépassera pas 25 m., car cette poutre peut être alors encore convenablement exécutée comme poutre simple. Pour des portées totales plus grandes, il sera préférable de diminuer ce rapport d'autant plus que pour de plus grandes valeurs de l , une diminution de l_1 ne produit pas d'augmentation sensible des moments aux appuis. Bien entendu, il faut dans tous les cas prendre soin de conserver une sécurité suffisante contre le soulèvement des extrémités des poutres aux appuis extérieurs ; on l'obtiendra s'il le faut par une charge artificielle des ouvertures latérales (voir le pont n° 4 de la fig. 7).

La fig. 7 montre d'autre part les dispositions ordinaires des *sections* des ponts à poutres en béton armé. Les poutres principales sont en général des poutres à hourdis placées sous le tablier, et dont la membrure supérieure forme la dalle du tablier. Ce n'est que pour les ponts à tablier inférieur, que les poutres principales sont formées par deux poutres rectangulaires. Dans le cas

de la section des poutres à hourdis, on dispose de plusieurs artifices pour neutraliser les grands moments à sens négatif : augmentation des hauteurs des poutres au moyen d'arcs verticaux, élargissement des membrures (arcs horizontaux) et disposition d'une dalle de béton inférieure. Ces trois moyens peuvent être utilisés séparément ou simultanément. La disposition avec dalle de béton inférieure conduit à une section en caisson.

Pour déterminer d'une manière économique la section d'un pont à poutre en béton armé, il est nécessaire de faire un choix judicieux du nombre des poutres principales. On a reconnu ces dernières années qu'il faut diminuer le nombre des poutres principales avec l'augmentation de la portée ; par suite leur écartement ainsi que la portée des dalles doivent être augmentés pour arriver au minimum du prix de revient total du dispositif porteur du pont. L'augmentation de l'écartement entre les poutres fait croître il est vrai l'épaisseur et l'armature des dalles, mais par contre la largeur totale des membrures diminue avec la diminution du nombre des poutres principales ; par suite le poids propre total de l'appareil porteur reste sensiblement sans changement. Mais pour les ponts, le moment dû à la charge roulante rapporté à 1 m. de largeur de charge d'une poutre principale, n'augmente également que peu avec l'augmentation de l'écartement entre les poutres, la section totale nécessaire du fer pour toute la largeur du pont reste sensiblement invariable. Par contre la diminution du nombre des poutres permet d'économiser sensiblement sur le coffrage ; la largeur plus grande des membrures facilite le travail de bétonnage et l'introduction des fers dans les poutres élevées. Plus la portée sera grande, plus grande sera l'économie par rapport au supplément de prix de la dalle, ainsi que l'explique la règle citée ci-dessus. Bien entendu, en déterminant la section, on devra également tenir compte des nécessités de la construction ; la diminution des poutres pourra éventuellement être limitée par l'augmentation de l'effort de traction du béton qui en résulterait. En général, pour les ponts-routes de grande portée et de largeur normale de 6 à 15 m., la solution la plus avantageuse sera donnée par la disposition comportant 2 et au plus 4 poutres principales.

Dans le cas des grands écartements entre les poutres, on aura souvent avantage à construire la dalle du tablier comme dalle armée en croix, en disposant comme entretoises les renforcements transversaux, qui sont nécessaires dans tous les cas. Pour diminuer le poids propre, on remplacera les revêtements trop lourds que l'on a utilisés auparavant par un goudronnage ou un asphalte léger. Cependant c'est une erreur de considérer un tel recouvrement du tablier comme devant assurer en même temps une étanchéité suffisante pour l'appareil porteur, ainsi qu'il a été admis quelquefois ces dernières années pour économiser en poids. Il est au contraire absolument indispensable, pour assurer le bon état durable des ponts à poutres en béton armé, de prévoir au-dessus de l'appareil porteur une isolation spéciale étanche à l'eau, par exemple en plaques de feutre asphalté ou autre matériel semblable ; ces plaques doivent être de plus protégées contre toute détérioration par une couche protectrice de béton, placée sous le tablier. Une attention particulière doit être apportée à la construction des appuis et des ponts à poutres en béton armé de grande portée. Pour les appuis et articulations fixes on peut, dans la plupart des cas,

placer simplement des bandes de plomb, et prévoir une armature convenable pour les parties des poutres et des appuis soumises à la charge linéaire; les appuis oscillants en acier ne seront utilisés que pour les très grandes portées. Pour les appuis mobiles à rotule des poutres suspendues, on emploiera en général des appuis à rouleaux en acier, car on ne dispose en ces endroits que d'une faible hauteur pour la construction des appuis (voir fig. 9). On peut également prévoir de tels appuis à rouleaux pour les appuis mobiles des piles et des culées; cependant on les remplace souvent par des supports articulés. Lorsque les pressions sur les appuis sont grandes, la hauteur de ces supports articulés peut être très importante, car il faut tenir compte de la limite de pression admissible sur les surfaces de contact. On prévoit le plus souvent dans ce cas, des petites pièces spéciales en fonte d'acier ou au moins des plaques de plomb aux surfaces de contact.

L'exécution des ponts à poutres en béton armé, de grande portée, doit être très soignée. L'introduction de nombreux fers de gros diamètre dans les coffrages n'est pas facile; on est souvent obligé de laisser ouverte une des parois du coffrage pendant le montage des fers. Il faut prendre des mesures spéciales pour conserver aux fers ronds leurs emplacements exacts et maintenir les écartements voulus. Lorsque l'on a un grand nombre de fers à la partie supérieure des sections qui sont soumises à l'action des moments à sens négatif, il est utile de prévoir dans le coffrage de la poutre de petits supports auxiliaires en fers profilés, qui seront placés sur de petits socles en béton et cimentés. Dès l'étude du projet, il faudra tenir compte des difficultés de montage des fers, dues principalement à la grande longueur des barres, au poids élevé de l'armature et à l'enchevêtrement des nombreux fers aux endroits soumis aux plus forts moments. De même il faut porter une grande attention à l'assemblage des barres, qui peut se faire soit par manchons de serrage soit par soudure. Les fig. 10 et 11 montrent la constitution de l'armature du pont sur le Danube à Grossmehring. On a utilisé dans ce cas des ronds ayant jusqu'à 32 m. de longueur et on a pu ainsi éviter des assemblages de barres.

Le bétonnage des grandes poutres en béton armé est aussi un problème difficile. Il est utile de déterminer à l'avance la marche de l'opération, comme on le fait pour les ponts en arc massifs. On doit considérer avant tout qu'il se produit pendant le bétonnage des fléchissements et des affaissements des échafaudages, tandis que la position en hauteur des appuis et des culées reste à peu près invariable. Si donc on procédait au bétonnage des poutres en une seule fois sur toute la longueur, il risquerait fort de se produire au-dessus des appuis des fissures dans le béton lorsqu'il se durcirait. Il est donc à conseiller de réserver au moyen de coffrages auxiliaires spéciaux des espaces vides dans les coffrages des poutres au-dessus des appuis; ces espaces seront remplis ensuite, lorsque les affaissements de l'échafaudage se seront produits. Dans tous les cas, l'échafaudage doit être construit très solidement et doit reposer sur des fondations sûres. Dans certains cas, on pourra procéder à un chargement artificiel préalable de l'échafaudage. Pour que l'affaissement de l'échafaudage puisse se faire sans chocs, il ne faut pas employer de cales en bois, mais utiliser les dispositifs de décintrage qui ont fait leurs preuves pour les ponts en arc. En se conformant à toutes ces mesures de sécurité, on pourra être assuré d'obtenir

une exécution convenable de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée.

A l'heure actuelle et sur la base de l'expérience acquise, ainsi que d'après l'état actuel de la technique du béton, il est difficile de fixer quelles sont les portées maxima qui peuvent être atteintes, avec garantie de succès, tant au point de vue constructif qu'économique, pour les ponts à poutres en béton armé à âme pleine. Ce domaine d'application du béton armé est en effet trop récent et il n'existe encore que trop peu de réalisations pratiques de tels ouvrages pour de grandes portées. Il est certain qu'actuellement, en Allemagne, le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée est fortement entravé par la crise économique ; cependant l'augmentation du trafic automobile pose de nombreux problèmes, pour les ponts-routes, dont la meilleure solution serait donnée par l'application de poutres en béton armé de grande portée. Les résultats du concours organisé en 1930, pour le pont Dreirosenbrücke, à Bâle, permettent de dégager certaines indications sur le développement ultérieur de ce mode de construction ; ce concours a donné une forte impulsion au problème du pont à poutres en béton armé de grande portée. Le rapport des ouvertures minima imposées de $45 + 100 + 45$ m. pour les trois ouvertures au-dessus du fleuve, n'était certainement pas défavorable aux ponts à poutres en béton armé ; par contre, la grandeur de l'ouverture centrale était si importante que l'écart par rapport aux réalisations effectuées à ce jour semblait vraiment considérable. Malgré cela, dix projets pour ponts à poutres en béton armé ont été présentés, et parmi eux le projet de la maison *Wayss et Freytag A. G.*, étudié avec le concours du professeur *Mörsch*, qui a obtenu le 3^e prix. En général les ponts à poutres en béton armé se trouvent en concurrence avec les ponts à poutre en tôle d'acier, qui eux ont déjà été exécutés pour des portées allant jusqu'à 115 m. C'est pourquoi il est intéressant de noter que parmi les projets retenus au concours de Bâle après une double élimination, le prix moyen des ponts à poutres en béton armé (2,72 millions frs.) était presque le même que celui des ponts à poutres en tôle d'acier (2,75 millions frs.). Le projet ayant obtenu le premier prix, et devant être exécuté, est celui d'un pont à poutres en tôle d'acier à âme pleine ; son prix n'atteignait que 2,35 millions frs. ; il était donc sensiblement inférieur à celui du projet couronné du pont à poutres en béton armé ; ce dernier était offert pour 3,04 millions frs. Si ce projet n'a pas encore pu soutenir la concurrence pour ces grandes portées, il n'en présente pas moins une œuvre remarquable de l'art de l'ingénieur et il a préparé la voie à de nouveaux progrès. Les cinq poutres principales de ce pont, large de 18 m., ont été prévues dans ce projet comme poutres continues à quatre ouvertures de $56 + 106 + 57,3 + 26$ m. de portée. La colonne 4 du tableau D donne les dimensions principales de ces poutres au milieu et aux appuis de la grande ouverture de 106 m. A l'exception d'un espace de 45 m. de longueur au milieu de cette ouverture, une dalle de tablier inférieure est disposée sur toute la longueur du pont ; elle présente une épaisseur de 1,5 m. aux appuis de cette ouverture. Le rapport du plus petit moment d'inertie de la poutre principale au plus grand est de 1 : 30,7, ce qui donne une réduction importante du moment à sens positif au milieu. Le calcul statique est présenté très

complètement ; il a été tenu compte de toutes les influences secondaires. Il est particulièrement intéressant de noter qu'on est arrivé à ce résultat que des affaissements des appuis atteignant jusqu'à 5 cm. n'exercent qu'une influence très minime sur les efforts. Le projet étudie très soigneusement l'armature compliquée des fers, la construction des appuis, ainsi que la méthode d'exécution, de sorte que la possibilité matérielle de la construction est prouvée avec évidence.

Le tableau D montre la grandeur de l'écart entre cet intéressant projet et les plus grandes réalisations existant à l'heure actuelle dans ce domaine ; ce tableau présente une comparaison avec les trois plus grands ponts allemands à poutres en béton armé. On se rend compte par là de l'énorme augmentation des moments entrant en jeu. Il est très intéressant de constater que la part de la charge roulante dans le moment total ne diminue pas considérablement ; cette fraction est, pour le projet de Bâle, de 27 % pour le moment au milieu et de 20 % pour le moment aux appuis, contre 37 %, et respectivement 22 % pour le pont sur le Danube à Grossmehring. Le tableau D montre également que l'armature en fer et la section de béton augmentent dans une proportion plus faible que les moments. Ce fait est dû principalement à ce que les calculs du projet de Bâle sont basés sur des efforts de sécurité sensiblement plus élevés que les chiffres imposés par les instructions allemandes pour les ponts massifs. Les efforts admis furent adoptés dans l'hypothèse d'un béton ayant une résistance à la compression de 350 kg/cm², après 28 jours et, pour l'armature, d'un acier à haute résistance avec une limite d'élasticité de 36 kg/mm² : pour le béton on a admis un effort de compression maximum de 85 kg/cm², pour l'acier un effort de traction maximum de 16 kg/mm², pour le calcul des efforts on a admis le chiffre $m = 15$.

Il n'existe pas encore de données pratiques expérimentales pour des sections de béton armé sollicitées aussi fortement à la flexion. Il faudrait en outre vérifier si les fissures inévitables dans le béton n'atteignent pas, dans ce cas, une ampleur inadmissible. On dispose, il est vrai, d'une certaine possibilité pour élucider cette question, c'est de comparer l'effort de flexion calculé d'après le Stadium I (prof. Mörsch) avec la résistance à la flexion admissible pour le béton. Dans le cas des trois ouvrages allemands, les valeurs de σ_{bz} atteignent environ 50 kg/cm². Par contre, pour le projet de Bâle, on obtient pour la section aux appuis $\sigma_{bz} = 63$ kg/cm², et pour la section au milieu de la grande ouverture $\sigma_{bz} = 92$ kg/cm². Aux appuis, la section soumise aux efforts de traction est augmentée par suite de la présence, à sa partie supérieure, des dalles du tablier, ce qui est avantageux ; par contre, la situation est particulièrement désavantageuse dans la membrure inférieure de la section de la poutre à hourdis soumise à l'action des moments à sens positif. Les valeurs de σ_{bz} seront encore augmentées par les efforts primaires de contraction qui sont importants pour les fortes armatures. Si l'on pense que les meilleurs qualités de béton de consistance plastique que l'on utilise actuellement pour la construction, ne permettent guère d'atteindre que des résistances à la flexion d'environ 50 kg/cm², on doit se demander s'il est possible d'admettre actuellement, pour la construction des ponts des efforts de flexion aussi élevés pour le béton. Étant donné que les dimensions des sections du béton et par suite de poids propre dépendent

beaucoup des taux de sécurité admis pour le béton, la décision prise à ce sujet exercera une influence prépondérante sur la limite de portée actuellement admissible pour la construction des ponts à poutres en béton armé, avec garantie de succès tant technique qu'économique. Ces considérations montrent que, outre les dispositions à adopter pour l'augmentation de la sécurité contre le danger des fissures, c'est avant tout l'augmentation de la résistance du béton à la traction, qui exercera une influence décisive sur le développement ultérieur de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée.

Zusammenfassung.

Für die Entwicklung der grösseren Eisenbetonbalkenbrücken (Spannweite $l \geq 30$ m) in Deutschland ist charakteristisch, dass sie sämtlich Strassenbrücken sind und durchwegs vollwandige Hauptträger besitzen, die in der Regel unter der Fahrbahn liegen. Nur vereinzelt sind sogenannte Trogbriicken ausgeführt, bei denen die Fahrbahn versenkt zwischen den beiden Hauptträgern angeordnet ist. Die statischen Grundformen der Hauptträger sind durch die Tatsache beeinflusst, dass grosse negative Stützmomente viel leichter konstruktiv zu bewältigen sind als grosse positive Feldmomente. Deshalb sind Brücken mit mehreren Oeffnungen das eigentliche Anwendungsgebiet für grössere Eisenbetonbalkenbrücken, während Brücken mit einer Oeffnung bei $l \geq 30$ m besondere künstliche Massnahmen (Einspannung, entlastende Kragarme, Rahmenwirkung) erfordern, um die positiven Feldmomente zu vermindern. Für die Brücken mit mehreren Oeffnungen haben in Deutschland neben den durchlaufenden Trägern vor allem die statisch bestimmten Auslegerträger Anwendung gefunden. Die bedeutendste Ausführung dieser Art ist die Donaubrücke Grossmehring, mit einer Mittelöffnung von 61,5 m und zwei Seitenöffnungen von 42 m.

Sehr gefördert wurde die Entwicklung durch die im Jahre 1930 erschienenen « Berechnungsgrundlagen für massive Brücken »; besonders hat sich die Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung des Betons und die dadurch bedingte Verminderung des Brücken-Eigengewichtes günstig ausgewirkt. Bei den bisherigen Ausführungen konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt werden, namentlich über die rationelle Querschnittsausbildung, die Anordnung der Bewehrung, die Lagerkonstruktionen und über den Betonierungsvorgang. Weitere Entwicklungsmöglichkeiten für grössere Eisenbetonbalkenbrücken sind von deutscher Seite bei dem Wettbewerb für die Dreirosenbrücke in Basel gezeigt worden. Bis zu welcher grössten Spannweite vollwandige Eisenbetonbalkenbrücken ausführbar sein werden, hängt vor allem von der zulässigen Betonbeanspruchung ab, sodass die Gütesteigerung des Betons und besonders auch die Erhöhung seiner Biegezugfestigkeit von erheblicher Bedeutung für die künftige Entwicklung dieser Brücken sein wird.

Résumé.

Si l'on étudie le développement des ponts à poutres en béton armé de grande portée en Allemagne (portées supérieures à 30 mètres), on constate ce

fait caractéristique qu'il ne porte que sur des ponts-routes, constitués uniquement par des poutres principales pleines situées, d'une manière générale, sous la chaussée. On ne signale que très peu de ponts du type dit à tablier inférieur, c'est-à-dire dont la chaussée est disposée à la hauteur des membrures inférieures des poutres principales.

Les formes des poutres principales, basées sur des considérations statiques, subissent l'influence de ce fait que les grands moments négatifs aux appuis donnent de bien plus grandes facilités de construction que des moments positifs importants dans la longueur de la portée. Par suite, les dispositifs à plusieurs travées constituent la réalisation qui convient le mieux pour les ponts à poutres en béton armé de grande portée. Les ponts ayant des ouvertures supérieures ou égales à 30 mètres nécessitent, par contre, des dispositions particulières et délicates (encastremements, encorbellements, portiques) qui sont destinés à compenser les moments positifs dans la longueur de la portée. Pour les ponts à plusieurs travées, on a employé en Allemagne, outre les poutres continues, principalement les dispositifs à encorbellements statiquement déterminés. L'exemple le plus saisissant de ce type de construction est le pont sur le Danube, à Grossmehring, pont qui comporte une travée centrale de 61,5 mètres et deux travées latérales de 42 mètres.

La publication, en 1930, des « Bases Fondamentales pour le calcul des Ponts à Structure Massive » a considérablement contribué à leur développement. Deux influences particulièrement favorables se sont exercées : l'augmentation du taux de contrainte admissible dans la compression du béton et la réduction, ainsi rendue possible, dans le poids propre des ponts. On a pu rassembler des données expérimentales précieuses dans les modèles qui ont été construits jusqu'à maintenant, particulièrement en ce qui concerne la disposition la plus rationnelle à adopter pour la section, pour la disposition des armatures, pour la construction des appuis et le processus du bétonnage. Les possibilités de développement ultérieur des ponts à poutres en béton armé, en ce qui concerne le point de vue allemand, ont été mises en évidence au moment du concours pour la construction du pont des Trois Roses (Dreirosenbrücke), à Bâle. Le nombre des ponts en béton armé à poutres pleines et à grande portée qui pourront être construits dans l'avenir dépend avant tout des efforts admissibles dans le béton, de sorte que l'amélioration des qualités du béton et plus particulièrement l'augmentation de sa résistance à la traction dans la zone tendue, sont de la plus haute importance pour le développement de ce type d'ouvrages.

Summary.

It is characteristic of the development of large reinforced concrete girder bridges in Germany (with spans of 30 m or over), that they are all road bridges, and all have plate main girders, which as a rule lie below the roadway. Only in a few cases have so-called « trough » bridges (open bridges) been constructed, in which the roadway is sunk between the two main girders. The static basic shape of the main girders is influenced by the fact that large negative bending moments at the supports are constructively much

easier to deal with than large positive bending moments in the bays. The real field of application for large reinforced concrete girder bridges is for bridges with several openings, whilst bridges with an opening of 30 m or more require special measures to be adopted (Fixing of the ends, cantilever system, frame action), in order to reduce the positive bending moments in the bays. In Germany, for bridges with several openings, besides continuous girders, the statically determinate cantilever girders have been adopted. The most important example of this is the Danube bridge at Grossmehring with a central opening of 61,5 m and two side openings of 42 m.

Development was furthered particularly by the appearance in 1930 of « Principles for the calculation of large bridges ». Especially the increase in the permissible compression stress in the concrete, and the consequent reduction in the actual weight of the bridges, had a favourable influence. Valuable experience was obtained in the work hitherto carried out, for example with regard to the best form of cross-section, the arrangement of the reinforcement, the design of the bearers and the method of concreting. Further possibilities in the development of large reinforced concrete girder bridges in Germany are shown in the competitive designs submitted for the Dreirosen bridge at Basle. The maximum possible span for reinforced concrete girder bridges depends above all on the permissible stress in the concrete, so that improvement in quality of the concrete, and especially an increase in its resistance to bending in the tensile zone, is of great importance for the future development of these bridges.

IV 3

PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN HONGRIE

BALKENBRÜCKEN IN UNGARN

GIRDER BRIDGES IN HUNGARY

M. GOMBOS,

Conseiller Ministériel, Budapest.

En Hongrie, on a commencé à construire des ponts en béton armé déjà vers 1880-1890. Un des ponts les plus importants de cette époque est celui du fleuve Nyitra près de Ersekújvár, construit par M. R. Wunsch en 1892.

La construction des ponts en béton armé s'est développée rapidement après l'Exposition Universelle de Paris, en 1900, dans la première décade de ce siècle. Les plans d'ouvrages en béton armé qui y étaient exposés et les méthodes

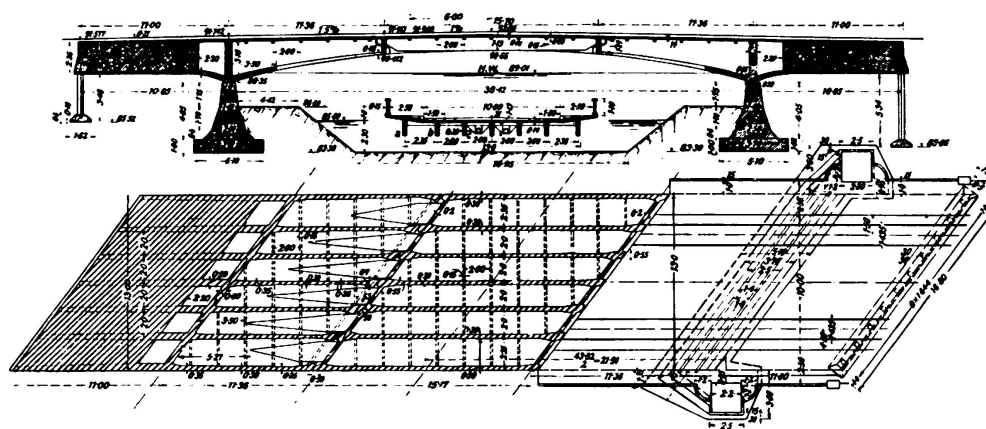


Fig. 1.

Plan d'ensemble du pont de la rue du Parc à Témessvár.

Uebersichtsplan der Parkgassenbrücke in Temesvár.

General Plan of the Park Street Bridge in Temesvár.

sûres de calcul élaborées à cette époque contribuaient grandement à stimuler sur la construction des ouvrages et surtout des ponts en béton armé. Parmi les nombreux ouvrages de cette époque, on compte beaucoup de ponts importants en béton armé, pour la plupart des ponts à poutres. On trouvera dans le tableau annexé l'énumération des ponts dont au moins une travée atteint la longueur de 30 m. Tous ces ponts sont des ponts-routes, les ponts de chemin de fer en béton armé n'ayant été construits jusque-là qu'avec des travées très réduites. Le tableau montre que dans la plupart des cas les ponts à poutres en

béton armé à grandes travées ont été érigés sur des canaux de navigation, qu'il fallait franchir au moyen d'une seule travée et avec une hauteur de construction réduite. Il en est résulté un type de ponts déterminé. Sauf deux exceptions, il s'agit de ponts avec poutres sur quatre appuis, ayant deux articulations dans

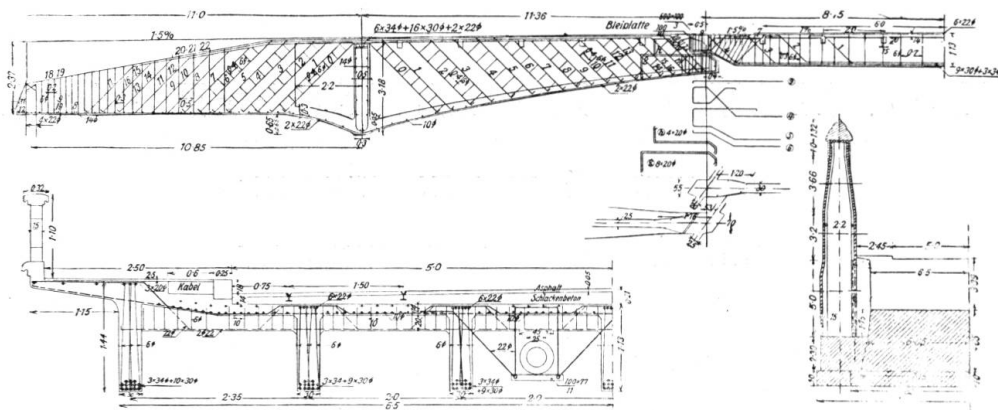


Fig. 2.

Détails de la construction du pont de la rue du Parc à Témessvár.

Konstruktionseinzelheiten der Parkgassenbrücke in Temesvár.

Structural Details of the Park Street Bridge in Temesvár.

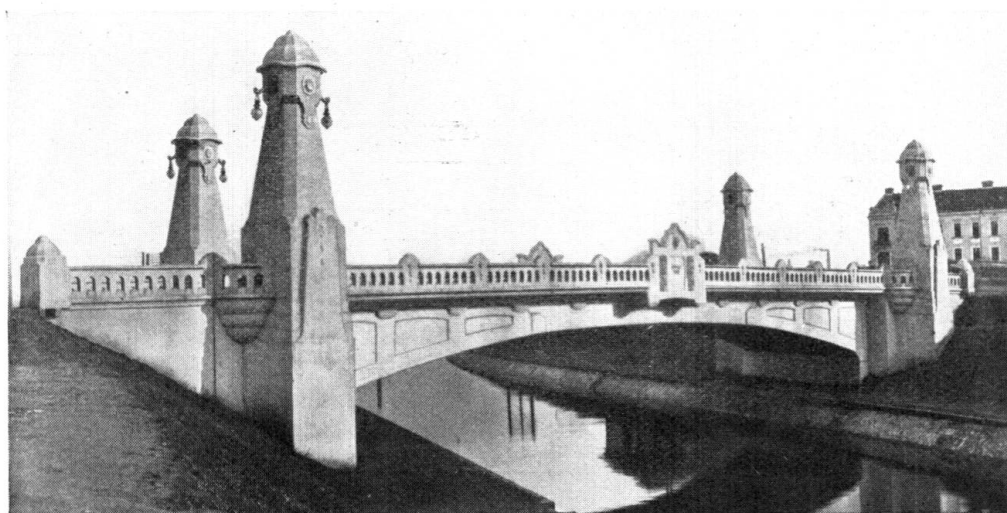


Fig. 3.

Vue totale du pont de la rue du Parc à Témessvár.

Gesamtansicht der Parkgassenbrücke in Temesvár.

View of the Park Street Bridge in Temesvár.

la travée du milieu. Les travées de rive comportent des contrepoids en béton et, dans la plupart des cas, elles sont cachées par des remblais.

Parmi ces ponts, il y a lieu de faire ressortir le pont de la rue du Parc à Temesvár, sur le canal Béga (fig. 1 à 3, n° 3, du tableau)¹.

Les poutres principales étant statiquement déterminées, les affaissements inégaux des appuis n'ont aucune influence dangereuse. L'axe du pont est en

1. Beton und Eisen, 1919, n° 15.

biais, formant un angle de 53° . La chaussée est supportée par un hourdis en béton armé de 14 cm. d'épaisseur. Étant donné que la distance des poutrelles transversales est de 2 m., le hourdis a été calculé comme dalle supportée reposant sur ses quatre bords.

Pour assurer la stabilité des porte-à-faux, on a dû aménager un contrepoids entre les nervures des travées secondaires. Celui-ci s'étend depuis les extrémités du pont jusqu'à une distance de 2.20 m. des piles.

La partie inférieure des nervures des consoles est renforcée par une dalle travaillant à la compression. Elle s'amincit vers les rotules.

Les autres détails sont indiqués sur figures. Le pont a été calculé pour les surcharges suivantes : tracteur à vapeur de 20 t. ou deux camions à 16.8 t

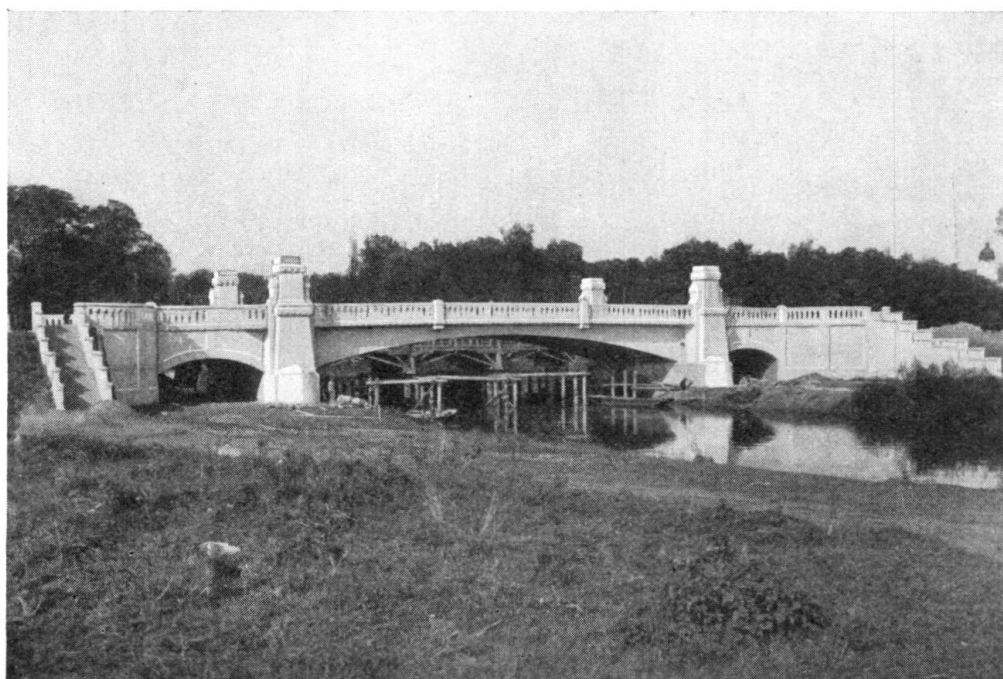


Fig. 4.
Pont de l'Évêque à Temesvár.
Bischofsbrücke in Temesvár.
Bishop Bridge in Temesvár.

ou 450 kg/m^2 de charges réparties (foule). A l'occasion des épreuves de charge exécutées du 11 au 13 mai 1909, on a observé les déformations suivantes.

	Déformations verticales	
	élastiques	permanentes
	en mm.	
Poutre suspendue	2,1 à 3,4	0,2 à 0,6
Extrémité à droite de la console.	3,5 à 4,9	0,0 à 0,2
Extrémité à gauche de la console.	4,3 à 3,1	0,0 à 0,2

L'aspect extérieur architectural du pont a été dessiné avec soin, l'impression esthétique est bonne.

Le pont a été construit par les soins de la ville de Temesvár, les projets ont été élaborés par le professeur Dr. Mihailich de Budapest, l'entreprise a été confiée à la maison A. G. Melocco, à Budapest.

Le même type de construction a été adopté au pont de l'Évêque et pour le pont Hunyadi, sur le canal Béga, à Temesvár (fig. 4 et 5); le dernier, comme on le voit, n'est pas encore terminé actuellement et ne possède aucun motif architectural.



Fig. 5.

Pont Hunyadi à Témessvár.
Hunyadi-Brücke in Temesvár.
Hunyadi Bridge in Temesvár.

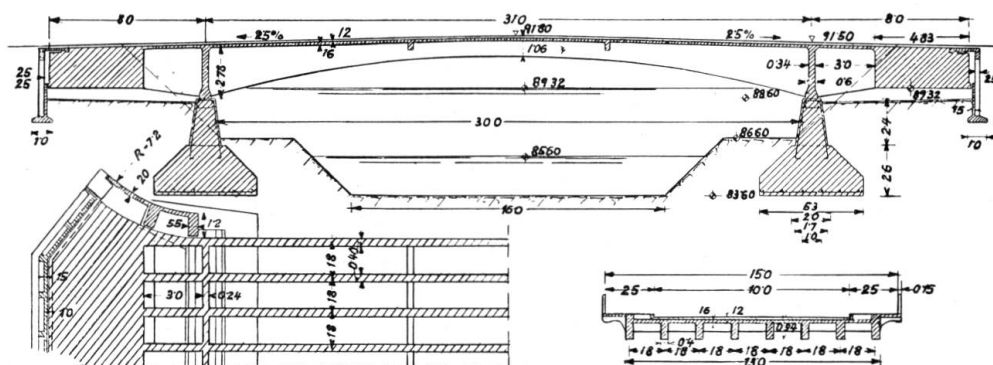


Fig. 6.

Plan d'ensemble du pont de la place du Moulin à Témessvár.
Uebersichtsplan der Mühleplatzbrücke in Temesvár.
General Plan of the Mill Square Bridge in Temesvár.

La disposition des autres ponts suit le même principe, il n'y a que quelques petites différences dans les dimensions, l'exécution et la constitution des contrepoids.

Le pont de la place Moulin et celui du Marché au Foin à Temesvár, tous deux sur le canal Béga (nos 1 et 2 du tableau), comportant des poutres à deux appuis avec encorbellements.

Les encorbellements supportent les contrepoids. Ces contrepoids, aménagés à l'extrémité de l'encorbellement, n'ont aucun autre appui et, étant donné ses mouvements élastiques, ils sont entourés d'une caisse fermée en béton armé. Pour atténuer l'influence dynamique des véhicules, le raccordement du pont à

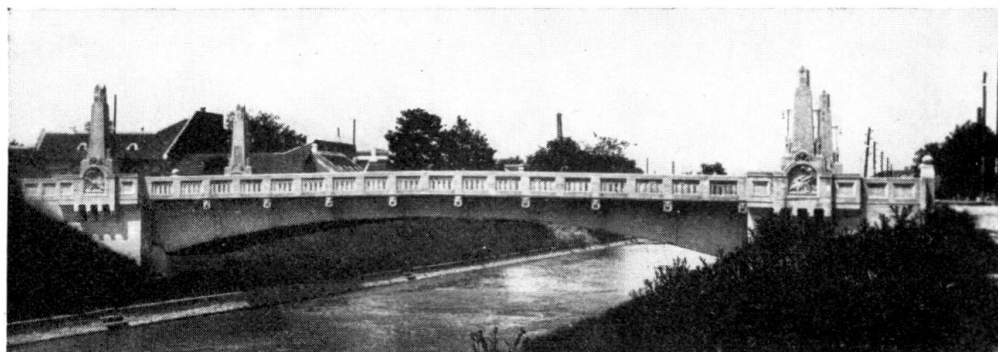


Fig. 7.
Pont de la place du Moulin à Témessvár.
Mühlplatzbrücke in Temesvár.
Mill Square Bridge in Temesvár.

la chaussée consiste en une dalle de béton armé de 14 cm. d'épaisseur dont l'autre extrémité repose sur une poutrelle en béton armé. La figure 6 indique la disposition générale. Les figures 7 et 8 représentent les ponts de la place du

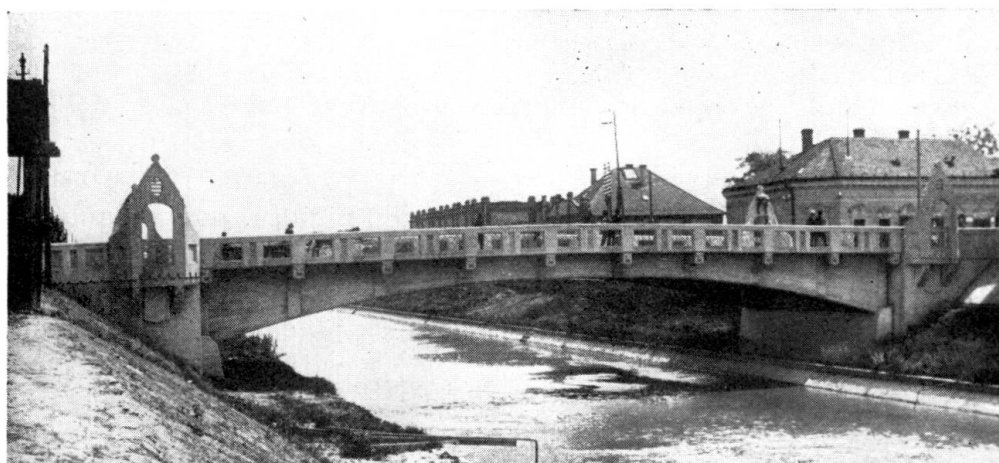


Fig. 8.
Pont du Marché au Foin à Témessvár.
Heuplatzbrücke in Temesvár.
Hay Market Square Bridge in Temesvár.

Moulin, et celui du Marché au Foin¹. L'aspect esthétique de ce pont est également favorable et son extérieur a des ressemblances avec celui que nous avons décrit en premier lieu.

Ces deux ponts ont été conçus par le professeur A. Kovács-Sebestyén, à

1. Handbuch für Eisenbetonbau, Tome VI, p. 213, édition 1931.

Budapest, et les travaux ont été exécutés par l'Entreprise Hongroise d'Ouvrages en Béton et en Béton Armé G. A. Wayss et Cie, à Budapest.

Le grand nombre des ponts en encorbellement prouve que cette disposition

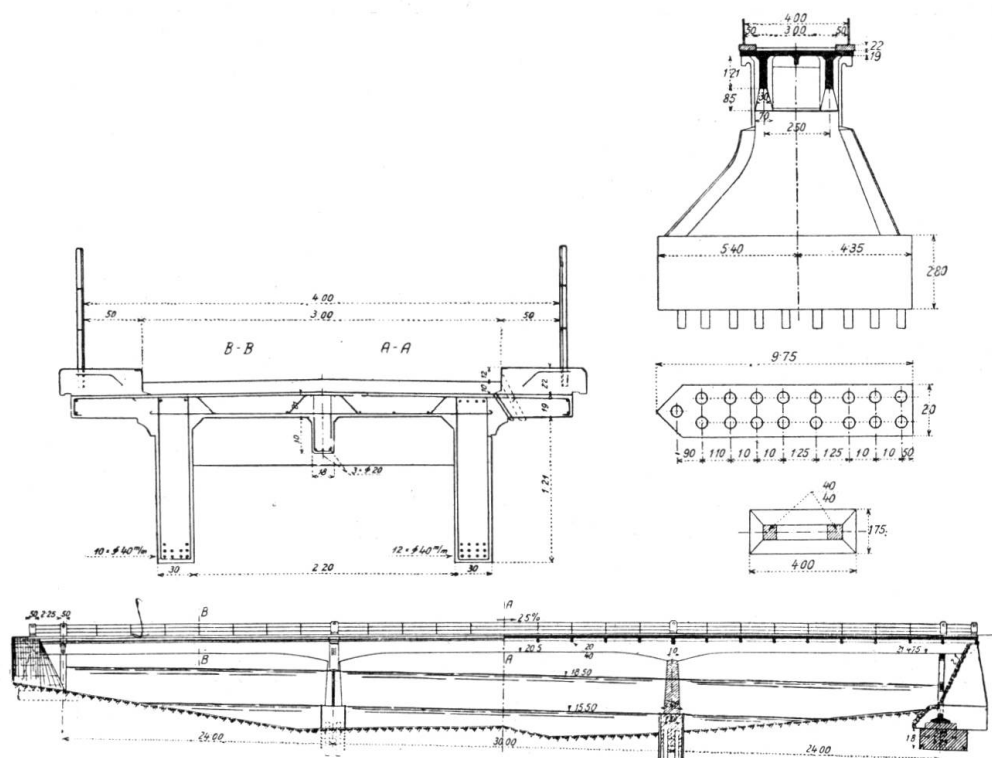


Fig. 9.

Plan d'ensemble et détails de construction du pont sur le Garam à Kéménd.
 Uebersichtsplan und Konstruktionseinzelheiten der Granbrücke bei Kéménd.
 General Plan and Structural Details of the Garam River Bridge in Kéménd.

peut être très bien employée dans les cas où il est nécessaire de franchir de grandes portées avec une hauteur de construction réduite, pourvu que l'on dispose d'une hauteur de construction suffisante au-dessus des appuis, ce qui est, en

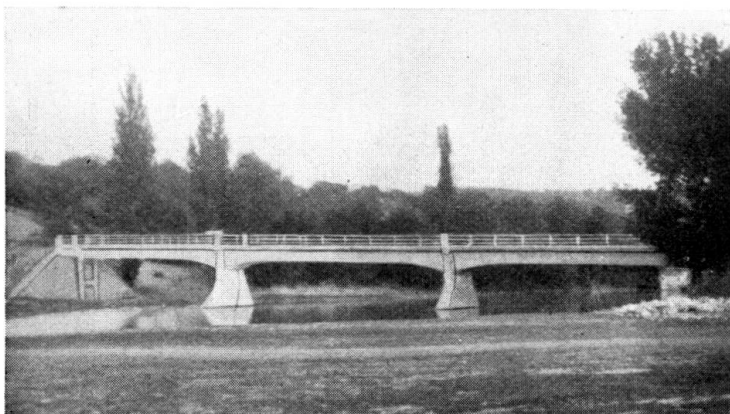


Fig. 10.

Pont sur le Garam à Kéménd.
 Granbrücke bei Kéménd.
 Garam River Bridge in Kéménd.

général, le cas pour les canaux de navigation. Les articulations doivent être étudiées avec grand soin. Le fait qu'on n'a observé aucune fissure, ou autres indices dangereux aux environs des articulations, prouve que l'on a résolu le problème d'une manière tout à fait satisfaisante. Les déformations permanentes observées lors des essais de chargement étaient inférieures à 5 mm. Les déformations dues aux sur-

charges habituelles du trafic sont donc insignifiantes et cela confirme aussi l'utilité pratique de ponts de ce genre.

Les autres ponts à grandes portées comportent des poutres continues, parfois

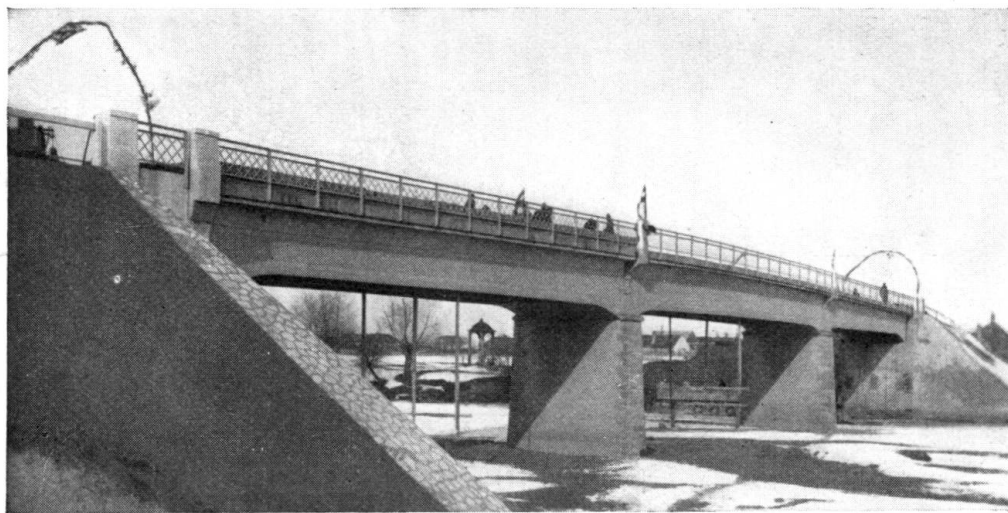


Fig. 11.

Pont sur le Sajó à Sajólád avant la réfection des appuis.

Sajóbrücke bei Sajólád vor dem Umbau der Lager.

« Sajó » River Bridge in Sajólád before the Reconstruction of the Bearings.

pourvues de rotules. Parmi ces derniers, nous citerons le pont sur le Garam, près de Kéménd (fig. 9 et 10). Les piles étroites (4 m.) sont pourvues de brise-glaces à grande inclinaison, ce qui assure leur stabilité latérale par suite de l'augmentation de la largeur de base. Il est d'un certain intérêt qu'on a employé des appuis au lieu des massifs des culées. Les extrémités des poutres principales ne reposent pas sur des culées massives, mais sur des piles en béton armé et se prolongent jusqu'à l'intérieur des remblais.

Le raccord est constitué par un mur en maçonnerie sèche avec talus de 2 : 1. De cette façon, les coûteux massifs de culée ont pu être éliminés. Ce pont a été exécuté par l'Entreprise Hongroise d'Ouvrages en Béton et Béton Armé, Wayss et Cie, à Budapest, d'après les plans du professeur A. Kovács-Sebestyén, à Budapest.

Le pont sur le Sajó, près de Sajólád, représenté par les figures 11, 12 et 13 (voir n° 18 du tableau), a été construit en 1912.

Pour permettre la dilatation, on avait conçu des appuis « mobiles » à l'aide de deux tôles plates, larges de 0,85 m. Cet arrangement s'est montré inefficace, les efforts horizontaux assez importants qui se présentaient, par suite du frottement, ayant causé des



Fig. 12.

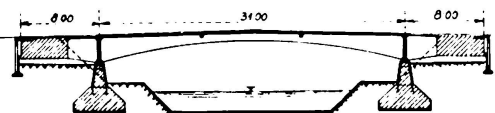
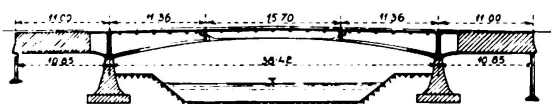
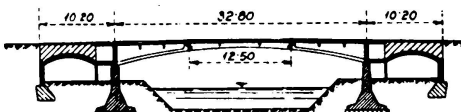
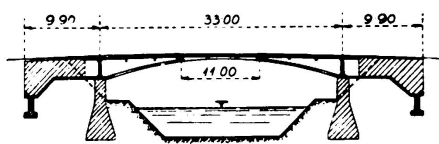
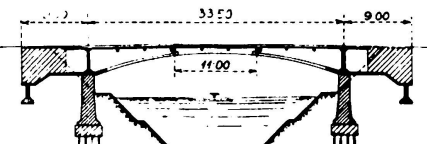
Fissure dans l'une des culées du pont sur le Sajó à Sajólád.

Abgerissene Endwiderlager der Sajóbrücke bei Sajólád.

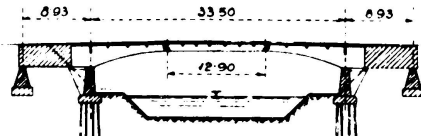
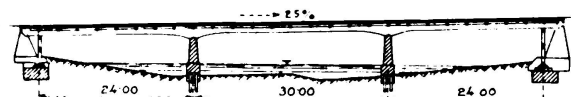
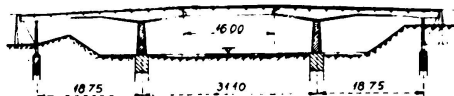
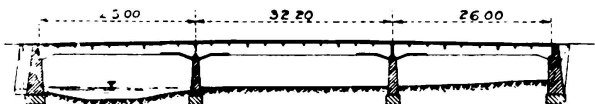
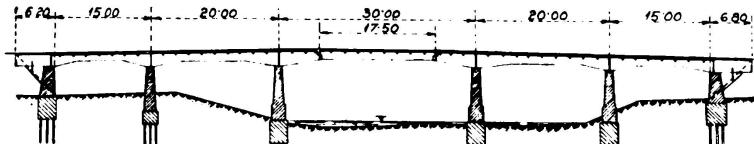
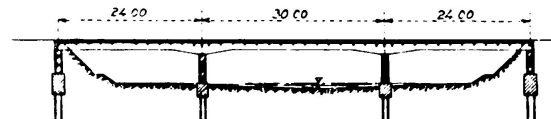
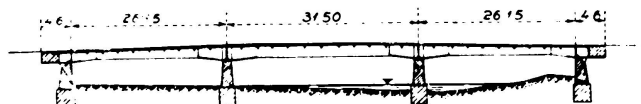
Cracked Abutment of the « Sajó » — River Bridge in « Sajólád ».

Tableau des ponts à poutres en béton armé de grandes dimensions, construits en Hongrie.

424

N°	Dénomination de l'ouvrage et année de la construction	Construction et croquis du pont	Largeur du pont m.	Projeté par
1	Pont sur le canal de la Béga à Temesvár (Place du Moulin), 1908.	Poutre avec encorbellements et contrepoids. 	15.00	M. A. Kovács-Sebestyén, Ingénieur, Professeur à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
2	Pont sur le canal de la Béga à Temesvár (Marché au Foin), 1908.			
3	Pont sur le canal de la Béga à Temesvár (Place du Parc) ¹ , 1908.	Poutre en porte-à-faux sur 4 appuis, butées et contrepoids cachés, axe en biais de 53°. 	15.00	Dr. Gy. Mihailich, Ingénieur, Professeur à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
4	Pont « de l'Évêque » sur le canal de la Béga à Temesvár, 1913.	Poutre en porte-à-faux sur 4 appuis, travées de rive et contrepoids partiellement cachés. 	15.00	M. Ch. Lád, Ingénieur à Temesvár.
5	Pont « Hunyadi » sur le canal de la Béga à Temesvár, 1913.	Comme le pont n° 4, mais axe en biais (60° 24' 30") avec différences insignifiantes dans quelques dimensions.	15.00	Comme ci-dessus.
6	Pont sur le canal de la Béga près de Begaszentgyörgy, 1913-1914.	Poutre en porte-à-faux sur 4 appuis, travées de rive et contrepoids cachés. 	6.00	Dr. Sz. de Zielinsky, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
7	Pont sur le canal de la Béga près de Tarnok, 1913-1914.			
8	Pont sur le canal de la Béga près de Felsőittebe, 1913-1914.			
9	Pont sur le canal de la Béga près de Magyarittebe, 1913-1914.			
10	Pont sur le canal de la Béga près d'Otelek, 1913-1914.	Poutre en encorbellement sur 4 appuis, travées de rive et contrepoids cachés. 	6.00	Dr. Sz. de Zielinsky, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
11	Pont sur le canal d'industrie près de Györ, 1918-1919.			

M. Gombos

13	Pont sur le canal Sió, près de Mezőkomárom, 1923-1924.				
14	Pont sur le canal Sió près d'Ozora, 1923-1924.				
15	Pont sur le canal Sió près Pálfa, 1923-1924.				
16	Pont sur le Garam près de Kéménd, 1908-1909.	Poutre continue à trois travées.		4.00	M. A. de Kovács-Sebestyén, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
17	Pont sur le Sebeskörös près de Berekböszörmény, 1911-1912.	Poutre en encorbellements à trois travées.		4.50	Dr. Gy. Mihailich, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
18	Pont sur le Sajó près de Sajólád, 1912.	Poutre continue à trois travées.		6.00	Dr. Sz. de Zielinsky, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
19	Pont sur le Feketekörös près de Tamáshida, 1912-1913.	Poutre continue à 5 travées et articulations dans la travée du milieu.		3.50	Dr. Gy. Mihailich, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.
20	Pont sur le Vág près de Galgóc, 1913.	Poutre continue à trois travées, axe en biais de 60°.		6.00	M. A. de Kovács-Sebestyén, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences de Budapest.
21	Pont sur le Kisucza près de Budatin, 1913-1914.	Poutre continue à trois travées.		6.00	Dr. Sz. de Zielinsky, Ingénieur, Prof. à l'Université des Sciences Techniques de Budapest.

Ponts à travées rectilignes en Hongrie

1. Voir « Beton und Eisen », 1919, n° 15.

Par suite du traité de paix furent annexés à la Yougoslavie, Tchécoslovaquie ou à la Roumanie les ponts n° 1 à 10, 16, 17 et 19 à 21.

fissures à l'un des appuis (fig. 12). De ce fait, cette partie de la construction a dû être refaite. La modification en a été exécutée en 1928 d'après les projets de Service des Ponts et Chaussées du Ministère Royal hongrois du Commerce, sans que la circulation sur le pont ait été interrompue. Elle a été exécutée de la manière suivante :



Fig. 13.

Appui à rouleau du pont sur le Sajó à Sajólád après la réfection des culées.

Rollenlager der Sajóbrücke bei Sajólád nach dem Umbau.

Bearing of the « Sajó » — River Bridge in « Sajólád » after Reconstruction.

A proximité des deux culées, la superstructure a été soulevée dans une faible mesure. La partie supérieure du massif de la culée a été enlevée jusqu'à une certaine hauteur et sur chaque appui, on a aménagé une couche de béton armé de 60 cm. de hauteur. Ensuite on a posé un support à rouleaux en acier de 20 cm. de diamètre sous chaque poutre principale. L'ancien massif en béton a été remplacé par une dalle en béton armé. La fig. 13 représente l'appui après la modification.

Les expériences obtenues par ce pont de 83 m. de longueur prouvent que l'emploi des appuis plats aménagés sous les extrémités des poutres principales — comme il était d'usage de le faire jusqu'ici — n'est pas suffisant pour les grands ponts. Il est nécessaire d'employer des dispositifs appropriés qui permettent les mouvements longitudinaux. Pour les nouvelles constructions de ponts de grandes dimensions, on a toujours tenu compte de ce fait.

Étant donné que, par suite du traité de paix, la Hongrie a perdu les régions qui l'approvisionnaient en bois, une grande pénurie de bois se fit sentir après la guerre. Cette circonstance a aussi contribué au remplacement, en Hongrie, des anciens ponts de bois par des ponts en béton armé, d'autant plus que les matériaux nécessaires pour la construction en béton armé se trouvent en Hongrie en quantité suffisante et sont d'excellente qualité. On peut observer, durant la dernière décade, une activité continue et couronnée de succès dans ce domaine, et on pourrait citer de nombreux grands ponts à poutres en béton armé, entre autres le pont la Tisza. Ce pont a une longueur totale de 283 m. 50. Il est le plus long pont en béton armé de Hongrie. Les plus grandes travées de ces derniers ponts en béton armé varient entre 25 et 29 m. Ces ponts sortent donc du cadre de cette étude.

Résumé.

La Hongrie possède un grand nombre de ponts à poutre en béton armé, dont la portée dépasse 30 m. Une quinzaine d'entre eux traverse des canaux de navigation. La portée maximum est de 38,4 m. Ces ponts sont en général des ponts en porte-à-faux sur quatre appuis. Leur stabilité est assurée à l'aide de contrepoids aménagés dans les travées d'extrémité. D'autres ponts sont des poutres entièrement continues ou bien continues dans les travées latérales et avec une poutre suspendue dans la travée principale.

L'auteur mentionne des détails intéressants, ainsi que la modification d'un dispositif de dilatation.

Zusammenfassung.

Ungarn besitzt eine grössere Anzahl von Eisenbeton-Balkenbrücken, deren Spannweite 30 m überschreitet. Fünfzehn dieser Brücken kreuzen Schiffahrtskanäle. Die grösste Spannweite beträgt 38,4 m.

Diese für grosse Spannweiten gebauten Brücken sind im Allgemeinen als Träger auf vier Stützen, mit eingehängtem Träger in der Mittelöffnung und Gegengewichten in den Seitenöffnungen ausgebildet. Daneben kommen durchlaufende Träger über mehreren Stützen, in einzelnen Fällen mit eingehängtem Träger in der Mittelöffnung, vor. Besprochen wird unter anderem der Entwurf einiger Brücken, sowie der Umbau einer Dilatationsvorrichtung.

Summary.

The present paper considers only reinforced concrete plate girder bridges built in Hungary, whose greatest span exceeds 30 m. Fifteen of them cross ship canals; the largest has a span of 38,4 m. These bridges are in general designed as cantilever bridges on four supports, a suspended girder in the large middle opening and counterweights in the side openings. The main girders on many bridges are continuous beams, some of them have suspended girders in the middle opening.

Detailed description is given of the design of some bridges and of the conversion of an expansion device.

Leere Seite
Blank page
Page vide