

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

Band: 2 (1936)

Artikel: Influence de la stabilité des âmes sur la disposition des ponts à âme
pleine

Autor: Schleicher, F.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2988>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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

VII a 8

Influence de la stabilité des âmes sur la disposition
des ponts à âme pleine.

Einfluß der Stabilität der Stegbleche auf die
Gestaltung vollwandiger Balkenbrücken.

The Stability of Web Plates and its Influence on the Designing
of Plate Girder Bridges.

Dr. Ing. F. Schleicher,

Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

On sait quelle est l'évolution actuelle de la question des ponts à poutres pleines. *Karner* a publié, en 1932, une étude d'ensemble sur les plus remarquables de ces ouvrages¹. D'autre part, les principes essentiels concernant l'application pratique du calcul de la stabilité ont été exposés par l'auteur².

L'expérience acquise au cours de la construction de ponts à poutres pleines de faible et de moyenne importance, dans les débuts, s'est montrée insuffisante lorsque l'on a envisagé la construction d'ouvrages plus modernes et de plus en plus importants; les épaisseurs des tôles d'âme n'ont pas suivi les hauteurs de ces poutres, mais sont restées au contraire presque sans varier. En outre, il faut actuellement faire intervenir les valeurs plus élevées des contraintes admissibles dans les aciers de construction modernes.

La similitude élastique impliquerait évidemment un accroissement uniforme de toutes les dimensions des ouvrages. Comme cependant les épaisseurs des âmes, dans les nouveaux ponts, ont été loin de subir les mêmes évolutions que les hauteurs des poutres, on ne peut obtenir une sécurité suffisante contre le flambage de ces âmes qu'en prenant des dispositions particulières pour augmenter leur stabilité.

Il est certain que la capacité portante des ponts à poutres pleines n'est pas encore limitée par la considération des risques de flambage dans certains panneaux d'âme. Il existe encore un écart important entre la charge de flambage et la capacité portante, particulièrement en ce qui concerne le flambage dans le domaine élastique. Toutefois, dans le domaine inélastique, on ne dispose souvent plus d'une marge très importante. Il en résulte le risque que les déformations importantes qui se manifestent à la limite d'écoulement de l'acier de construction

¹ *Karner*: «La poutre à âme pleine dans la construction des ponts métalliques de grande portée», Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Vol. 1, 1932, page 297.

² *Schleicher*: „Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke — Übersicht und Ausblick“, Bauingenieur, 15, 1934, page 505.

ne conduisent à la rupture, ou tout au moins ne mettent le système porteur hors service, par suite de l'importance des fléchissements permanents.

Il n'est pas facile de limiter à de faibles valeurs les phénomènes de voile qui se manifestent sur les âmes. Or un voile trop prononcé ne serait pas sans provoquer l'inquiétude chez les usagers du pont, même si le système porteur ne courait de ce fait aucun risque particulier. Les modifications qui se produisent dans le système des efforts par suite des phénomènes de flambage sont difficiles à interpréter par le calcul; elles peuvent néanmoins donner lieu assez facilement à des surcharges locales et à des dommages importants. Jusqu'à maintenant, à ma connaissance, en matière de construction de ponts, on n'a pas tenu compte de ce que les âmes n'étaient pas étudiées en vue de la sécurité au flambage et que les montants n'étaient pas calculés pour jouer le rôle de barres de compression vis-à-vis des efforts tranchants.

Or dans ce domaine, la seule conception effectivement possible est que les âmes des systèmes porteurs à poutres pleines doivent être renforcées de manière à éviter entièrement tout phénomène de flambage. Cette conception présente l'avantage qu'elle permet d'obtenir une répartition des efforts qui présente, pour toutes les valeurs des charges, une bonne concordance avec le régime calculé. Et c'est ainsi que se trouve défini le but des recherches concernant la stabilité: renforcer les différents panneaux de l'âme, entre les poutres transversales, par des montants intermédiaires, ou par des éléments de renforcement longitudinaux, ou bien par les deux dispositions ci-dessus adoptées simultanément, ou même par des éléments de renforcement disposés obliquement, de telle sorte que sous toutes les charges qui peuvent se présenter, la tôle reste bien plane et ne subisse aucun voile. On peut, ce faisant, admettre pour les régimes de charge les plus défavorables un degré relativement faible de la sécurité effective au flambage.

La forme des grands ponts à poutres pleines dépend dans une très large mesure des contraintes de flambage. Il n'est pas exagéré d'affirmer que leur bonne conception est avant tout une question d'étude de la stabilité³. Les difficultés qui se présentent ont pu être résolues de manières très diverses. On trouvera dans ce qui suit des indications de détail sur quelques conceptions concernant l'interprétation de la sécurité au flambage; il est toutefois nécessaire que ces dispositions conduisent à des formes satisfaisantes du point de vue esthétique. Pour éviter toute interprétation inexacte, il importe d'attirer l'attention d'une manière toute particulière sur le fait que ces indications ne constituent pas une tentative en vue d'apporter une solution définitive à tous les cas considérés. Nous nous proposons seulement de faire porter plus particulièrement l'attention sur certains points qui ne sont pas toujours suffisamment pris en considération.

Les observations qui suivent se rapportent exclusivement à la stabilité des différents panneaux des âmes. On supposera que les renforcements existants suffisent à maintenir les lignes de noeuds⁴ dans leurs positions propres, dans les surfaces voilées.

³ Schleicher: „Fünfzehn Jahre deutscher Stahlbrückenbau.“ Bauingenieur, 16, 1935, page 171. Comparer à ce sujet les figures 2 et 5.

⁴ Pour de plus amples détails sur ces lignes de noeuds, voir le rapport de E. Chwalla (thème Va) [Réd.].

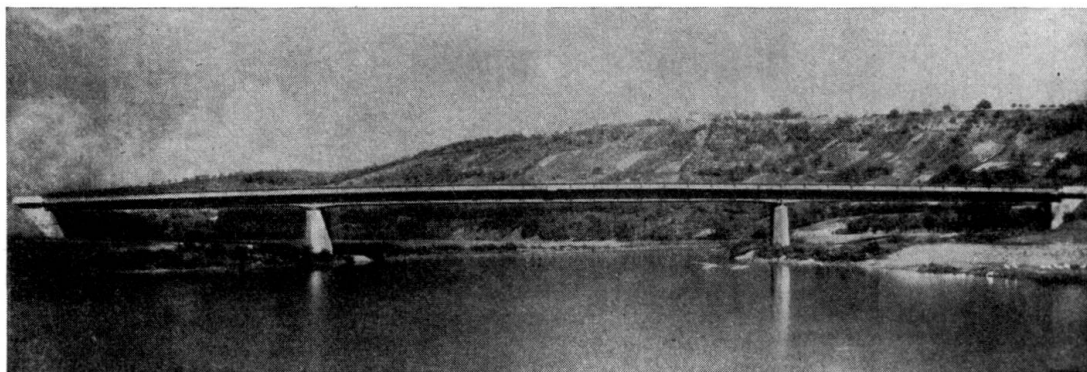


Fig. 1.

Pont sur le Neckar à Obrigheim-Diedesheim (travée centrale de 90 m de portée, 1936)

Dans les ponts à poutres à âmes pleines représentés sur les figures 1 et 2, aucun renforcement des âmes n'est visible en dehors des montants prévus à l'endroit des poutres transversales. Les panneaux d'âme sont sensiblement carrés

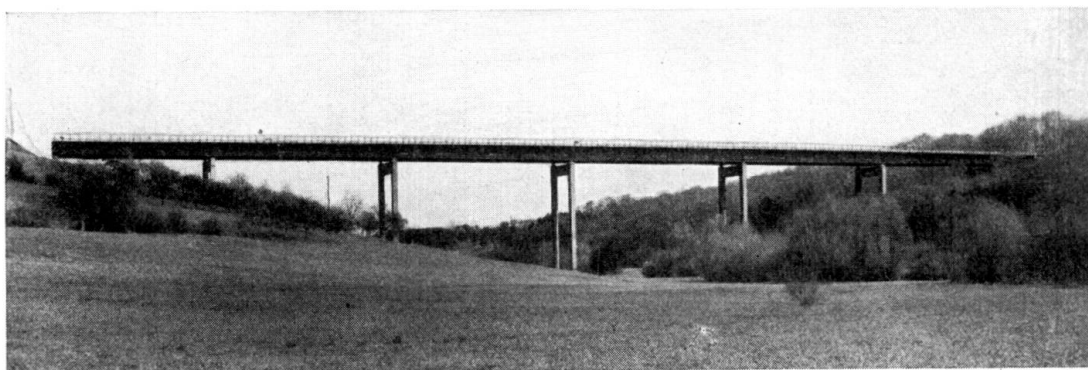


Fig. 2.

Viaduc de Sulzbach à Denkendorf (portée maximum 63,8 m, 1936).

ou légèrement allongés suivant la dimension longitudinale; les passerelles en porte-à-faux jouent un rôle principal dans l'aspect des ouvrages.

La figure 3 constitue un exemple de la conception souvent adoptée pour les poutres soudées, avec montants à intervalles resserrés et panneaux d'âme en



Fig. 3.

Pont pour autostrade sur le canal Hohenzollern à Finowfurt.

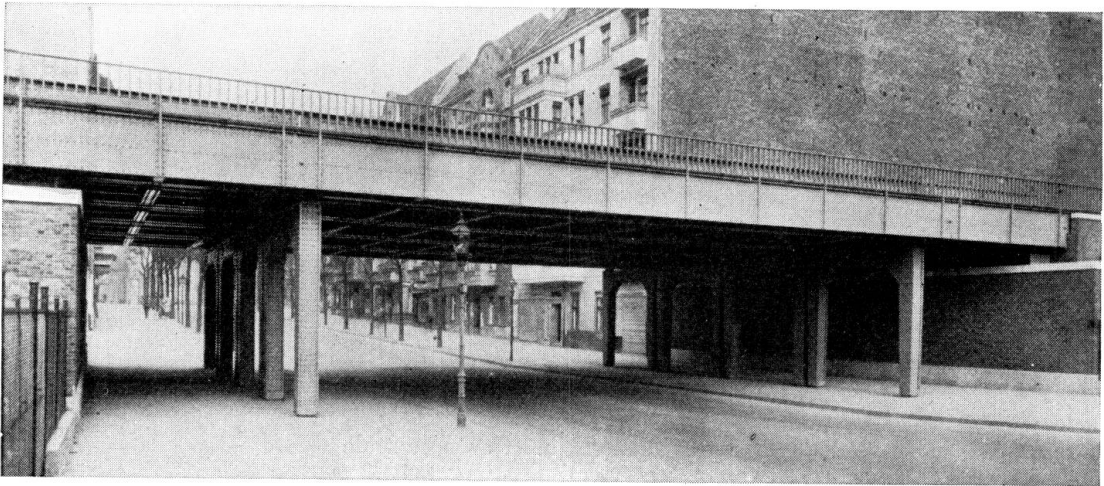


Fig. 4.
Passage inférieur sur la Schlüter-Straße à Berlin.

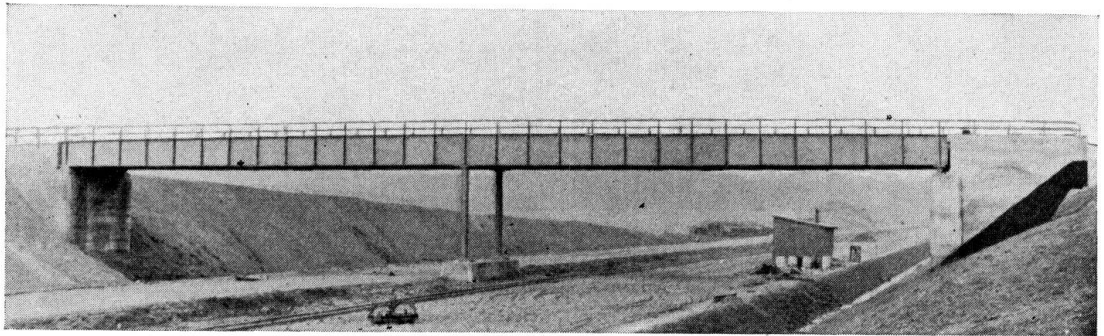


Fig. 5.
Passage supérieur sur autostrade.

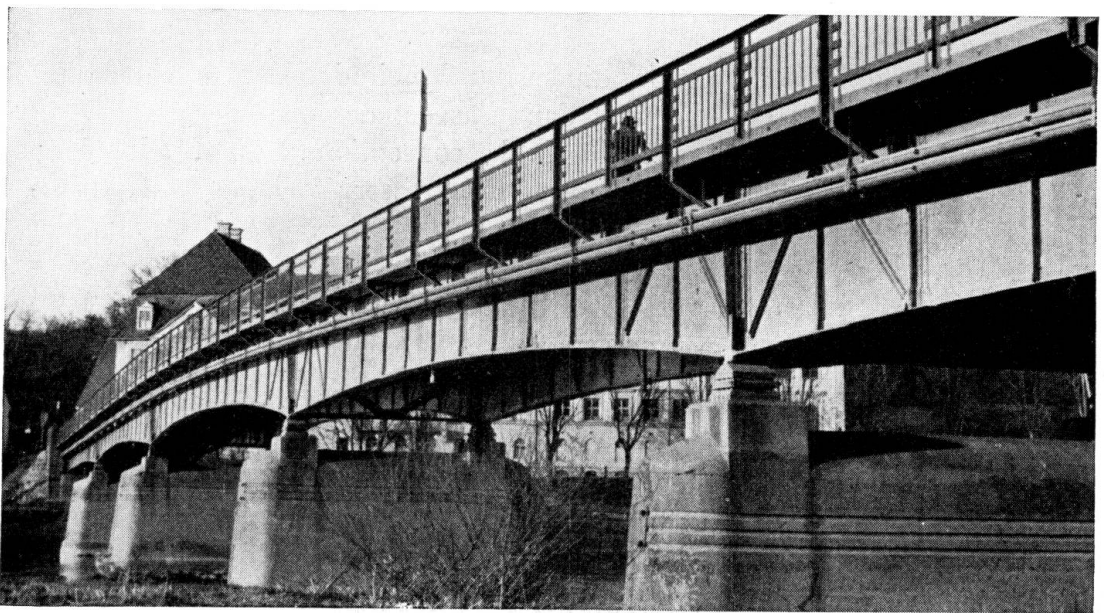


Fig. 6.
Pont-route sur le Danube à Donauwörth (portée maximum 32 m, 1876).

hauteur. La figure 4 représente un passage inférieur de route; l'âme est divisée en panneaux en longueur. Dans le passage supérieur de la figure 5, il est visible que la fractionnement en éléments carrés des surfaces lisses de tôle et l'absence de tout porte-à-faux contribuent à donner à l'ensemble de l'ouvrage un aspect moins heureux que celui des ouvrages des figures 1 à 4.

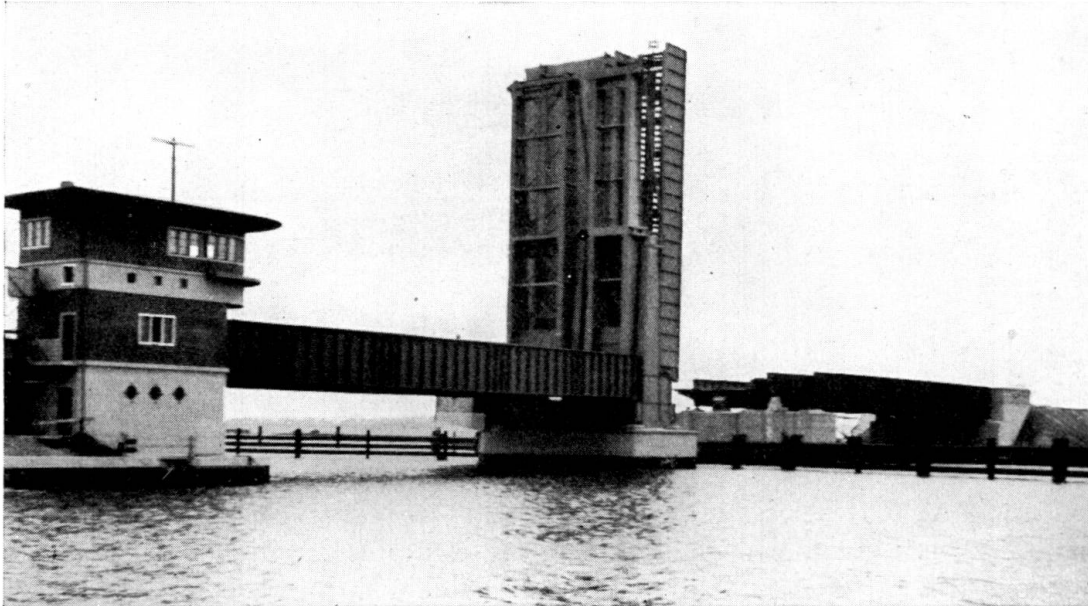


Fig. 7.

Pont «Ziegelgraben» le long de la Digue de Rügen.

Dans les figures 3 à 5, l'aspect extérieur des poutres est régulier; les intervalles entre éléments de renforcement sont partout égaux. Cette régularité ne se retrouve pas d'une manière systématique dans les exemples qui suivent. Les éléments disposés en diagonale qui ont été employés très fréquemment jusqu'à



Fig. 8.

Pont d'Insterburg (cadres à deux articulations, 1934).

maintenant (fig. 6) contreviennent largement à la régularité de l'aspect des ouvrages. En ce qui concerne leur comportement effectif, nous devons faire les remarques suivantes. D'après les calculs de mon collaborateur Burchard, et en supposant qu'au cours des phénomènes de flambage, l'élément raidisseur

est susceptible de maintenir une ligne de noeuds sur la diagonale elle-même, la contrainte critique de cisaillement d'un panneau de forme carrée avec éléments diagonaux peut être poussée à 9 fois la valeur de la contrainte qui correspond à un panneau ne comportant pas ce renforcement lorsque ce renforcement est disposé suivant la direction de la compression, tandis que l'effet produit ne corre-

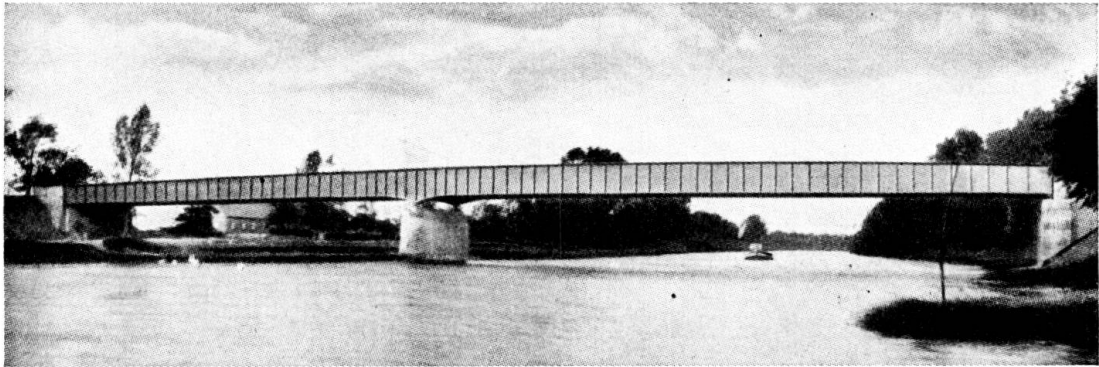


Fig. 9.

Pont sur L'Ems à Steinbild (portée 57,4 m, 1935)

spond qu'à 1, 6 fois lorsque le renforcement est réalisé dans la direction de la traction. Dans l'exemple de la figure 6, les contraintes critiques de cisaillement sont donc très différentes d'un panneau de l'âme à un autre.

Dans certains cas, les irrégularités dans les intervalles entre les éléments de renforcement produisent un effet très fâcheux. Dans le pont-rail de la figure 7,

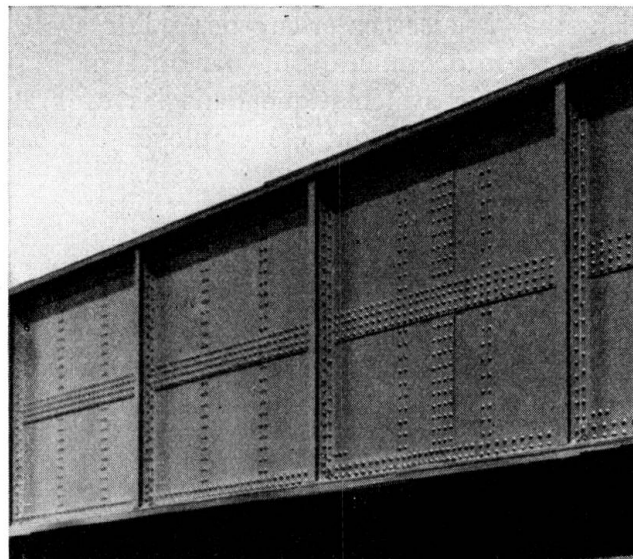


Fig. 10.

Pont pour autostrade à la gare de Friedrichsfeld (Bade); (travée centrale 61,6 m; 1935).

les intervalles resserrés des montants au voisinage des joints soudés des âmes produisent un effet fâcheux qui est encore visible à une grande distance. L'évolution actuelle de la construction soudée permet d'éviter aujourd'hui ces défauts de régularité.

Des montants intermédiaires sont encore prévus dans les panneaux d'âme extérieurs, dans le cas des cadres à deux articulations de la figure 8. Cet effet d'alternance entre éléments de panneaux horizontaux et verticaux devrait de préférence être évité dans la plupart des cas. Dans le pont-route soudé continu sur deux travées que représente la figure 9, il y a resserrement des montants au voisinage de la pile médiane. Une telle disposition irrégulière pourrait être évitée, quoique l'effet qu'elle produit n'apparaisse que faiblement sur cette figure.

L'opportunité de la disposition horizontale ou verticale des grandes dimensions des panneaux rectangulaires doit être déterminée d'un cas à l'autre. On trouvera dans le tableau ci-après une comparaison très poussée entre les deux dispositions, établie du point de vue de la sécurité au flambage. Dans tous les cas,

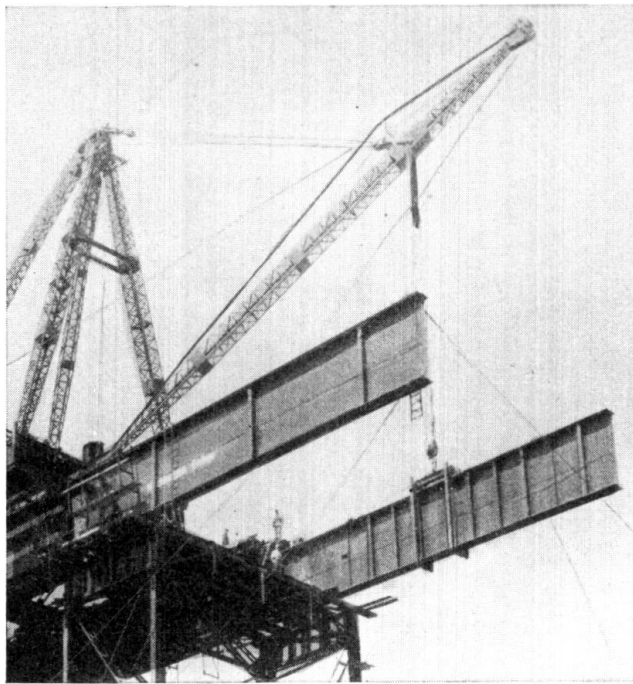


Fig. 11.

Montage du viaduc de Sulzbach à Denkendorf (voir fig. 2).

il faudrait s'efforcer, à mon avis, de maintenir la régularité de l'aspect extérieur; pour ce faire, dans les différents panneaux de l'âme et par exemple sur les appuis intermédiaires des poutres continues ou dans les panneaux d'extrémité des poutres simples, les renforcements additionnels nécessaires devraient être prévus sous forme de bandes longitudinales ou bien sous forme de montants intermédiaires, disposés seulement du côté intérieur de l'âme.

On ne voit, sur la figure 10, que les puissants éléments de renforcement correspondant aux poutres principales. Toutefois, il existe encore deux montants intermédiaires intérieurs dont la présence est révélée par les doubles rangées de rivets. La figure 11 représente une disposition de renforcement semblable. Il s'agit ici de l'ouvrage qui fait l'objet de la figure 2. Sur la poutre antérieure, on ne voit que les grands panneaux d'âme situés entre les montants principaux qui correspondent aux poutres transversales; sur la poutre postérieure, on distingue également les montants intermédiaires complémentaires.

La division des grandes surfaces par une bande longitudinale extérieure sur le joint d'âme moyen peut relever d'une manière très heureuse l'aspect d'un ouvrage, particulièrement lorsqu'il s'agit de poutres de grande hauteur.

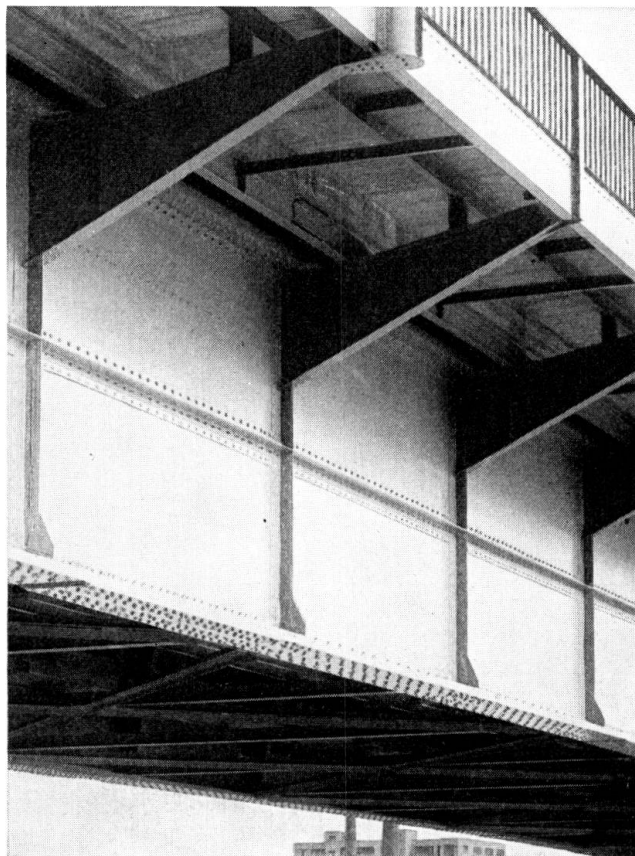


Fig. 12.

Pont des Trois Roses à Bâle (travée centrale 105 m, 1934).

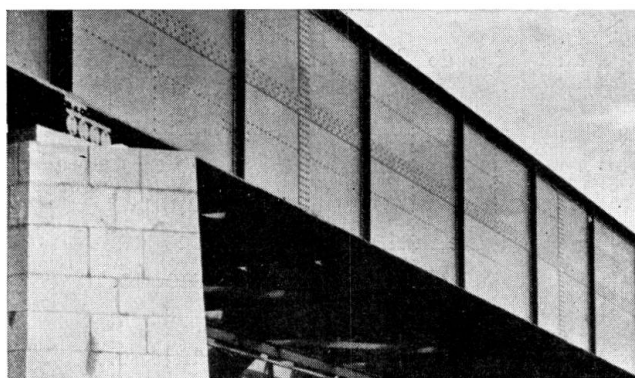


Fig. 13.

Pont pour autostrade sur le Main à Francfort—Griesheim
(portée maximum 70 m, 1934).

Sur l'ouvrage de la figure 12, a été prévu, outre la nervure longitudinale médiane, un renforcement extérieur longitudinal sur la zone comprimée; il n'y a pas de montants intermédiaires. Sur la figure 13, outre les montants ici

visibles et qui correspondent aux poutres transversales, il existe encore des montants intermédiaires qui sont disposés à l'intérieur. On remarque la présence des éléments de renforcement longitudinal qui se trouvent du côté intérieur, aux rangées de rivets que l'on aperçoit au voisinage de la membrure supérieurs et des deux côtés de la pile médiane sur la zone inférieure comprimée.

La forme des poutres au droit des appuis présente une importance particulière. Une forme légèrement arquée pour la membrure inférieure produit un effet favorable (fig. 14).

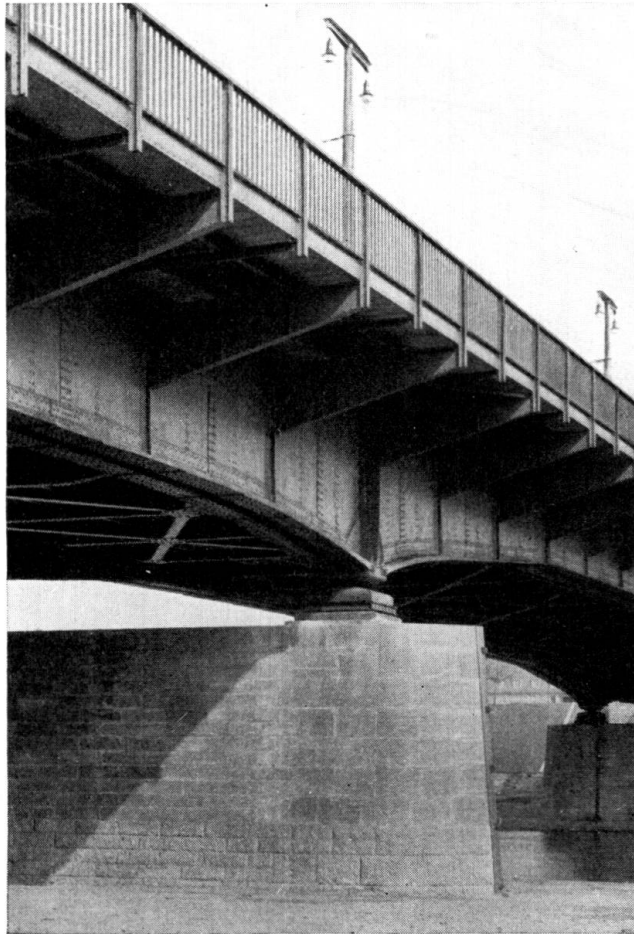


Fig. 14.

Pont Adolf Hitler sur le Neckar à Mannheim
(portée 86 m, 1926).

Les figures 15 et 16 montrent que les montants qui correspondent aux points d'appui peuvent sans inconvénient être plus fortement accentués que les montants courants qui correspondent aux poutres transversales; il ne faut toutefois pas exagérer leur importance (fig. 17). Dans de nombreux ponts récemment construits, on a prévu aux appuis des montants de renforcement multiples dont la présence est fâcheuse, car ils montrent qu'à ces endroits le constructeur s'est trouvé en présence de difficultés qu'il n'a pu résoudre qu'en prévoyant des éléments supplémentaires qui donnent d'ailleurs trop facilement l'impression qu'il s'agit d'éléments de secours. Ainsi que le montre l'exemple du pont-route en cours

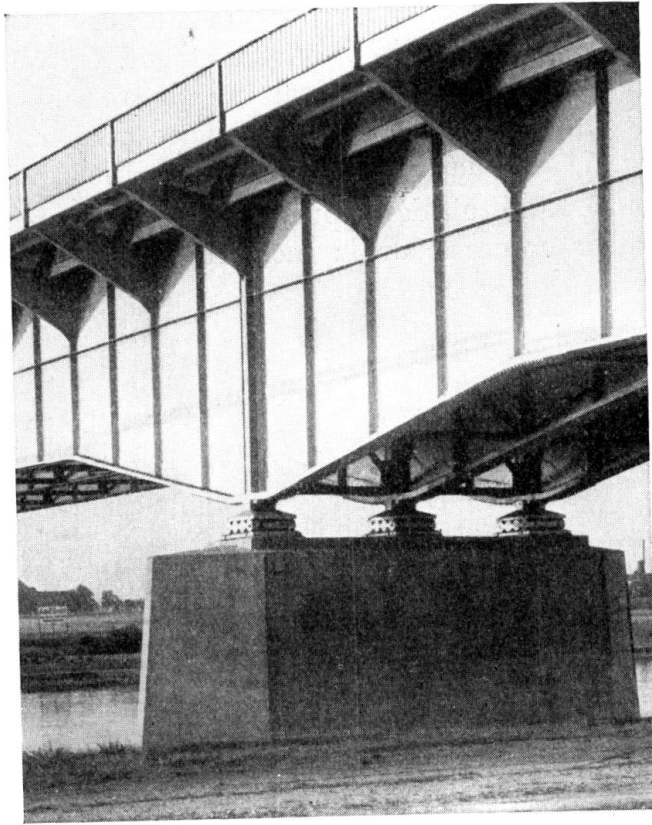


Fig. 15.

Pont de Kaditz sur l'Elbe à Dresde (portée 115 m, 1930).

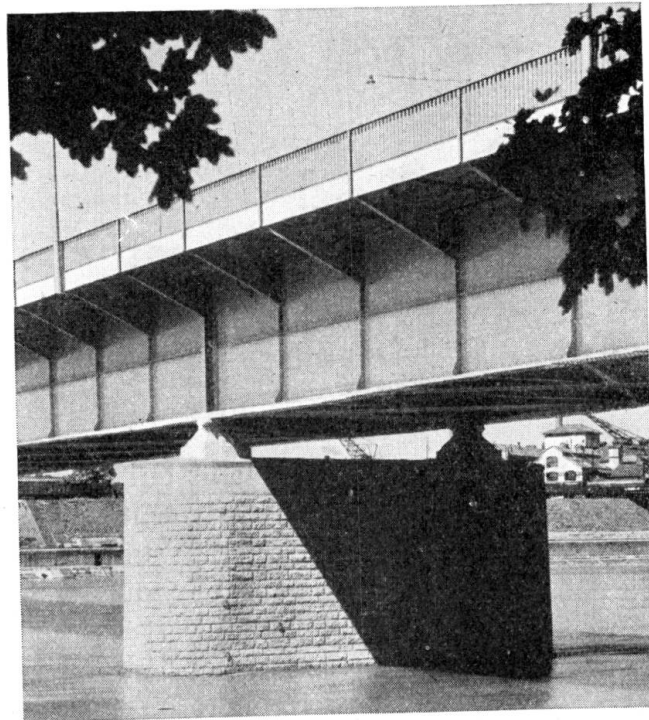


Fig. 16.

Pont des Trois Roses sur le Rhin à Bâle (travée centrale 105 m, 1934).

de construction sur l'Elbe à Harburg-Wilhelmsburg, on peut éviter de recourir à ces montants multiples, même pour les conditions de charge les plus défavorables.

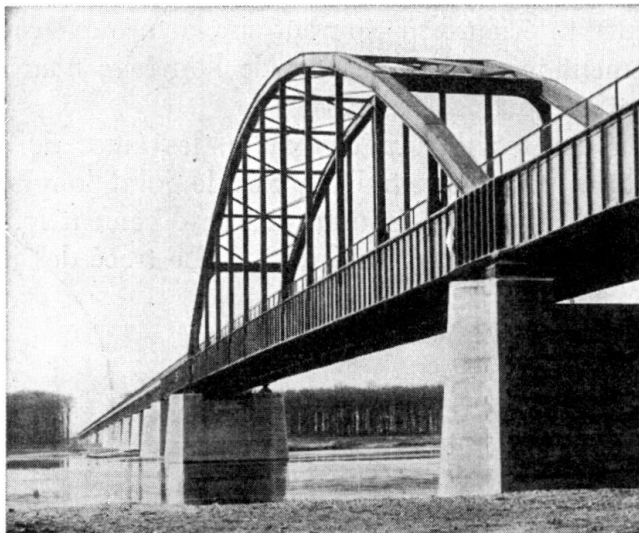


Fig. 17.

Pont sur l'Elbe à Festung Dömitz (portée 153,8 m, 1936).

Ainsi que le montrent les dernières illustrations, il est nécessaire de prendre certaines précautions, même lorsque l'on ne prévoit d'éléments complémentaires de renforcement que sur la face interne de l'âme. La poutre de la figure 18 est

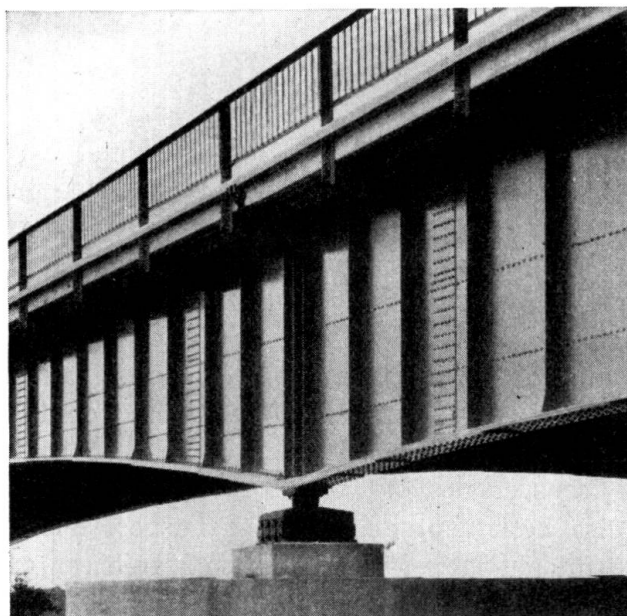


Fig. 18.

Pont de Leda à Leer (Frise Orientale) (travée centrale 63 m, 1933).

renforcée sur la face interne de l'âme, au droit de la pile en eau, par des nervures longitudinales prévues en disposition échelonnée par suite de la hauteur fortement variable de la poutre à cet endroit. Les rangées de rivets

correspondantes sont très nettement visibles. Le fait est d'ailleurs encore plus marqué dans le cas de la figure 19, où les éléments internes de renforcement suivent la membrure inférieure dans la zone des moments négatifs, ainsi que dans le cas de la figure 20, où les nervures de renforcement qui suivent le tracé de la membrure inférieure se trouvent sur la face externe. Le point d'appui est ainsi très nettement marqué et l'aspect de l'ouvrage n'aurait que gagné à ce que ce renforcement ne soit pas prévu.

Dans les ponts à poutres de grande portée, les âmes doivent d'une manière générale comporter un joint longitudinal. Sur le joint longitudinal moyen ainsi prévu, il est souvent avantageux de disposer un renforcement longitudinal soit d'un seul côté (fig. 10), soit des deux côtés (fig. 12). Le tracé des joints longitudinaux

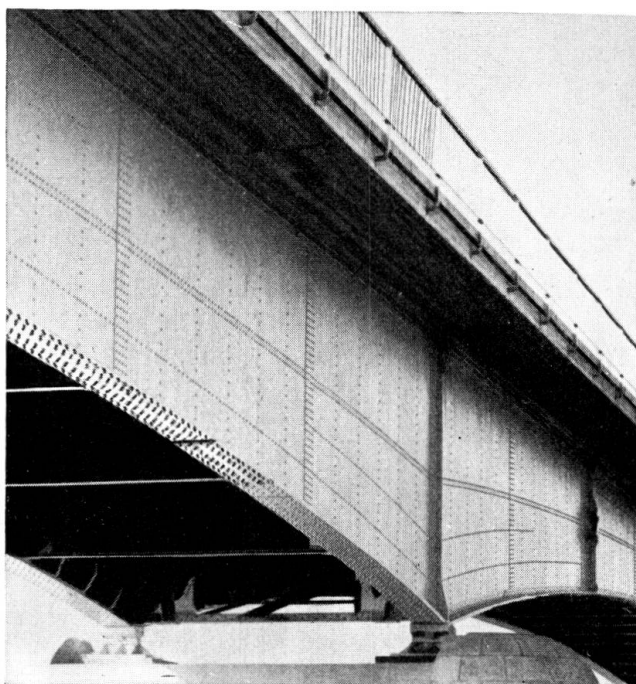


Fig. 19.
Pont sur l'Oder
à Poppelau
(travée centrale
79,60 m, 1934).

doit être étudié avec le plus grand soin lorsque la poutre comporte des voûtins comme dans les figures 14 et 15. Les joints transversaux se trouvent en général sur l'âme à des écartements de 10 à 15 m. Sur l'ouvrage des figures 12 et 16, les joints transversaux d'âme se trouvent à des intervalles de 15 m, sur les poutres transversales, de trois en trois. L'assemblage de la poutre transversale et de l'encorbellement de la passerelle coïncide avec le couvre-joint de l'âme. Les autres poutres transversales ont reçu des fourrures, de telle sorte que les joints ne peuvent être nettement décelés dans l'aspect d'ensemble de l'ouvrage. Ce pont a été construit en porte-à-faux pour la travée centrale, dont l'ouverture est de 105 m. La disposition ainsi prévue pour les joints n'a suscité aucune difficulté particulière au cours du montage. Il en est de même pour la figure 15.

Par contre, on remarque sur l'ouvrage de la figure 10 des couvre-joints verticaux tous les trois panneaux. A faible distance, la présence des rangées verticales de rivets n'est pas sans nuire à l'aspect de l'ouvrage. Sur l'ouvrage de la figure 14, les joints d'âme ont été effectués sur tous les panneaux, de telle sorte que l'aspect d'ensemble est plus régulier. Une telle disposition n'intervient

toutefois généralement pas dans les conditions normales. La suppression des défauts d'homogénéité d'aspect qui résultent de la présence des couvre-joints permet dans de nombreux cas de réaliser une amélioration très heureuse de l'aspect de l'ouvrage, sans qu'il en résulte une aggravation appréciable dans son prix de revient.

Les éléments de renforcement longitudinal ne sont en règle générale pas pris en considération dans le calcul de la section utile, de telle sorte qu'il n'est pas nécessaire de les assembler aux poutres transversales et autres éléments. Ils peuvent fort bien être appliqués à bords droits sur le côté intérieur de l'âme;

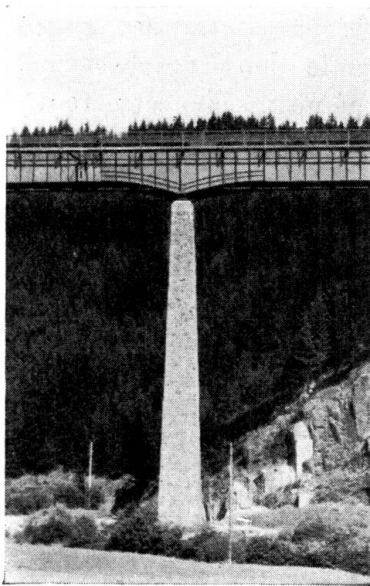


Fig. 20.
Pont de Wettera
(portée 58,9 m. 1929).

	Anordnung der Aussteifungen Disposition des renforceurs Arrangement of stiffeners	1. Beispiel, St 37 1. Exemple St 37 1 st Example St 37		2. Beispiel, St 52 2. Exemple St 52 2 nd Example St 52	
		σ_{ok}	τ_k	σ_{ok}	τ_k
1		2,10	0,87	1,14	0,44
2		2,13	1,33	1,21	1,20
3		2,21	1,39	1,52	1,59
4		2,32	1,39	2,14	2,08
5		2,37	1,25	2,45	0,76
6		2,40	1,33	3,16	1,20
7		2,40	1,39	3,16	2,08

Contraintes d'ondulation pour la seule flexion, respectivement pour le seul cisaillement (en t/cm²).

par contre, du côté extérieur de l'âme, il est à recommander d'éviter les arêtes brusques à l'aide de coupes obliques ou autres permettant de réaliser des lignes continues.

Dans le tableau ci-après, on a enfin comparé les valeurs des contraintes de flambage pour différentes formes d'éléments de renforcement. Deux cas-types ont été considérés:

Exemple 1° — Panneaux d'âme de 200 × 200 cm, avec épaisseur de 14 mm, en acier St. 37.

Exemple 2° — Panneaux d'âme de 400 × 400 cm, avec épaisseur de 20 mm, en acier St. 52.

Dans chaque cas, la contrainte marginale critique σ_{ok} est indiquée dans le cas de la flexion simple et la contrainte critique de cisaillement τ_k est prévue pour cisaillement pur⁵. Les bords des plaques sont considérés, dans les dimensions

⁵ Pour le cas du flambage avec intervention simultanée de contraintes de flexion et de cisaillement, voir *Chwalla*: Bauingenieur, 17, 1936, page 89, ou *Schleicher*: Bauingenieur, 15, 1934, page 509.

indiquées, comme comportant des appuis articulés. Dès que les contraintes de flambage ont dépassé la limite de proportionnalité, elles ont été réduites dans le même rapport que pour un élément comprimé soumis à des contraintes de même valeur,⁶ la courbe des contraintes de flambage prévue dans les Règlements des Chemins de Fer Allemands étant prise comme base. En réduisant les contraintes de flambage par un autre procédé dans le domaine inélastique ou en adoptant une autre courbe de flambage de base pour l'acier de construction à allongement, les résultats ne seraient pas sensiblement différents.

Dans l'interprétation du comportement effectif des différents dispositifs de renforcement, il faut observer que les âmes ont été, dans les deux exemples, supposées relativement épaisses. Le tableau montre qu'en fait, la contrainte critique de cisaillement τ_k peut être supportée d'une manière satisfaisante par les montants intermédiaires verticaux, mais que par contre la contrainte critique de flexion σ_{ok} reste insuffisante, particulièrement dans le deuxième exemple. Les poutres à parois pleines de grande portée peuvent même à peine être renforcées d'une manière suffisante par les montants intermédiaires seuls. Un encastrement rigide de l'âme sur les plaques de membrure⁷ même ne serait d'ailleurs pas suffisant en pareil cas pour compenser l'écart.

Résumé.

L'expérience précédemment acquise ne suffit plus pour la construction des ponts modernes de grande portée à poutres pleines. Pour assurer la sécurité contre le flambage des âmes, en matière de construction de ponts, flambage qu'il est impossible d'admettre pour des raisons diverses, différentes conceptions ont été adoptées en pratique. Toutefois, ces conceptions ne permettent pas de résoudre intégralement le problème dans sa généralité, d'une manière entièrement satisfaisante, tant pour des raisons d'ordre économique que pour des considérations d'ordres statique et esthétique.

L'étude de la stabilité s'est révélée comme susceptible de jouer un rôle capital et décisif pour la mise au point judicieuse des formes à donner aux systèmes porteurs modernes, en poutres métalliques à parois pleines.

Dans le cas des poutres de grande hauteur d'âme, ce n'est pas le flambage par cisaillement qui est à craindre, mais bien le flambage par flexion. Pour les très grandes hauteurs, et même avec des épaisseurs de tôle élevées, il est donc presque impossible d'atteindre des contraintes de flambage suffisamment élevées uniquement par l'adoption des éléments de renforcement verticaux. Seuls, des éléments de renforcement longitudinaux ou des dispositions combinées d'éléments longitudinaux et verticaux permettent d'atteindre des limites favorables, dans des conditions économiques.

Les défauts d'uniformité dans la surface extérieure des poutres sont très nuisibles à l'aspect des ouvrages. Toutefois, il faut apporter le plus grand soin à la disposition des éléments de renforcement intérieurs eux-mêmes, lorsqu'il est nécessaire d'en prévoir à certains endroits, sur la face interne des poutres.

⁶ Schleicher: Assoc. Intern. des Ponts et Charpentes, Rapport Final Congrès de Paris 1932, page 131. Voir également renvoi 2 précédent, page 510.

⁷ Nölke: „Biegungs-Beulung der Rechteckplatte mit eingespannten Längsrändern“, Bauingenieur, 17, 1936, page 111.