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

Band: 2 (1936)

Rubrik: VIIa. Application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes

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: 13.07.2025

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

VII a

Application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes.

Anwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau.

Application of steel in bridge and structural engineering.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIIa

Rapport Général.

Generalreferat.

General Report.

Dr. Ing. K. Klöppel,
Leiter der technisch-wissenschaftlichen Abteilung des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin.

Parallèlement au désir d'augmenter toujours l'économie d'un mode de construction, ce sont les efforts faits au cours de ces dernières années pour améliorer la beauté de nos ponts qui ont encouragé d'une manière décisive le développement et l'application de la construction métallique. Un pont est une oeuvre qui caractérise une époque et il n'est pas rare aujourd'hui de voir adopter le projet offrant le plus de satisfaction au point de vue esthétique, même s'il ne représente pas la solution la plus économique du problème. Nous ne voulons naturellement pas dire par là que nos prédécesseurs n'ont pas attaché une attention suffisante au côté esthétique des ponts. Nous devons en effet à ces constructeurs, tout à la fois ingénieurs et architectes et jouissant d'une liberté de choix absolue, des ponts dont la beauté est au-dessus de toute critique et de toute question de mode. Mais nous admirons aussi l'audace des ingénieurs qui, vers le milieu du siècle passé, ont construit des ponts de grande portée tels que le pont Britannia ou le pont de la Vistule, en Allemagne orientale. Tout en appréciant le côté esthétique des ponts, nous ne voulons cependant pas mépriser les ingénieurs qui, entraînés par le magnifique développement de la statique, avant et vers 1900, se sont appliqués à choisir des systèmes statiquement très compliqués et à utiliser le moins de matériau possible. Le développement de la statique appliquée aux constructions métalliques est actuellement si complet que l'on oublie aisément les difficultés que devait surmonter l'ingénieur de ce temps là; ces difficultés devaient nécessairement conduire à une distinction entre ingénieurs et architectes. C'est pourquoi nous ne devons pas mépriser les anciens ponts en treillis qui, comme le pont cantilever du type Gerber qui franchit le Main près de Hassfurt, sont évidemment surannés dans leur forme purement «mathématique» mais qui représentent cependant un chapitre très intéressant et très précieux dans l'histoire de la construction des ponts. Aujourd'hui, cependant, la sidérurgie, la construction métallique et la statique ont atteint un niveau si élevé qu'il est possible de subordonner la solution des difficultés techniques aux problèmes de conformation. — Citons par exemple la disposition des raidisseurs d'âme à intervalles réguliers du côté extérieur des ponts à âme pleine alors que les raidisseurs verticaux supplémentaires et les raidisseurs horizontaux, très efficaces dans les hautes poutres soumises à une

forte flexion, sont placés du côté intérieur de l'âme. — On en revient donc à la beauté purement formelle et la collaboration de l'ingénieur et de l'architecte est de nouveau nécessaire. Toutefois, l'architecte ne se borne plus à ajouter des motifs décoratifs, il tire au contraire parti de certains *éléments* de construction, comme par exemple de l'encorbellement des trottoirs. Cela représente un progrès très important, peut-être même un tournant décisif dans l'histoire de la construction des ponts. Pour le bien de la construction métallique, le temps semble révolu, où l'acier était pour l'architecte un matériau étranger dont il ne se servait pas, ou à contre-coeur seulement. Ce progrès, réalisé au cours de ces dernières années, exige des architectes une connaissance approfondie des principes statiques et constructifs qui sont à la base de l'art de l'ingénieur.

A part les points de vue subjectifs concernant la valeur esthétique d'un pont, les lois fondamentales de la nature: eurythmie et symétrie, gardent toujours leur validité. On y satisfait en se conformant aux principes de la nature, c'est-à-dire en donnant au système portant la forme la plus simple. Les grands constructeurs ont appliqué ces principes et ils se sont assuré la reconnaissance de leur postérité. Il ne faut pas chercher à résoudre le problème posé avec le minimum de matériau mais il faut rendre compréhensible à tous la fonction du système porteur: beaucoup d'ingénieurs n'attachent pas une importance suffisante à ce dernier point. L'état actuel de la technique permet de réaliser économiquement des ponts en forme de poutre, à tablier supérieur, même pour des portées qui, autrefois, étaient réservées aux ponts en arc ou aux systèmes combinés; on comprendra donc que la poutre, système porteur le plus simple, domine dans le réseau des autoroutes. En Allemagne, on a construit de magnifiques ponts de ce type, par ex. le pont de Mangfall près de Darching (voir fig. 10, p. 1382 de la Publication Préliminaire). Au viaduc de Siebenlehn (fig. 1), construit plus récemment, on a appliqué un revêtement de pierres naturelles aux minces piles de béton armé. Par l'ordonnance de sa disposition et la richesse de ses couleurs ce revêtement fait un contraste très heureux avec la surface tranquille du pont métallique. Dernièrement on a aussi adopté les portiques simples à âme pleine pour les piles métal-

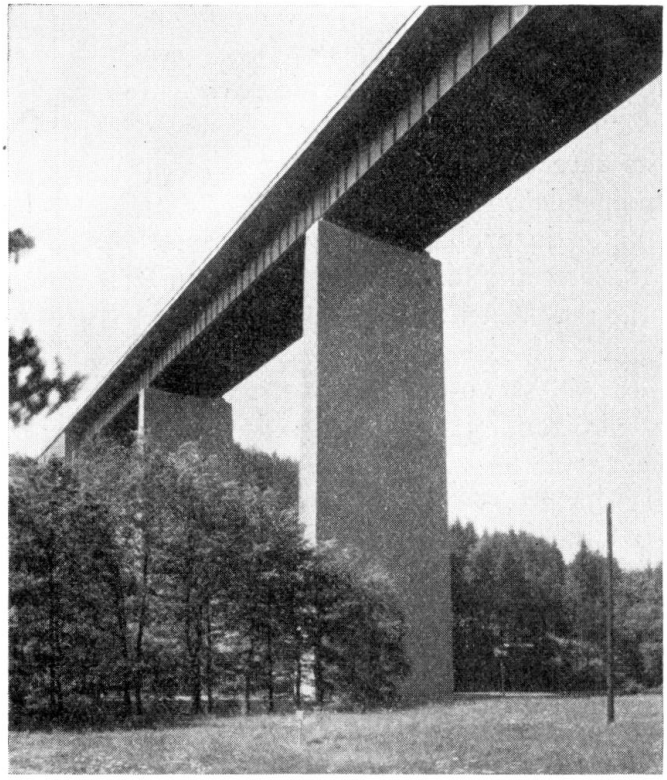


Fig. 1.
Pont d'autoroute de Siebenlehn.

liques des ponts (voir fig. 17, p. 1388 de la Publication Préliminaire). Ces hautes piles métalliques sont d'une audace et d'une finesse imposantes et leur légèreté semble donner corps au jeu des forces et à la résistance, partiellement utilisée seulement, de l'acier.

Lorsque la conformation organique du pont permet d'augmenter suffisamment la hauteur des poutres principales et lorsque les dimensions du profil ne s'y opposent pas, il faudrait adopter la poutre réticulée, non pas pour des raisons d'économie de matériau mais parce que cette poutre est d'un aspect très esthétique, en tout cas pas inférieur à l'aspect des poutres à âme pleine (fig. 2). On croit en général que les architectes sont des ennemis déclarés de la poutre en treillis alors qu'en réalité ils en estiment les aspects très variés et admirent la façon dont ces poutres résistent au jeu des forces. Précisément dans le choix

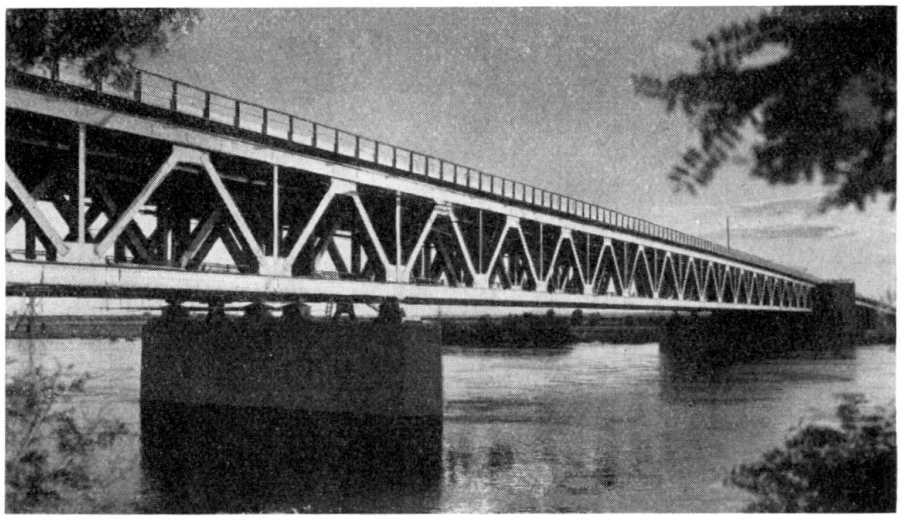


Fig. 2.
Pont d'autoroute de la Hohenwarthe.

de la structure de la poutre réticulée (autrefois on n'a trop souvent ignoré les exigences dictées par le paysage environnant), la collaboration de l'architecte et de l'ingénieur pourrait avoir de bons résultats. Il est même possible qu'en un endroit approprié on ait un jour recours au treillis à mailles fines. Les objections vis-à-vis de ce système, qui s'adapte avec une grande discrétion aux vallées boisées, ont perdu toute leur validité à l'heure actuelle. Il serait inadmissible que les ingénieurs ne cherchent pas à développer la poutre en treillis qui est le système porteur le plus original et le plus simple à calculer de la construction métallique. Pour les grandes portées, où les poutres principales doivent se trouver au-dessus du tablier et où il est absolument nécessaire d'adopter la poutre en treillis, la construction des poutres en treillis est parfaitement connue (voir fig. 22, p. 1391 de la Publication Préliminaire).

Parmi les autres types de ponts métalliques, l'arc en treillis avec tablier suspendu a été utilisé avec succès au cours de ces dix dernières années pour de très grandes portées (500 m environ) (par ex. le pont de Sidney). Comme autrefois pour les ponts de 100 m de portée, l'admiration de la hardiesse de

l'ouvrage l'emporte sur le jugement purement objectif. Pour des portées de 300 m environ, l'arc *à âme pleine* élancé est très satisfaisant au point de vue esthétique. L'arc avec tablier suspendu convient très bien, même aux portées de moins de 100 m, lorsque la hauteur de construction restreinte et la limitation du dépassement des poutres principales au-dessus du tablier (visibilité) excluent même les ponts en poutres à plus de deux poutres maîtresses. Au cours de ces derniers temps on a construit de nombreuses poutres du type Langer, probablement à cause du mauvais terrain de fondation.

Le pont sur le lac Mälar en Suède, en partie soudé, (on se souvient certainement encore de l'intéressant concours international dont il avait fait l'objet) a fourni l'occasion, malheureusement trop rare, de construire un arc métallique avec tablier surélevé pour franchir une large masse d'eau (voir fig. 1, p. 1359

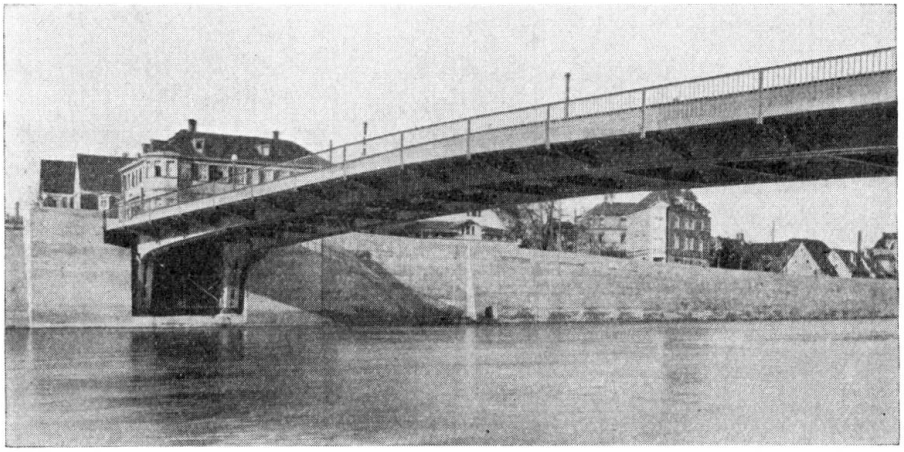


Fig. 3.

Pont Wilhelm sur le Neckar à Cannstatt.

de la Publication Préliminaire). On trouve plaisir à contempler l'heureuse disposition des détails (voir fig. 4, p. 1361 de la Publication Préliminaire) parmi lesquels les montants tubulaires, réalisés grâce à la soudure, attirent tout spécialement l'attention. Le tube pourra peut-être, grâce à la soudure, acquérir de nouveau une importance plus grande dans la construction des ponts.

On remplace souvent l'arc par la *poutre à béquilles* (fig. 3) lorsque les portées ne sont pas trop grandes et lorsque le gabarit de navigation doit être aussi rectangulaire que possible. Bien des problèmes compliqués n'ont pu être résolus que grâce à de tels ponts métalliques n'occupant qu'un espace très réduit.

Pour terminer, disons quelques mots des *ponts suspendus*. L'Amérique, pays des magnifiques ponts suspendus de grande portée, émerveille actuellement le monde des ingénieurs en construisant le plus grand pont du monde, un pont suspendu à câbles qui franchit la baie de San Francisco avec la portée fantastique de 1280 m (fig. 4). La popularité des ponts suspendus auprès du public en général et auprès des staticiens en particulier explique les essais faits au cours de ces dernières années pour réduire le coût de ces ponts et

les rendre capables d'entrer en concurrence pour les portées de moindre importance, telles qu'elles se présentent sur le continent européen. On a approfondi, complété et simplifié l'application de la « deflection theory »[1] qui tient compte du fait que les déformations élastiques déchargent la poutre raidisseuse et réduisent sa flèche; cela permet de réaliser des économies appréciables même pour les ponts suspendus de 200 m de portée, ancrés dans le sol (projet initial pour le Reichsbrücke de Vienne, voir fig. 2, p. 1308 de la Publication Préliminaire). On sait que ce calcul très exact entraîne au contraire un plus grand emploi de matériau — pourtant faible par rapport aux ponts suspendus — pour les ponts en arc de grande portée; par rapport au calcul approximatif, il conduit à une réduction de plus de 30 % des moments dans la poutre raidisseuse et même de 50 % des flèches dans les ponts suspendus d'une portée de 350 m seulement. On peut réaliser d'autres économies

Fig. 4.
Pont de la Porte d'Or.

encore en adoptant des tabliers d'un type léger (réduction du rapport poids utile — poids propre), ce qui fait entrevoir une application beaucoup plus fréquente des ponts suspendus de faible portée, tout spécialement lorsque l'on réussira à réduire le coût des câbles.

Nous arrivons ainsi aux questions de l'économie et du développement de la construction métallique. *L'acier à haute résistance*, auquel nous devons de nombreux ponts en poutre d'une élégante légèreté, la *soudure* et la *construction* légère jouent ici le rôle le plus important.

Les essais d'endurance exécutés au cours de ces derniers temps[2] prouvent que les valeurs fournies par les essais statiques ne donnent aucune mesure de l'endurance des différentes sortes d'acier et des différents éléments de la construction métallique. Dans le cas d'une charge répétée (variant entre 0

[1] *H. Bleich:* Berechnung verankerter Hängebrücken, Edition Springer 1935. — *F. Stüssi:* Mémoires de l'A.I.P.C., 4e vol. 1936. — *W. Blick:* VDI-Zeitschrift 1933, 77e vol. N°. 34, p. 921.

[2] Entre autres *Klöppel:* Gemeinschaftsversuche zur Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteter Stäbe aus St. 37 und St. 52; Stahlbau 1936, fasc. 13/14, p. 97.

et une limite déterminée) l'amplitude que pourra supporter l'acier 52 ne sera guère plus grande que celle supportée par l'acier 37. Il est démontré d'autre part que l'acier 52 est apte à résister à la fatigue même s'il est soumis à une contrainte de base qui dépasse la limite d'écoulement de l'acier 37. C'est pourquoi le principal domaine d'application de l'acier 52 est celui des éléments avec forte contrainte de base (résultant du poids mort par exemple), ce qui est indiqué dans les règlements allemands concernant les ponts-rails par la courbe de ses contraintes admissibles en fonction du rapport de la contrainte maxima à la contrainte minima (fig. 5). C'est d'ailleurs pour les besoins de la construction des grands ponts qu'a été créé, en son temps, l'acier 52. Il y aurait autant de raisons pour relever la contrainte admissible de l'acier 52 pour les contraintes de base (évidemment en tenant compte des questions de stabilité) que pour rabaisser le taux de travail de cet acier dans les ponts-rails soumis à des sollicitations alternées et ondulées. Ces prescriptions auraient également leur utilité pour les ponts-route et les charpentes.

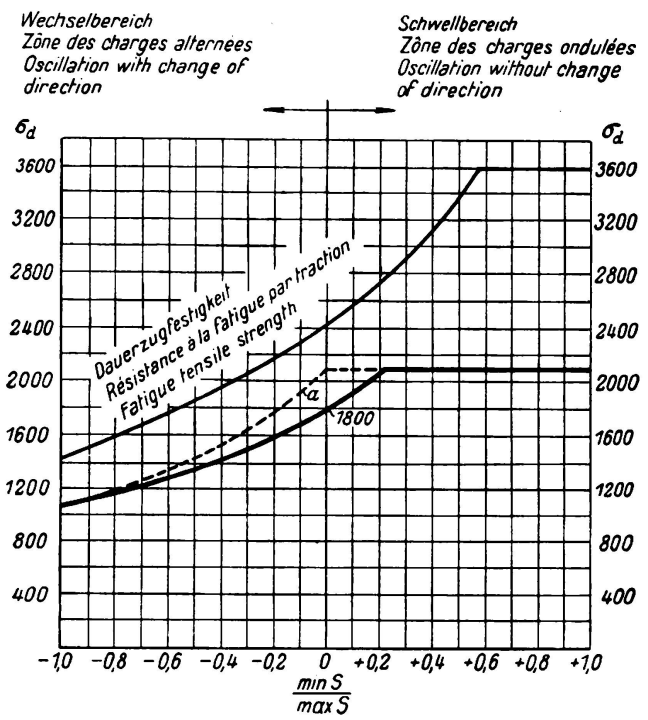


Fig. 5.

Sollicitations admissibles suivant les «Prescriptions pour le calcul des ponts-rails métalliques» (fort trafic) et résistance à la traction pulsatoire des barres rivées en acier St. 52/44. La courbe a est valable lorsque S max est une compression.

La transposition des résultats acquis avec de petites éprouvettes sur la machine pulsatoire aux constructions et à leurs sollicitations est problématique. Même si nous savons que la fréquence ne joue aucun rôle dans les domaines qui nous intéressent, ainsi que peut-être les repos en cours de service, bien des questions sont encore à mettre au point. Le manque de place nous empêche d'approfondir cette question qui, en fin de compte, influencera fortement le développement de nos règlements. Disons seulement que l'expérience acquise dans l'évaluation des résultats d'essais prouve que l'on se trouve toujours du côté sûr lorsque l'on applique les règles de dimensionnement.

Les caractéristiques actuelles: limite d'écoulement, limite de rupture, allongement à la rupture et striction ne permettent pas d'expliquer ni les différences dans le comportement à la fatigue de nos aciers ni une série de faits qui déterminent la qualité d'une construction, tel par exemple le fait que l'influence des pointes de tension augmente lorsque la grandeur de l'éprouvette augmente tout en restant géométriquement semblable et en transmettant les forces d'une manière uniforme. On ne peut résoudre ces problèmes

fondamentaux de la construction métallique qu'à l'aide de la *mécanique des matériaux*. Si l'on veut se baser sur cette science pour juger de la sécurité d'une construction, il faut d'une part la posséder à fond dans le sens de la théorie mathématique de l'élasticité et d'autre part connaître les principes généraux de la statique, de la construction et du montage concernant le domaine d'application considéré. Seul l'ingénieur spécialisé dans la construction métallique peut donc appliquer avec profit la mécanique des matériaux à son domaine d'activité. Lui seul est capable de déterminer quels résultats acquis permettront de combler les lacunes qui existent encore dans les principes de la constructions métalliques. Il doit se familiariser avec le fait que la mécanique des matériaux est basée sur des données de structure physique qui influencent l'effet des pointes de tension purement conditionnées par la forme des entailles en fonction du mécanisme de déformation; ce dernier distingue entre la résistance par cohésion et la résistance au glissement. Pour suivre le développement de plus en plus poussé de nos méthodes de calcul, nous devons approfondir nos connaissances sur la résistance réelle du matériau. A ce point de vue, la ductilité, qui fait l'objet du thème I de ce Congrès, revêt une importance immédiate.

L'économie que permet de réaliser l'emploi de la *soudure* dans la construction métallique est caractérisée par une économie de poids réjouissante. Et cependant nous ne sommes qu'au début du développement qui révolutionnera de plus en plus la construction métallique car on ne se contentera pas, comme jusqu'à présent, de remplacer simplement les rivures par des soudures. Là où c'est avantageux, la soudure transformera la construction métallique et la rendra monolithique, ainsi que le font entrevoir les exemples de construction légère. Une voie très difficile conduit vers ce but mais on est encouragé par les succès remportés et par le développement extraordinairement rapide de cette technique, développement caractérisé par l'emploi de joints entièrement soudés et exécutés sur le chantier dans les ponts-rails à âme pleine (Rügendamm) et par l'emploi exclusif des soudures bout à bout dans les poutres principales des grands ponts d'autoroutes (par ex. Rüdersdorf). L'augmentation de la sécurité des soudures bout à bout laisse entrevoir que les pièces soudées bout à bout soumises à la traction et à la flexion pourront être soumises à des sollicitations dynamiques spécifiquement plus élevées que les pièces rivées, car les contraintes admissibles de ces dernières tiennent compte de l'important effet d'entailles des trous de rivets alors que les soudures bout à bout bien exécutées et proprement usinées sont pour ainsi dire sans entailles. Seuls les profilés laminés qui ne sont pas percés aux endroits fortement sollicités peuvent être considérés comme entièrement dépourvus d'entailles.

Dans presque tous les domaines de la construction métallique, le développement constructif s'oriente vers la « *construction légère* » qui a apporté de profondes modifications. Il ne faudrait pas croire que cette méthode de construction est un « ersatz », c'est bien au contraire un degré perfectionné d'utilisation des matériaux, résultant d'une conformation des constructions adoptée aux propriétés des matériaux. Ces constructions peuvent être plus légères et en plus de cela plus résistantes et plus rigides que celles exécutées jusqu'à présent pour la même destination. Une économie de matériau entraîne donc ici une augmentation de la qualité. Il ne faut pas négliger ce fait dans une étude approfondie des appli-

cations de l'acier, d'autant moins qu'avec le développement de certains éléments de la construction métallique, nous nous approchons du but visé, c'est-à-dire de la construction légère. Les principaux éléments de cette dernière seront les tôles, les fers plats, les tubes et les cordons de soudure. Aussi longtemps que l'on ne pourra pas introduire des tableaux de résistance, obtenus expérimentalement, la détermination mathématique de la résistance effective, conditionnée entre autres par le caractère monolithique et spatial des ouvrages, exigera la simplification des méthodes compliquées de calcul et le contrôle de l'admissibilité de ces méthodes approximatives. Les bons résultats acquis dans la construction aéronautique avec les sections en caisson résistant à la torsion ainsi qu'avec les poteaux et les surfaces portantes en tôle ondulée par exemple, incitent, malgré les exigences différentes des constructions métalliques qui nous intéressent, à étudier de nouvelles formes, plus économiques mais non moins résistantes, à adopter dans nos ouvrages. Il est évident que l'on ne peut pas porter un jugement définitif, basé sur notre expérience actuelle, au sujet d'un tel développement car l'utilisation économique de la « construction légère » exige une transformation profonde des ateliers de construction. Actuellement apparaissent déjà les grandes machines à plier. Le travail à froid des tôles (ce qui d'ailleurs diminuera l'importance des profilés laminés) attire l'attention sur l'acier résistant au vieillissement. Il faut de même attacher une grande importance à la résistance à l'oxydation des tôles minces. Le fait que la construction métallique trouvera, grâce à la « construction légère », de nouveaux domaines d'application devrait encourager le monde des ingénieurs à surmonter les difficultés rencontrées durant le stade de transition.

Dans la construction des ponts-route, le développement des *tabliers légers* est des plus intéressants. Il faut citer en tout premier lieu l'emploi des ossatures à mailles fines, agissant statiquement comme des plaques et que l'introduction de la soudure a rendu réalisables. Il est vrai que nous possédons la tôle suspendue (emboutie et cintrée) qui pourrait remplacer la plaque mais la tôle suspendue présente quelques défauts qui s'opposent précisément à la réduction du poids des tabliers: il s'agit d'une part du poids du béton et d'autre part du danger de corrosion qui existerait si l'on construisait des tôles suspendues de dimensions plus grandes que jusqu'à présent. On tend à augmenter les dimensions des tôles suspendues car on peut ainsi réduire les poutres de l'ossature du tablier sans que l'agrandissement des tôles offre des difficultés d'ordre statique puisqu'en général on n'exige pas de contrôle mathématique. Il est cependant à craindre que, sous l'action de charges défavorables, la tôle subisse de grandes déformations (ceci est spécialement valable pour les tôles bombées); le béton se décollerait alors de la tôle et l'eau pourrait s'infiltrer entre deux. Nous reviendrons encore sur ce point.

En vue de réduire le poids mort du béton de remplissage on pourrait adopter des tôles plates, agissant comme membranes, ainsi qu'on l'a souvent fait autrefois pour les ponts mobiles. Ce système exige un écartement très faible des longerons. Les tôles à ossature soudée, souvent appelées « tabliers cellulaires en acier » (fig. 6), conviennent très bien ici. Leur résistance et leur rigidité, déterminées sur des modèles du genre indiqué à la fig. 6, sont excellentes, mais

leur construction est malheureusement très coûteuse, ainsi que le grand nombre de soudures permet de le prévoir. On a déjà employé avec succès de tels tabliers en tôles plates dans la construction des ponts secondaires qui franchissent les autoroutes. La faible épaisseur des tabliers légers permet de réaliser une économie dans la construction des rampes d'accès et dans les travaux de terrassement, ce qui, dans la comparaison des prix donne souvent l'avantage à la construction métallique pour la construction des petits passages sur voies. Le modèle de la fig. 6 (110 kg/m²) sert tout d'abord à l'établissement d'une méthode de calcul simple des ossatures de ce genre. Le premier point est de déterminer l'action

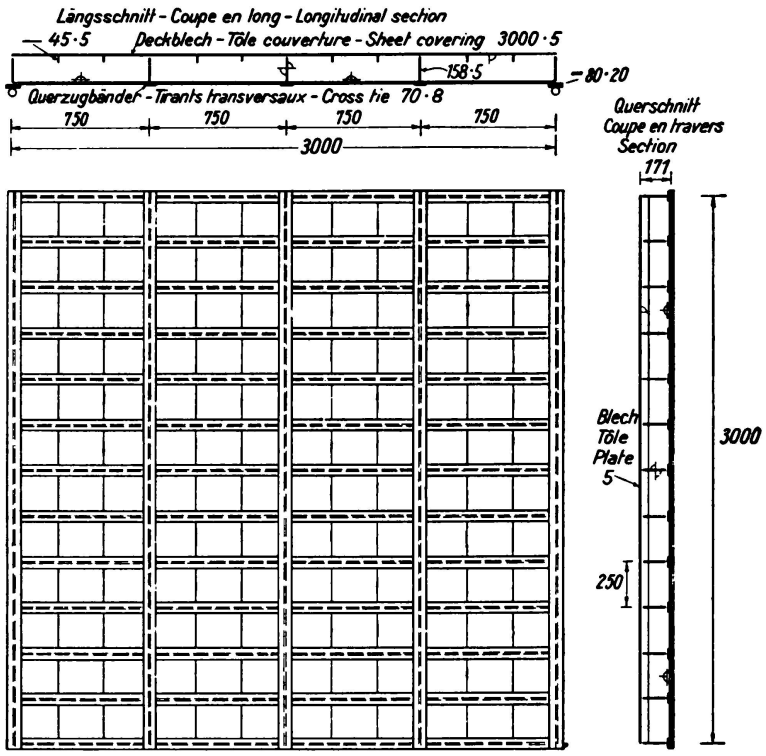


Fig. 6.
Essais d'ossatures de tabliers de ponts.

répartissante de l'élément plan en fonction de ses conditions d'appui et de ses caractéristiques constructives afin de trouver, pour l'introduire dans les règlements, une méthode de calcul simple et économique, tenant bien compte des conditions réelles du système et semblable au calcul des dalles de béton armé à armatures croisées. Les premiers essais, entrepris à Stuttgart, laissent entrevoir que l'application des formules approximatives pour dalles rigides, indiquées par les prescriptions allemandes concernant le béton armé, est justifiée, ces plaques pouvant être aisément obtenues par des attaches rigides et des raidisseurs placés dans les angles. Il est évident que de tels systèmes représentent un complément d'une grande importance pour la construction métallique en général et tout spécialement pour la construction des charpentes.

Le pavage, le sable, le béton et la chape représentent un poids de 450 kg/m², c'est-à-dire la moitié du poids d'un tablier normal avec dalle de béton armé: on a donc étudié s'il était possible, dans le cas d'un tablier en tôles plates, de se

contenter d'un liant de 4 cm d'épaisseur en asphalte coulé avec revêtement de 3 cm en asphalte coulé additionné de splitt basaltique, de sable concassé et de sable de quartz. Cet essai a été exécuté grâce à l'appareil rotatif du Laboratoire d'essai de Stuttgart (fig. 7). Les tôles plates étaient plus ou moins encastrées de sorte que, sous l'effet d'une même charge, les fléchissements se montaient à 0,11 et 0,6 mm. Après une période d'essai correspondant environ à une circulation de 4 ans sur route à trafic intense, le revêtement ne s'était décollé nulle part (fig. 8) lorsqu'il était reliée aux tôles plates par du métal déployé soudé sur ces tôles. D'autre part, le revêtement ne s'est nullement ondulé même sur les tôles à grande élasticité. Les intempéries, imitées dans des conditions rigoureuses, ont montré l'étonnante résistance de ces revêtements. Il en résulte que l'on peut construire des tabliers de ponts d'une hauteur de 80 mm et d'un poids de 280 kg/m² (sans les longerons) (fig. 9). Il va de soi que ces constructions doivent être rugueuses, rigides et étanches. On examine actuellement une série d'autres projets intéressants concernant les tabliers légers. En Amérique, où l'on a déjà employé les grillages métalliques en guise de revêtement, on a déjà essayé d'utiliser les métaux légers pour la construction des tabliers de ponts. On peut se demander si ces constructions en métaux légers offrent une résistance suffisante à l'usure.

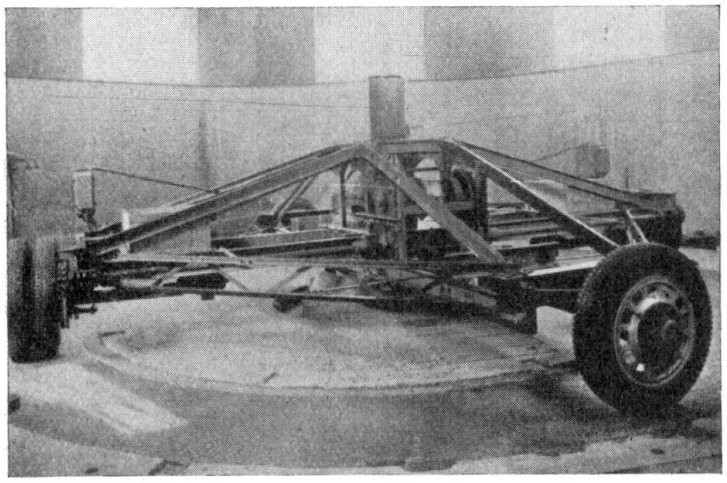


Fig. 7.
Appareil rotatif pour l'essai des revêtements appliqués sur des tôles.

Fig. 8.
Tôles avec métal déployé soudé.

Si l'on pense que le poids des tabliers, y compris les longerons, peut varier entre 1050 et 300 kg/m², on sera bien vite convaincu de la nécessité de nos recherches, même si le coût des tabliers légers est souvent beaucoup plus élevé que celui des tabliers employés jusqu'à présent. La question de l'économie de ces constructions n'est pas épuisée par la question de savoir si la réduction du coût des poutres-maîtresses, résultant de la réduction du poids du tablier, est en rapport avec le renchérissement du tablier, engendré par le choix d'une construction légère car nous avons vu que, dans bien des cas, le gain en hauteur de construction peut être décisif. Nous

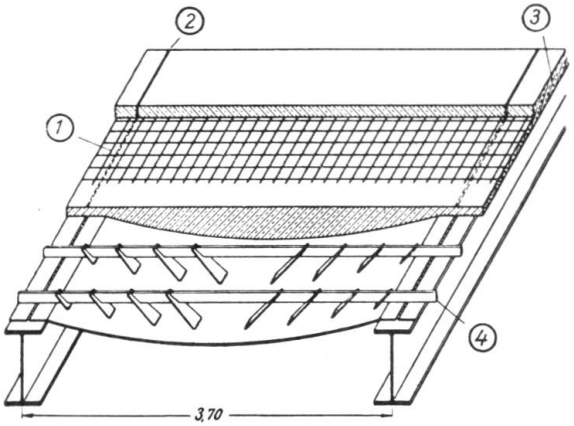
tenons à faire remarquer que l'économie de cette nouvelle méthode de construction présuppose une technique d'exécution qui n'est encore de loin pas au point actuellement. C'est pourquoi on attache de plus en plus d'importance dans la pratique à l'emploi des tôles cintrées et bombées de grande portée, dont nous parlions tout à l'heure. Pour réduire le poids du béton de remplissage on

Fig. 9.

Revêtement léger — Système Schaper.

s'efforce actuellement de donner à ces tôles une forme beaucoup plus aplatie qu'autrefois.

Pour éviter tout déplacement entre le béton et la tôle il faut raidir les tôles bombées vis-à-vis du cisaillement comme cela s'est fait par exemple pour les



(1) Armature croisée posée sur les fers plats.

(2) Joints longitudinaux situés sur les longerons.

(3) Béton à 300 kg/m³ coulé en une fois.

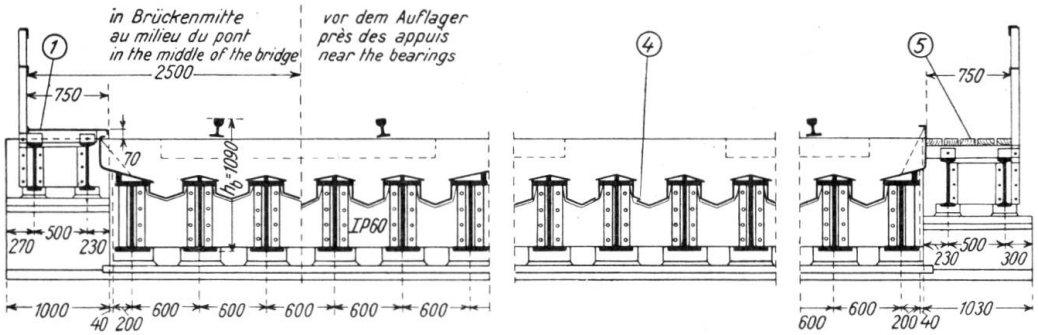
(4) Fers plats de 80,8 mm, distants de 45 cm.

Fig. 10.

Tôles cintrées avec raidisseurs.

tôles très aplaties, de 240 cm de portée et 8 mm d'épaisseur du pont de Sulzbachtal (fig. 10; voir aussi fig. 16, p. 1387 de la Publication Préliminaire). Des fers plats disposés horizontalement font que les appuis n'ont à supporter que des réactions verticales. Des essais ont démontré que ce système, calculé selon la

théorie du béton armé, présente pour les charges prescrites, une sécurité de 8 vis-à-vis de la rupture statique. Son poids, sans compter les longerons, atteint 470 kg/m². Ce faible poids résulte de l'abandon des couches d'isolation et de protection. Le revêtement est représenté par une seule couche de béton de 40 mm



(1) Trottoir en tôles gaufrées.
(4) Disposition des joints.
(5) Trottoir en bois.

Fig. 11.
Section de pont.

d'épaisseur, appliquée directement sur le béton de remplissage. Il faut attacher dans ce cas une grande importance à l'étanchéité du béton. Le tablier a un dévers de 1,5 % qui permet l'écoulement des eaux. De tels tabliers peuvent également jouer le rôle de contreventements et permettent en outre d'économiser le coffrage nécessaire à la construction des tabliers de béton armé.

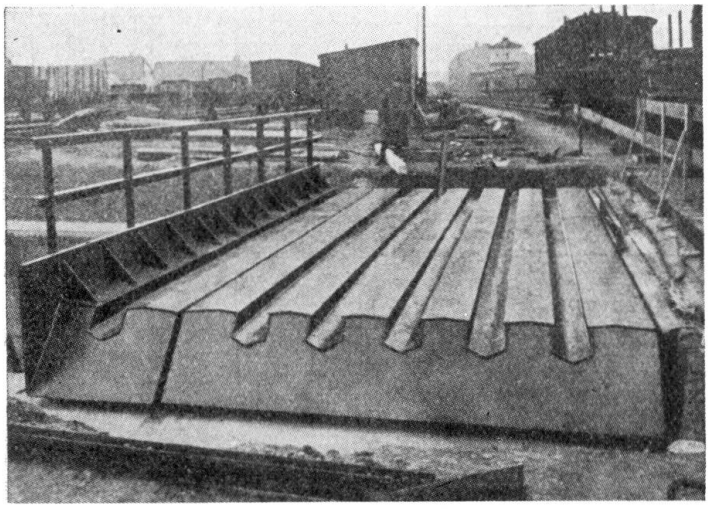
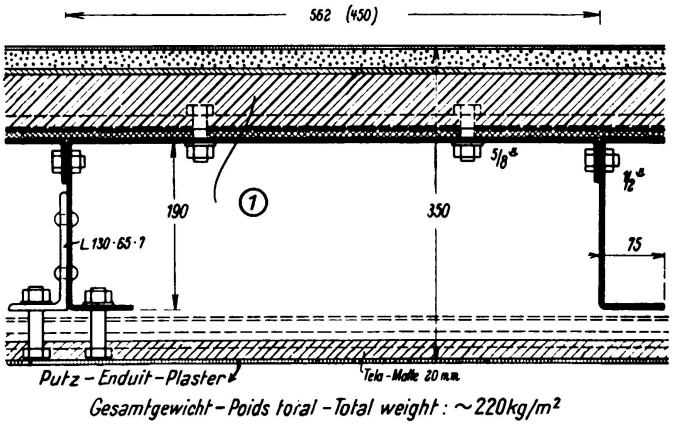


Fig. 12.
Tablier du système Schröder.

D'autres essais montreront s'il est nécessaire d'appliquer des fers plats raidisseurs aux tôles embouties de grande portée (3,5 × 5 m) lorsque l'on applique certains matériaux spéciaux directement sur les tôles — à l'aide de treillis parfois — et lorsque l'on choisit des méthodes spéciales de travail. Les essais ont déjà montré combien les rapports de tension, qui ne peuvent pas être déterminés par des méthodes de calcul élémentaires, sont favorables dans les tôles embouties. L'entretien de la mince couche continue de béton qui surmonte les poutres du tablier peut présenter de graves difficultés si l'on n'a pas recours à un joint.

Les tabliers métalliques des fig. 11 et 12, qui ont remplacé les *tabliers avec poutrelles enrobées de béton*, peuvent déjà être considérés comme un genre de tabliers légers. Les mesures de fléchissements effectuées sur ces tabliers, composés

de profilés IP sur lesquels on a soudé des tôles, ont montré que les poutres et les tôles se comportaient un peu comme les poutres en T de la construction de béton armé. On peut espérer qu'à l'avenir le contrôle des fléchissements, qui peut jouer un rôle prépondérant dans le dimensionnement de ces construc-



(1) 4 mm Linoleum,
21 mm Asphalte,
6 mm Asphalte Ezo,
60 mm Béton de pierre ponce,
10 mm Absorbophon-Ezo,
5 mm Tôle bridée (5,5).

Fig. 13.

Couverture métallique légère.

tions, se fera en introduisant dans le calcul une certaine largeur de la tôle participant à la transmission des forces ou en tolérant pour la poutre un plus grand fléchissement admissible, $^1/_{700}$ au lieu de $^1/_{900}$.

Dans la construction des charpentes on a déjà fait usage des *planchers métalliques légers* suivant les fig. 13 et 14 après que des épreuves de charge et des recherches d'ordre acoustique et thermique très complètes eurent montré les avantages de ces systèmes. Leur poids propre n'atteignait que 220 kg/m² environ pour une portée de 6,50 m, une hauteur de construction de 350 mm et une charge utile de 500 kg/m². En modifiant l'épaisseur des tôles et les autres dimensions de ces planchers, il est possible de les adapter économiquement aux charges et aux portées qui se présentent. Le faible poids de ces planchers permet la création de constructions nouvelles, partiellement soudées, telles que le poste d'aiguillage de la gare de Mayence (fig. 15) dont les cloisons forment en même temps l'élément portant de l'encorbellement .

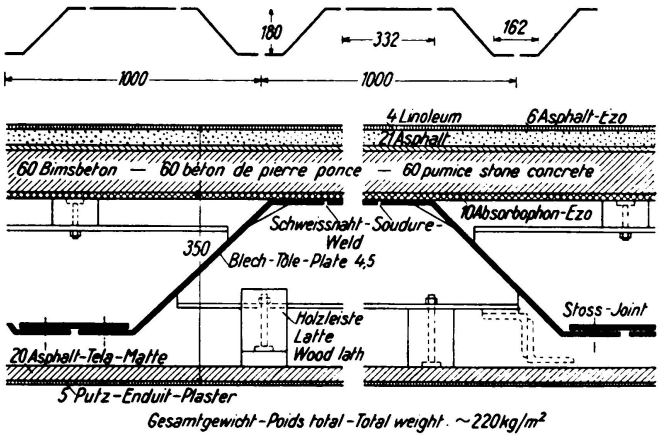


Fig. 14.

Couverture métallique légère à cornières doubles.

En ce qui concerne les hangars d'aviation nous renvoyons aux fig. 25, p. 1355 et 24, p. 1353 de la Publication Préliminaire. Les Américains viennent d'em-

ployer les tôles soudées pour la couverture d'une soute à charbon.[3] La fig. 16 montre un exemple du développement de la construction des hangars d'aviation en Allemagne. La toiture autoportante à tirants, constituée de cornières doubles forme en même temps la membrure supérieure des légères poutres réticulées destinées à transmettre les charges concentrées alors que les tirants en forment les membrures inférieures. Comparé aux avantages que peut présenter une toiture métallique, le poids de cette construction est très faible. Il convient de mentionner que ces systèmes autoportants — en voûte par exemple —, principalement soumis à des efforts de compression et cinématiquement très sensibles, nécessitent une étude spéciale de stabilité (théorie de IIe ordre) car de faibles écarts entre la forme prévue et la forme réelle peuvent avoir de graves répercussions sur le degré de sécurité. On constate avec plaisir qu'en construction métallique disparaissent certains phénomènes de déformation, conditionnés par le matériau lui-même.

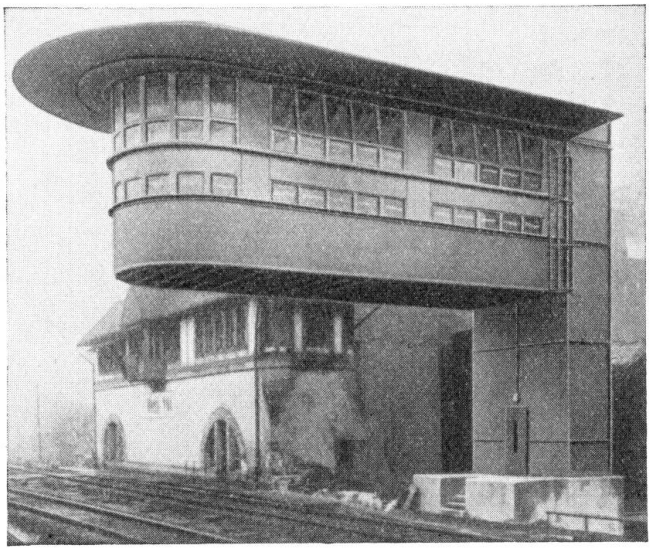


Fig. 15.

Post de signalisation de la gare de Mayence.

Aujourd'hui comme autrefois, la construction réticulée domine dans les grands hangars, ainsi que le montrent par exemple les hangars à dirigeables de Francfort s/Main et de Rio de Janeiro.

Fig. 16.

Couverture autoportante en cornières doubles.

La combinaison de la construction métallique et du béton s'est encore développée. En Suisse, dans les petits ponts-route (fig. 17), la membrure supérieure des poutres principales et les longerons sont noyés dans la dalle de béton armé. L'effet compound permet de réduire les dimensions des longerons et a une influence très favorable sur les oscillations propres du pont. Dans certains cas en outre (comme par ex. pour l'acier St. 52) où les règlements concernant les fléchissements exigeraient

[3] „Stahlbau" 1933, p. 152, fasc. 19.

l'utilisation d'une plus grande quantité d'acier, cet effet compound permet une économie d'acier. En Allemagne, les règlements concernant le béton armé ne permettent pas de tenir compte dans le calcul de la liaison entre les profilés et le béton — pour autant que les profilés ne se trouvent pas entièrement dans la zone tendue —. En outre, l'Administration des Chemins de fer exige l'accès libre à tous les rivets des membrures, ce qui d'ailleurs est à l'avantage de la construction soudée.

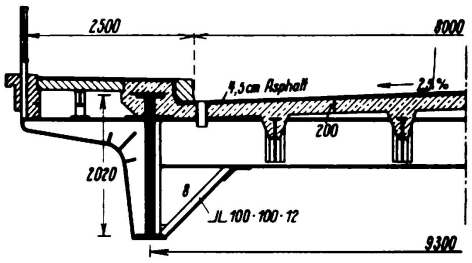


Fig. 17.
Pont sur la Limmat à Engstringen (Suisse).

La construction à ossature métallique est un procédé qui, au cours de ces dernières années, a été beaucoup employé en France et en Angleterre et qui est appliqué actuellement à Berlin à la construction du nouveau bâtiment de la Reichsbank. L'introduction dans le calcul des ouvrages de ce genre de la collaboration du béton et de l'acier dans les colonnes métalliques à noyau de béton[4] rendra ces constructions plus économiques encore. L'emploi des planchers légers peut être très avantageux dans certains cas. Finalement, de vastes essais de résistance au feu,[5] effectués sur des colonnes métalliques enrobées et chargées de grandeur nature ont fourni de précieux résultats et ont montré qu'avec des moyens réduits on pouvait réaliser des colonnes métalliques enrobées offrant une grande résistance au feu (DIN 4102, feuille 1).

---

[4] „Stahlbau" 1934, p. 49, fasc. 7 et 8; „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1935, fasc. 23.

[5] Compte-rendu de la „XXIX Wissensch. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehringenieure". Editions R.D.F., Berlin, N°. 15.

VII a 1

L'esthétique des ponts métalliques.

Formgebung stählerner Brücken.

The Aesthetics of Steel Bridges.

F. Eberhard,
Direktor der M.A.N. Mainz-Gustavsburg.

On attache actuellement une grande importance à l'esthétique des ponts métalliques; il est donc intéressant de considérer et de critiquer objectivement quelques bons et quelques mauvais exemples de ponts en service.

Le principe de tout artiste est de mettre en évidence le but de l'ouvrage, donc pour le constructeur de pont c'est de montrer clairement que son ouvrage fait franchir un obstacle à une voie de communication. Cette exigence est

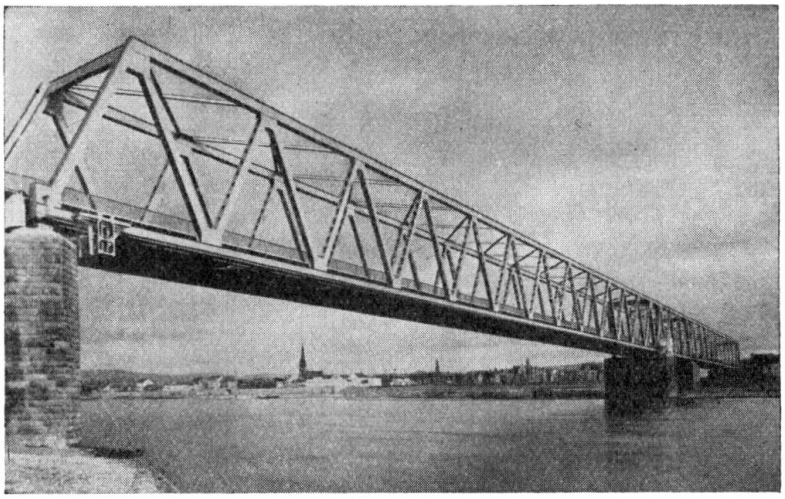


Fig. 1.
Pont-route sur le Rhin à Neuwied.

simple à satisfaire lorsque le tablier repose sur l'ouvrage, mais ce serait exagéré que de proscrire tout tablier surbaissé. — Au pont de Neuwied sur le Rhin (fig. 1), si le tablier devait se trouver au-dessus de l'ouvrage, les rampes d'accès auraient plusieurs kilomètres de longueur; elles domineraient le tout au lieu d'être un simple accessoire. L'ensemble aurait troublé l'harmonie de ce paysage de plaine. L'esthétique d'un pont ne doit pas s'arrêter aux culées, elle doit s'occuper aussi du raccord de la voie de communication. C'est alors seulement qu'un pont, qu'il soit en plaine ou en montagne, sera en harmonie avec le paysage.

Comme exemples caractéristiques de ponts de plaine, nous pouvons citer le pont à âme pleine sur le Main près de Frankfurt (fig. 2) et le pont sur l'Elbe à Meissen (fig. 3). Le pont de Meissen, avec, à l'arrière plan, la pittoresque cité

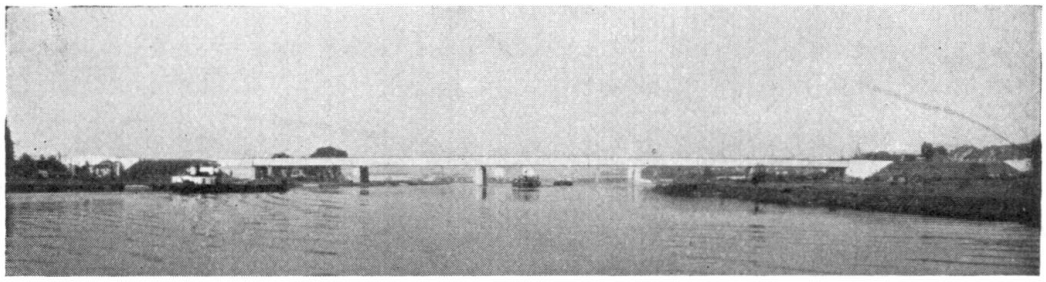


Fig. 2.
Pont d'autoroute sur le Main à Griesheim.

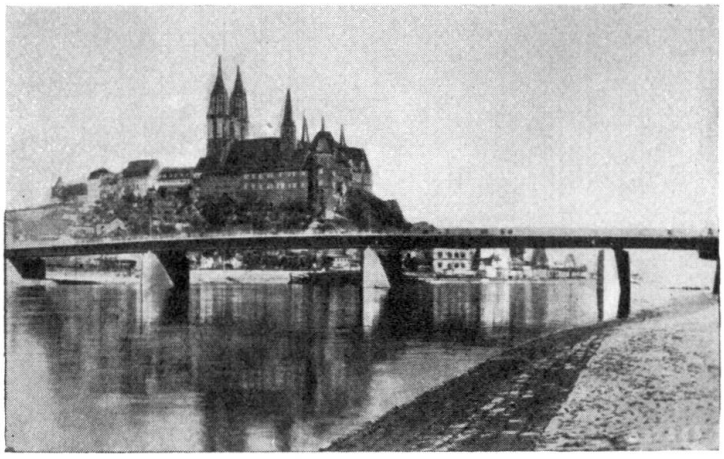


Fig. 3.
Pont-route sur l'Elbe à Meissen.

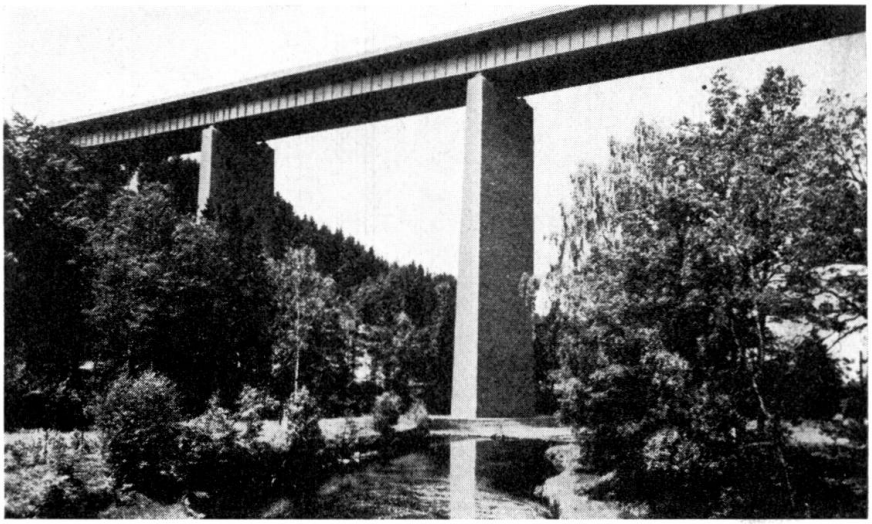


Fig. 4.
Pont d'autoroute à Siebenlehn.

d'Albrechtsbourg, montre qu'il n'est pas nécessaire de recourir à des formes de l'ancien temps pour harmoniser l'ancien et le nouveau.

Le pont d'autoroute qui franchit le vallon de Freiberg (fig. 4) nous montre que les poutres à âme pleine peuvent très bien s'harmoniser avec un paysage montagneux.

La poutre en treillis convient aussi bien à la plaine qu'à la montagne, preuve en est le pont-rails sur le Rhin près de Wesel (fig. 5) et le pont-rails situé

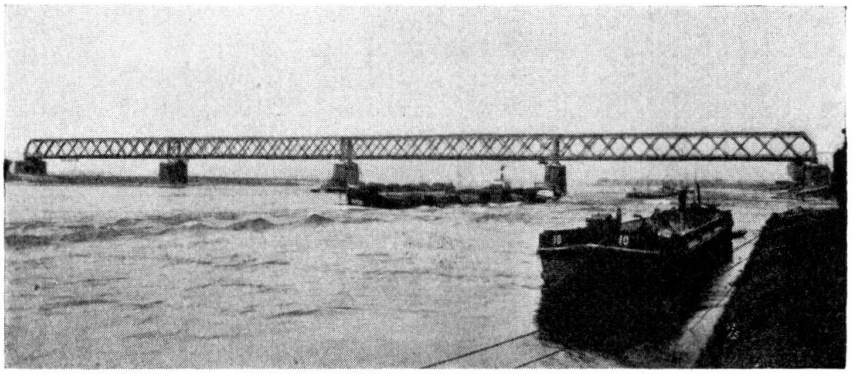


Fig. 5.
Pont-rails sur le Rhin à Wesel.

près de Freudenstadt (fig. 6). Qu'un pont soit à âme pleine ou en treillis, qu'il se trouve en plaine ou en montagne, sa beauté dépend du choix judicieux de la hauteur des poutres, des ouvertures, des dimensions des piliers, de la largeur du pont et des encorbellements.

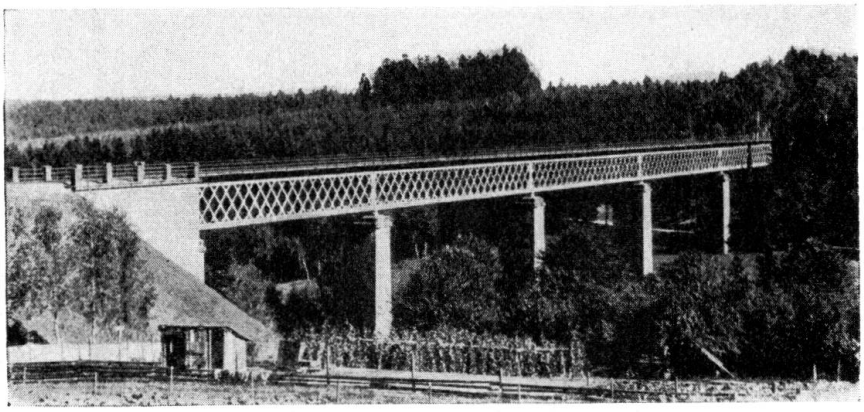


Fig. 6.
Pont de Lauterbad à Freudenstadt.

Les ponts qui franchissent des gorges profondes peuvent aussi bien être des poutres que des arcs. Cependant l'arc n'est satisfaisant que lorsqu'il y a équilibre entre les culées et l'arc. Le pont sur le lac Mälar à Stockholm (fig. 7) est très réussi mais on peut regretter qu'il repose sur des culées si peu massives.

Le pont qui franchit le canal de la mer du Nord à la Baltique près de Grünthal (fig. 8) doit sa hardiesse et son élégance au choix tout-à-fait exact

de ses culées. La ligne très marquée du tablier atténue l'effet de la position alternée du tablier.

D'un effet beaucoup moins heureux sont les ponts en arcs dans lesquels l'arc n'est pas nettement détaché du tablier. Considérez le pont-route situé près de

Fig. 7.

Pont-route sur le lac Mälar à Stockholm.

Coblence avant sa transformation (fig. 9) et constatez ce qu'il a gagné par suite du relèvement et de l'élargissement de son tablier (fig. 10). Tandis que les trois travées de ce pont ont des portées égales de 96 m, celles du pont sur le Rhin

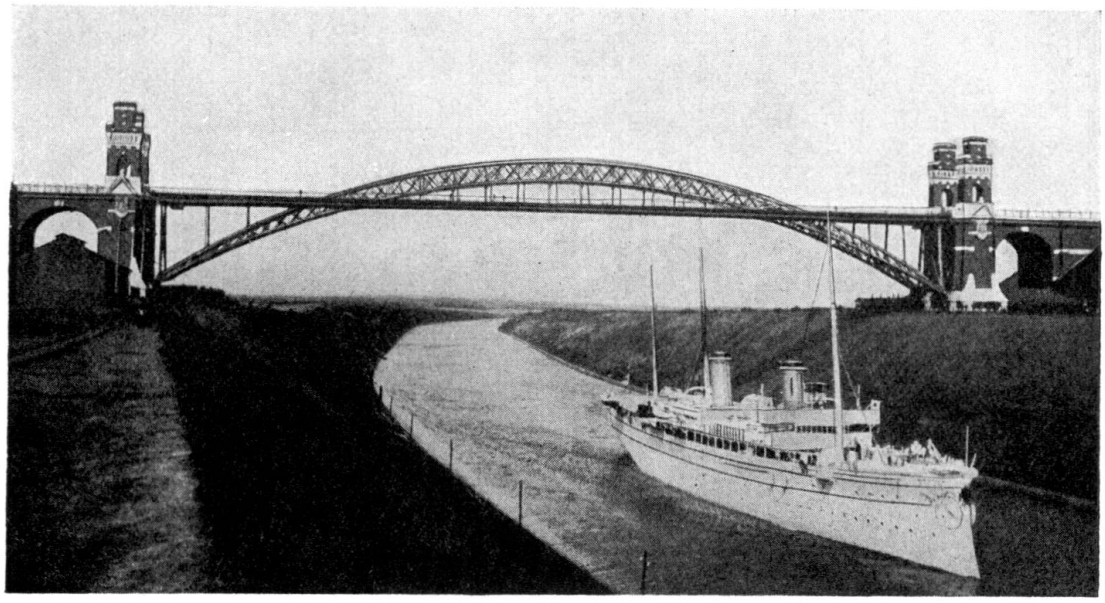


Fig. 8.

Pont-route sur le canal de la mer du Nord à la Baltique à Grünthal.

de Mayence croissent de 87 m sur la rive à 102 m au milieu. Il ne viendra pas à l'idée de la plupart des visiteurs que l'harmonie insurpassable de ce pont est précisément due à cet accroissement des portées. La fig. 11 représente ce pont

après sa transformation. A l'origine, les culées étaient surmontées de maisonnettes de péage et les piliers de motifs décoratifs (fig. 12). Cela rompait le bel élan du tablier de même que la liaison du pont avec ses rampes d'accès. Les

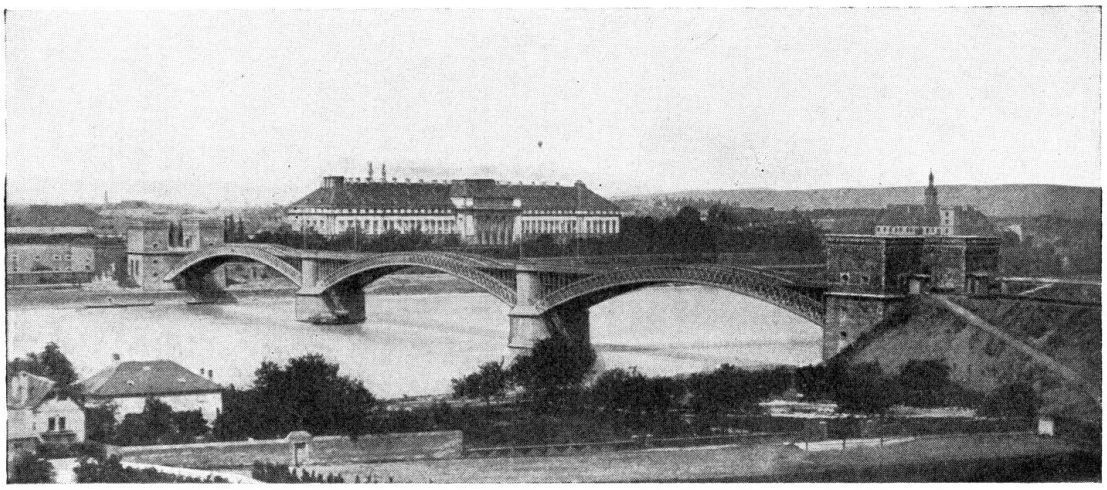


Fig. 9.

Pont-route de Coblence avant sa transformation.

horizontales et les verticales s'entrecroisaient, ce qui détruisait tout effet. Actuellement, c'est le tablier qui domine car le but de l'ouvrage est de le supporter.

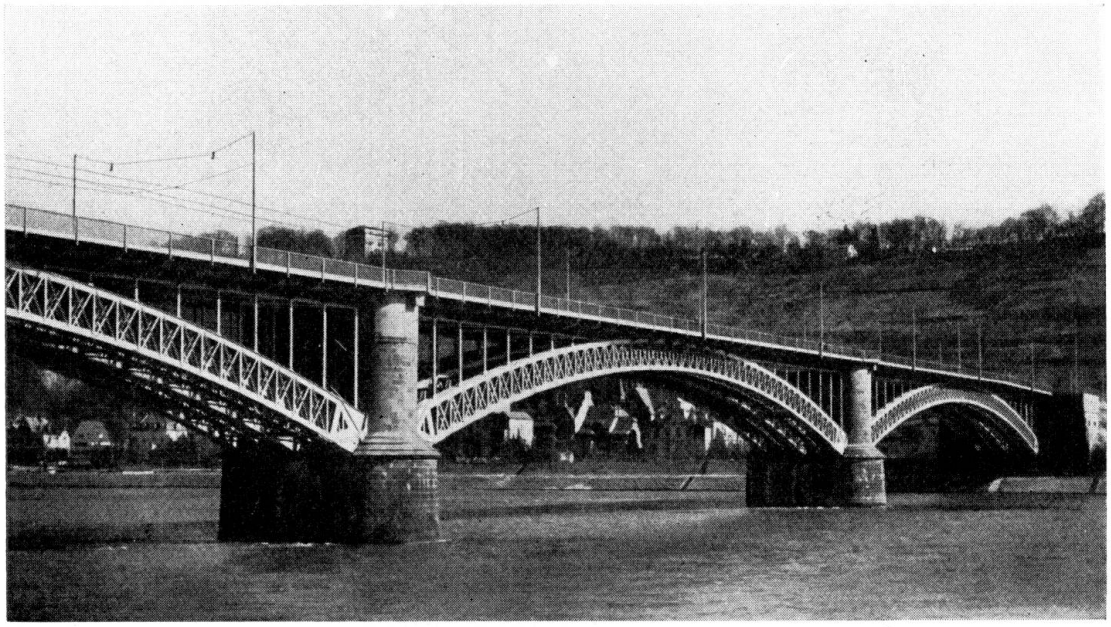


Fig. 10.

Pont-route de Coblence après sa transformation.

La nature n'offre pas toujours au constructeur de ponts des vallées à section symétrique. Il ne doit pas s'effrayer de cette dissymétrie qui peut donner au pont un charme tout particulier. Le projet d'un pont d'autoroute sur la Saale près

de Lehesten (fig. 13) prévoit un accroissement unilatéral des portées et le fait que la route est en pente offre la possibilité de faire croître la hauteur de la poutre avec l'accroissement des portées.

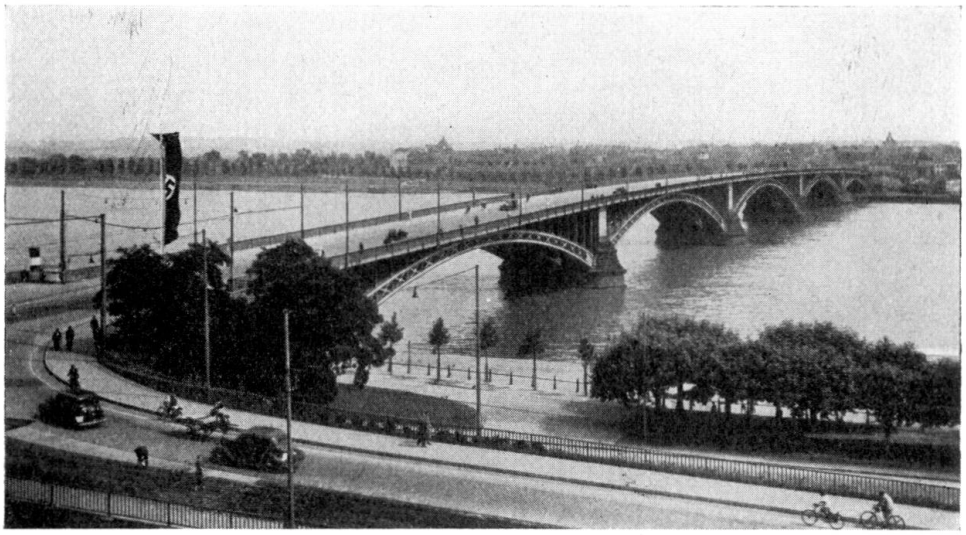


Fig. 11.

Pont-route sur le Rhin à Mayence après sa transformation.

Fig. 12.

Pont-route sur le Rhin à Mayence avant sa transformation.

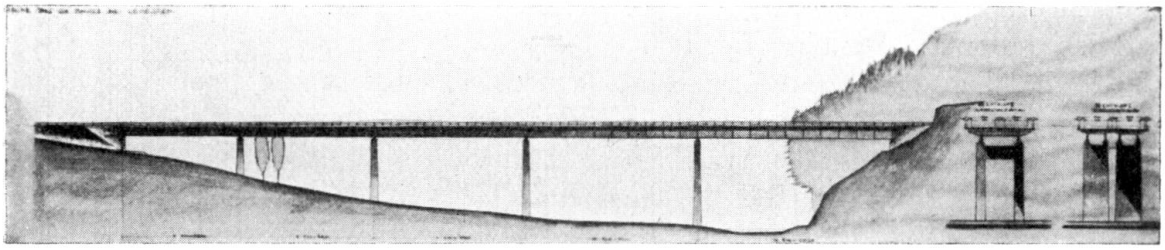


Fig. 13.

Projet d'un pont d'autoroute à Lehesten.

Le constructeur de ponts se trouve en face d'un problème insoluble lorsqu'on lui impose des prescriptions qui le contreignent de s'écarter de ses règles. Ce cas s'est présenté pour les ponts de Maxau et de Speyer (fig. 14). Par suite de la courbure du fleuve, le chenal de navigation et par suite la plus grande ouverture se trouvent d'un côté et le visiteur ne pourra comprendre cette dis-

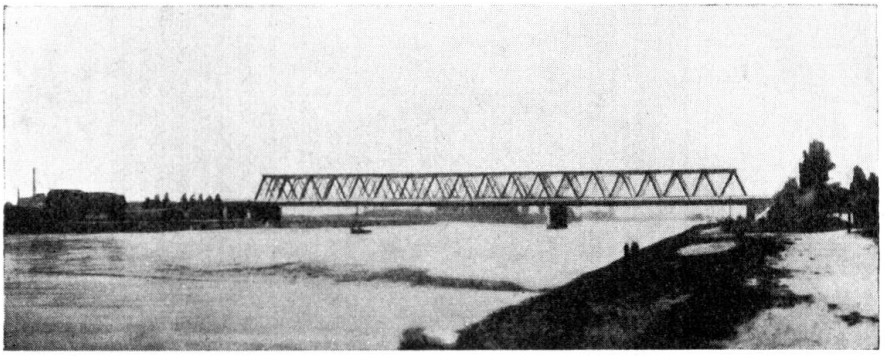


Fig. 14.
Pont sur le Rhin à Maxau.

symétrie car il n'en peut connaître la cause. On a constaté que l'horizontale fortement marquée d'une poutre atténuait l'inélégance de cette dissymétrie; un arc au contraire (fig. 15) ne pourrait que l'accentuer.

Les ponts qui franchissent plusieurs ouvertures doivent former cependant un tout. Quelle différence entre l'ancien pont en treillis situé près de Cologne

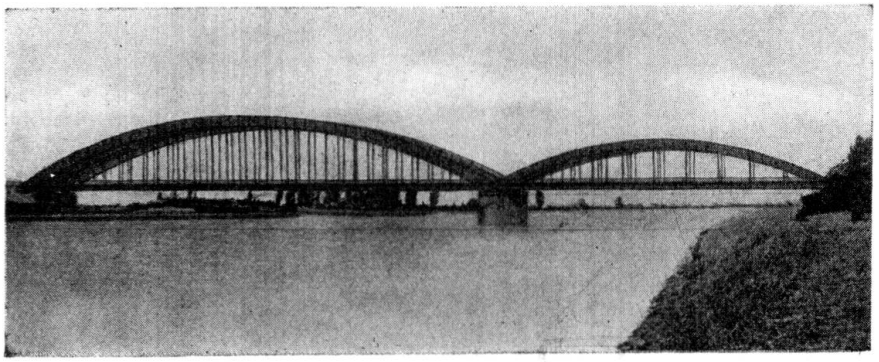


Fig. 15.
Projet de pont sur le Rhin à Maxau.

(fig. 16), malgré la surcharge de ses piliers, et le contour découpé du pont de Floridsdorf sur le Danube (fig. 17).

L'unité d'un pont peut être complètement détruite par la ligne irrégulière de ses membrures; c'est le cas du pont de Hassfurt sur le Main (fig. 18). Le pont-route situé près de Wesel perd beaucoup du relèvement inutile des membrures au droit des piles médianes et le fait que les membrures inférieures sont aussi incurvées accentue encore l'inélégance de ce pont.

Le pont de Cologne est un exemple de l'harmonie que possèdent nos anciens ponts en treillis à mailles fines. C'est de là que provient le retour aux poutres

à âme pleine et la recherche de poutres en treillis ayant l'aspect ornemental des anciens treillis à mailles fines. Un essai de ce genre est la reprise du treillis en V.

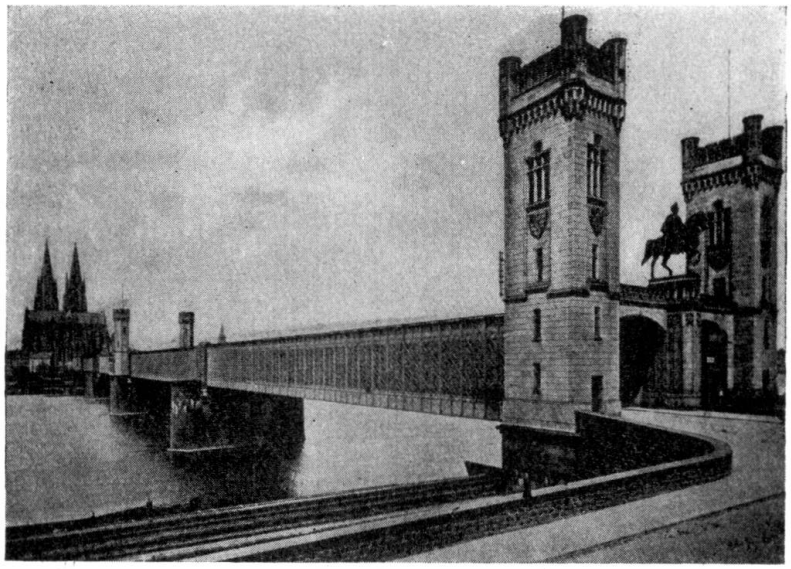


Fig. 16.
Ancien pont-rails sur le Rhin à Cologne.

Les poutres en treillis à croix de St.-André ont plutôt un aspect de parois. Au pont de Mannheim-Ludwigshafen (fig. 20) les montants extrêmes ont la hauteur du pont, ce qui est d'un effet un peu dur mais qui, cependant, est préférable aux montants n'ayant que la demi-hauteur de la poutre, comme c'est

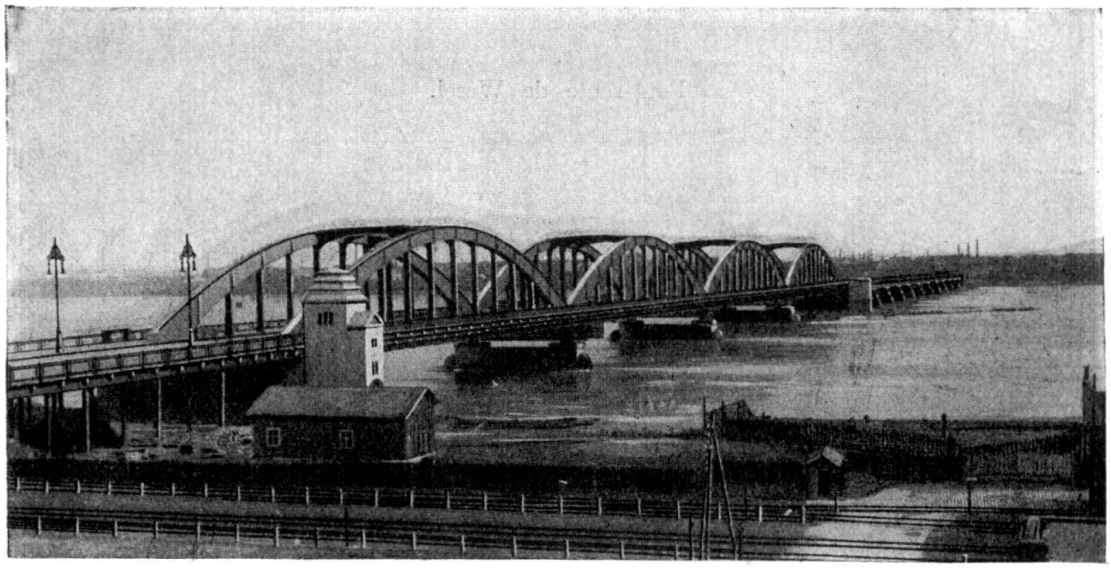


Fig. 17.
Pont sur le Danube à Florisdorf.

le cas au pont de Wesel (fig. 21). Un portique extrême avec montants en ligne brisée ne peut enthousiasmer ni l'ingénieur ni le profane.

Dans l'étude d'une nouvelle disposition des barres de remplissage des poutres en treillis, on se trouve en face d'un autre problème encore dont la solution dépend de la collaboration de l'ingénieur et de l'architecte.

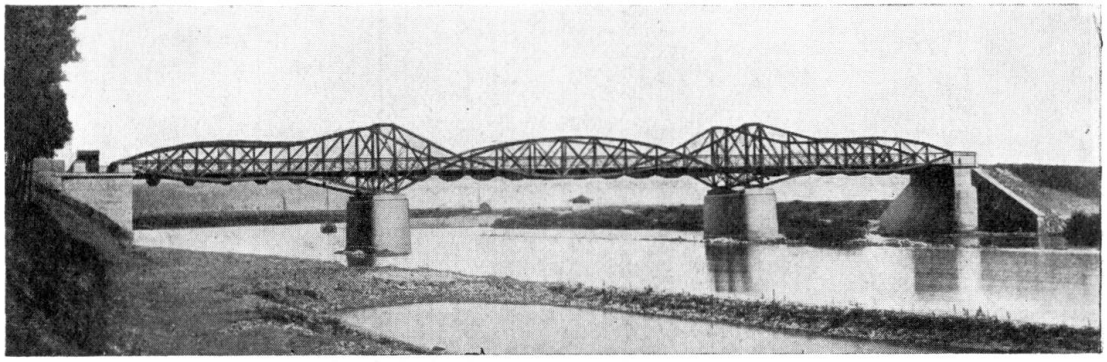


Fig. 18.
Pont-route sur le Main à Hassfurt.

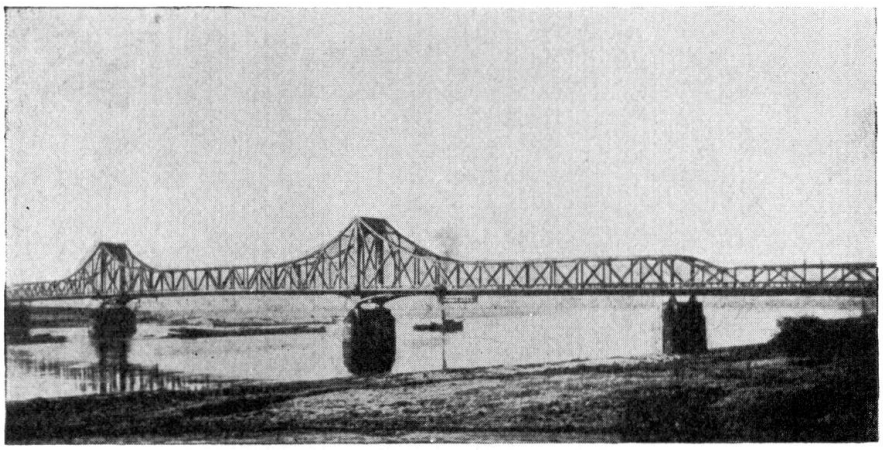


Fig. 19.
Pont-route de Wesel.

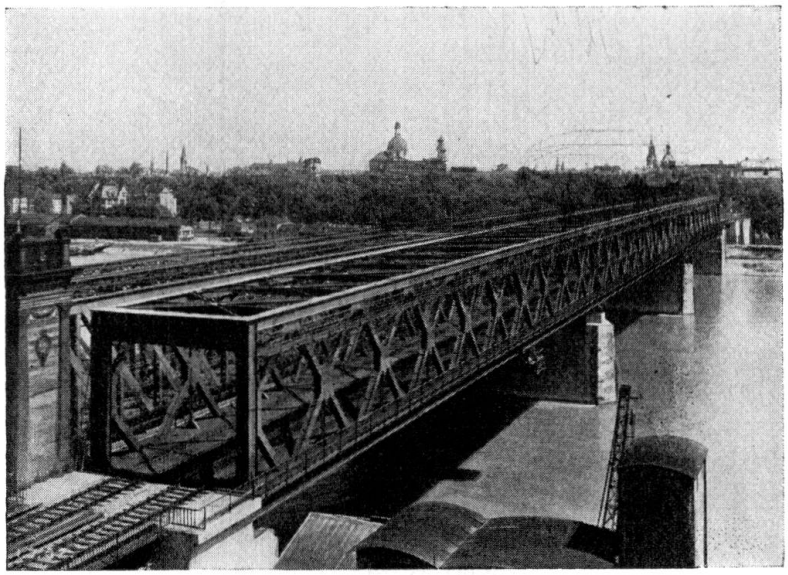


Fig. 20.
Pont-rails sur le Rhin à Ludwigshafen.

La combinaison de la poutre et de l'arc ne donne que rarement une solution heureuse. Comment le visiteur pourrait savoir que l'arc avec tirant n'a que des réactions d'appuis verticales, comme une poutre? Qui lui dira qui de l'arc ou

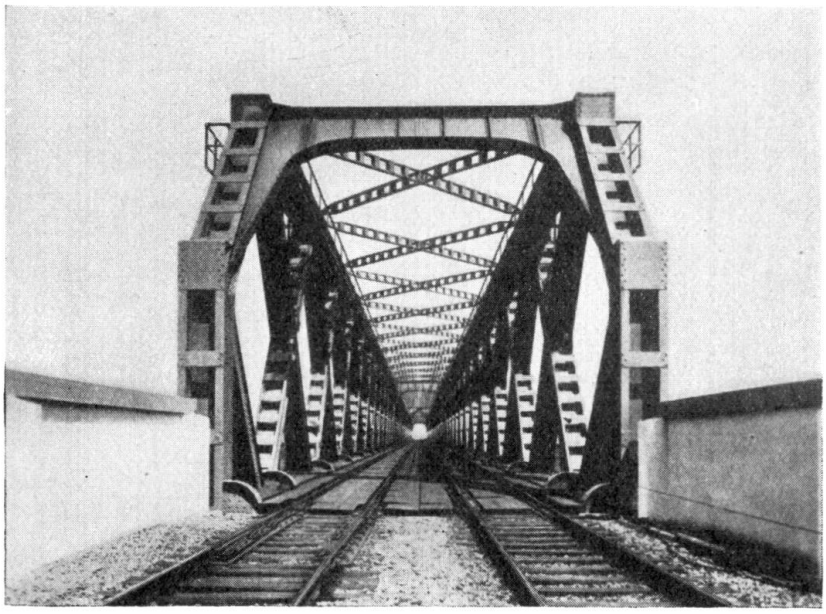


Fig. 21.
Pont-rails de Wesel.

de la poutre raidisseuse est le membre principal dans une poutre du type Langer? Ce n'est que lorsqu'une ouverture principale est fortement marquée par un tel arc que le pont peut encore avoir un aspect satisfaisant.

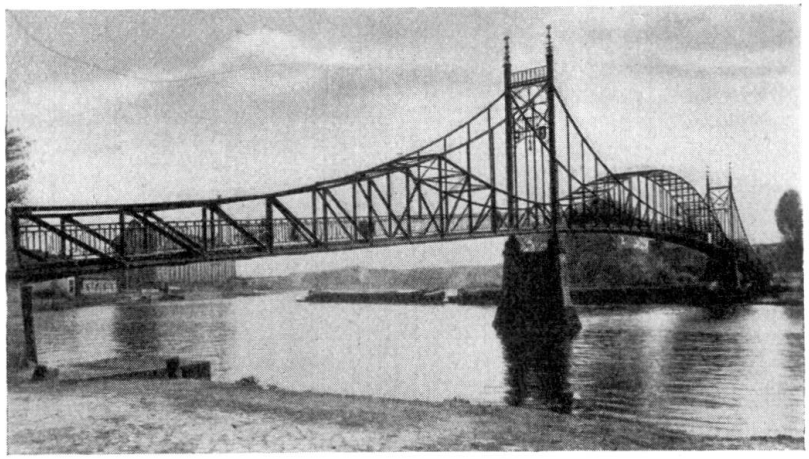


Fig. 22.
Passerelle à Oberschöneweide.

Il est heureux que l'on ait appris à éviter les mélanges quelconques d'arcs et de poutres ainsi que les courbes de sens opposé dans les membrures. Dans notre langage technique il n'existe aucune expression pour designer une cons-

truction telle que la passerelle de Oberschöneweide (fig. 22). Au pont de Norderelbe à Hambourg (fig. 23), le tablier est un accessoire tout-à-fait secondaire suspendu à d'énormes constructions dont le profane ne pourra saisir la raison. De telles constructions ont fortement contribué à répendre l'erreur qui persiste encore et qui consiste à croire qu'un pont métallique n'est qu'un pis-aller adopte lorsqu'il est impossible de construire un pont massif.

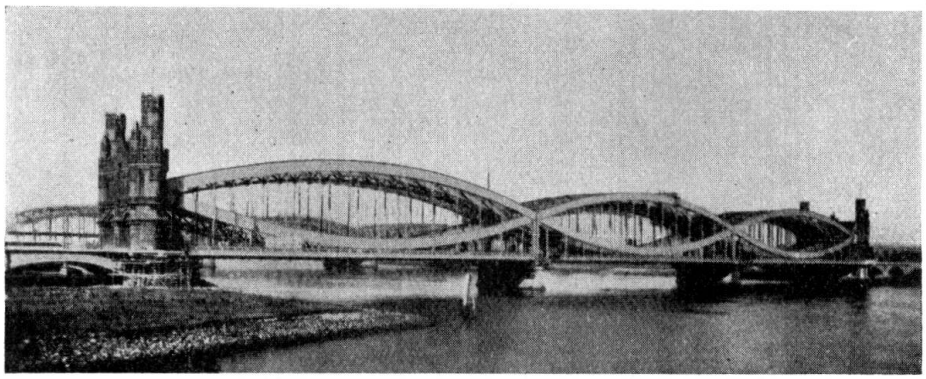


Fig. 23.
Pont sur l'Elbe à Hambourg.

La combinaison de ponts suspendus et de poutres ne peut pas non plus donner un tout satisfaisant. Au pont de Bamberg (fig. 24) il y a confusion car la membrure de suspension, élément de traction le plus pur, devient, au milieu de la travée, la membrure supérieure d'une poutre, c'est-à-dire un élément comprimé. On ne saurait jamais assigner à un même élément deux tâches foncièrement opposées.

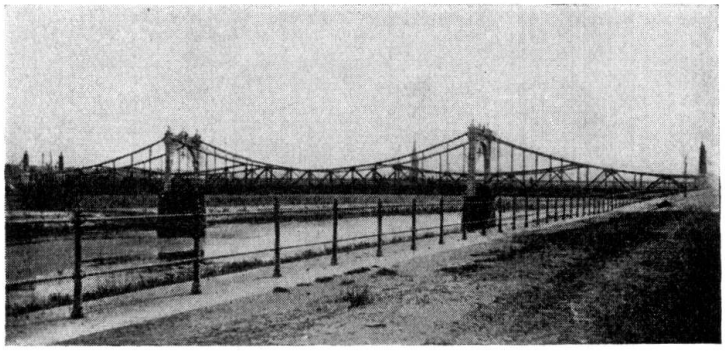


Fig. 24.
Pont-route sur le Main à Bamberg.

Le vrai pont suspendu, auquel recourra le bâtisseur de ponts lorsqu'il aura de grandes portées à franchir, est des plus élégants. Avec logique, les pylônes supportent les câbles, les suspentes soutiennent le tablier et la poutre répartit les charges. Les pylônes du pont de Philadelphie-Camden (fig. 25) et ceux du pont de Cologne-Mülheim (fig. 26) montrent toutes les possibilités d'exécution.

Un pont comprend aussi des culées et des piles et l'on discute beaucoup pour

savoir si l'on doit adopter des piles d'acier, de pierres ou de béton. Ce problème n'est pas encore résolu mais on peut cependant citer quelques solutions très

Fig. 25.
Pont de Camden à Philadelphie.

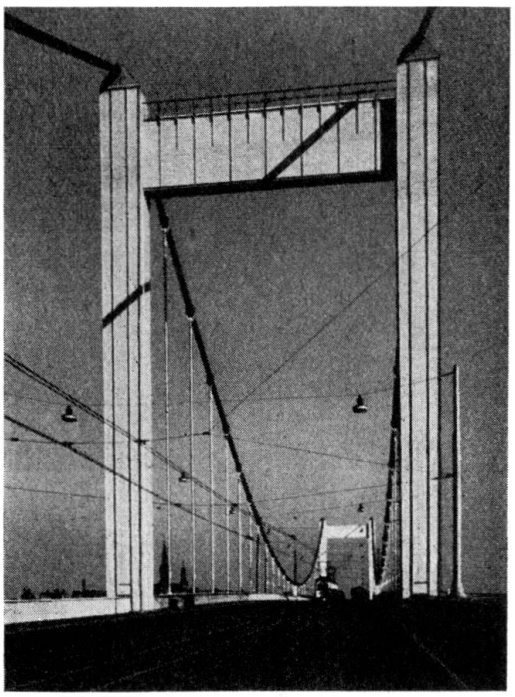


Fig. 26.
Pont du Rhin de Cologne-Mülheim.

heureuses telles que celles adoptées aux ponts de Sulzbach (fig. 27) et de la Petite Striegis (fig. 28).

La direction que suit le progrès est caractérisée par une tendance à la clarté et à la simplicité des formes. Parmi toutes les possibilités qu'offrent la statique

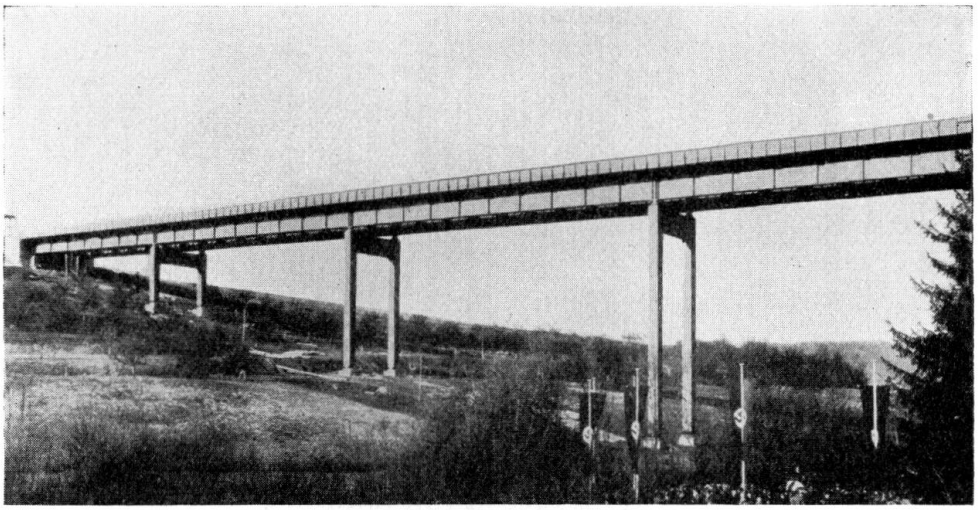


Fig. 27.
Pont d'autoroute sur la vallée de Sulzbach.

et les matériaux, le constructeur de ponts doit choisir celles qui remplissent leur but de la façon la plus naturelle. Un pont n'est pas un ouvrage isolé mais la

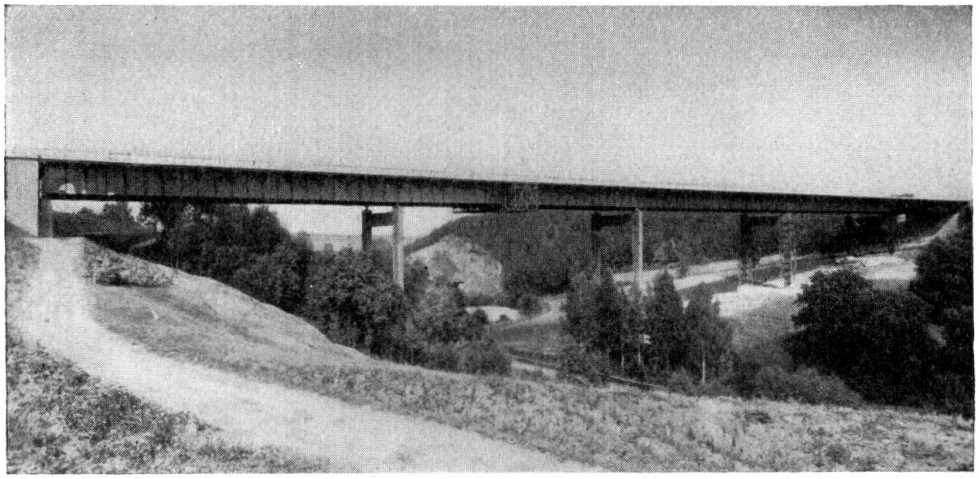


Fig. 28.
Pont sur la Petite Striegis.

continuation d'une voie de communication. Il devient une oeuvre d'art lorsqu'il exprime clairement, tant dans son ensemble que dans ses éléments, son but qui est de porter et d'assurer le trafic.

VIIa 2

Ponts qui n'ont pas été construits.

Brücken, die nicht gebaut wurden.

Unbuilt Bridges.

Dr. M. Klönne,
Dortmund.

Dans nos réunions et dans notre presse on parle généralement des ouvrages exécutés. Nous parlons de la disposition générale, des détails constructifs, des avantages et des inconvénients de tel ou tel mode d'exécution.

Je voudrais attirer votre attention sur des ponts qui n'ont pas été construits, ou plus exactement sur des projets qui n'ont pas été réalisés ou du moins pas là où ils étaient projetés. Je voudrais en outre attirer votre attention sur le fait que les formes et les idées contenues dans ces projets non réalisés ont souvent été reprises plus tard avec succès. Je ne voudrais pas déplorer ici le

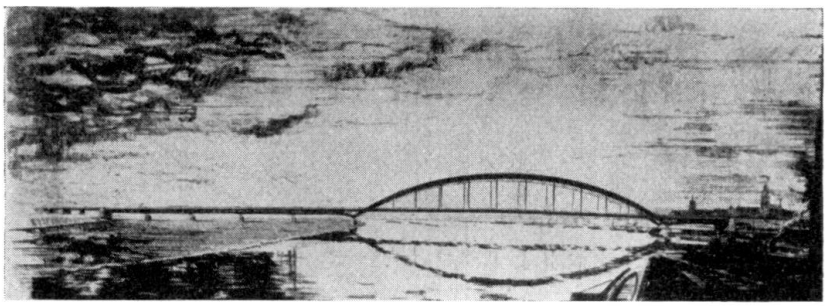


Fig. 1.

triste sort de ces anticipations mais je voudrais montrer que ces projets, qui ont échoué dans les concours, présentent souvent un intérêt pour le monde des ingénieurs. Bien des idées sommeillent dans l'énorme travail effectué par les ateliers de construction de ponts, idées qui pourraient être très utiles et très avantageuses dans d'autres circonstances.

Ces idées concernent aussi bien l'ensemble du projet que la conformation des différents éléments.

Je tiens à faire remarquer que j'indiquerai toujours les noms des projets. Je prie mes collègues de ne pas se vexer de la liberté que je prends; cela est plus avantageux que de parler des projets sans les nommer. Je demande en outre votre indulgence car je décrirai principalement des projets à l'exécution desquels j'ai collaboré moi-même.

Quelques exemples d'abord de l'ensemble du projet:

Au concours pour le nouveau pont sur le Rhin de Cologne-Mülheim, nous avons présenté un pont en arc (fig. 1) qui, avec sa portée de plus de 300 m, aurait été un ouvrage très hardi et très intéressant. Il était facilement réalisable, parfait au point de vue technique et aurait présenté l'avantage d'assurer à l'automobiliste traversant le pont un coup d'oeil tout-à-fait libre sur le Rhin et ses rives (fig. 2). Pour des raisons, dont l'exposé nous entraînerait trop loin, on a choisi un pont suspendu.

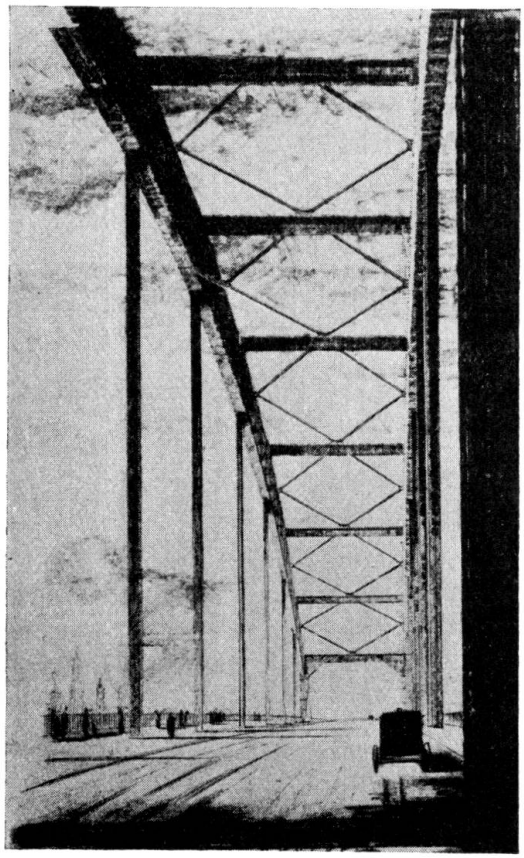


Fig. 2.

Pour le passage de l'auto-route sur l'Elbe près de la Hohenwarte, j'avais proposé en son temps un pont suspendu (fig. 3) dont la forme légère et plaisante se serait très bien adaptée au paysage relativement plat des environs et à la longue ligne du pont d'accès (fig. 4). On construisit un pont à poutres réticulées.

J'avais proposé pour le pont sur l'Elbe près de Dömitz un pont à poutres réticulées dont le treillis ne se composait que de diagonales de même inclinaison (fig. 5). Du fait que l'on n'avait prévu que deux poutres-maîtresses, la disposition que nous avions choisie était de toutes parts agréable à voir. On choisit une poutre du type Langer, c'est-à-dire un arc.

Le cercle est ainsi fermé, le pont en arc est devenu un pont suspendu, le pont suspendu un pont à poutres réticulées, le pont à poutres réticulées un

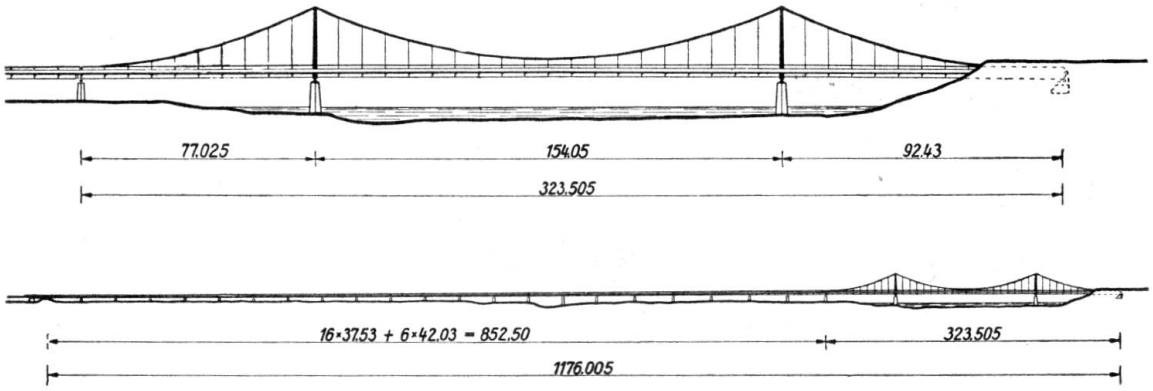


Fig. 3.

pont en arc. Quoique le pont en arc de grande portée et le pont suspendu n'aient pas été exécutés, je crois cependant qu'il sera possible un jour de

tirer parti de ces anciens projets et d'utiliser ces systèmes dans des conditions analogues.

Ce que nous venons de dire pour des projets d'ensemble s'applique dans une plus forte proportion peut-être aux détails constructifs. Deux exemples suffiront:

Les appuis indermédiaires des grands viaducs avec poutres continues sont quelquefois des pylônes ou des cadres articulés en acier. Les deux projets

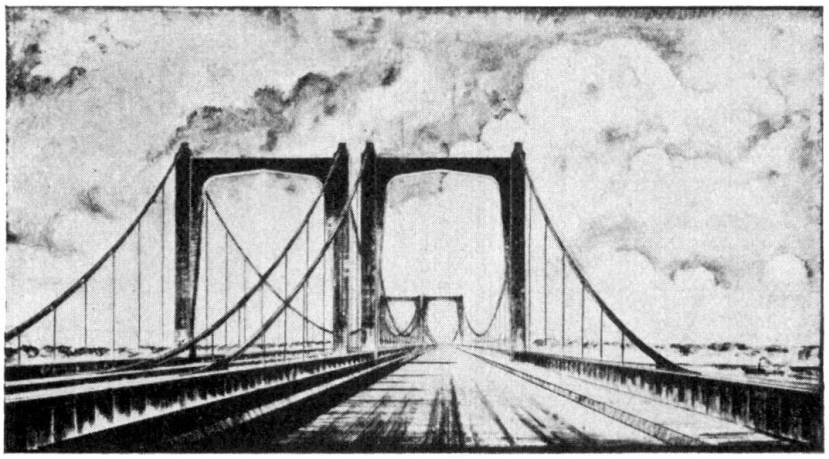


Fig. 4.

(fig. 6 et 7) présentés pour le pont de Siebenlehn offrent une comparaison entre ce mode de construction et des pylônes élancés de béton armé. En fin de compte, l'emploi de portiques articulés, pour les grandes hauteurs également, est dû à une proposition que j'avais faite en son temps pour le pont de Mangfall et qui alors avait été écartée. Les fig. 8 et 9 sont deux vues

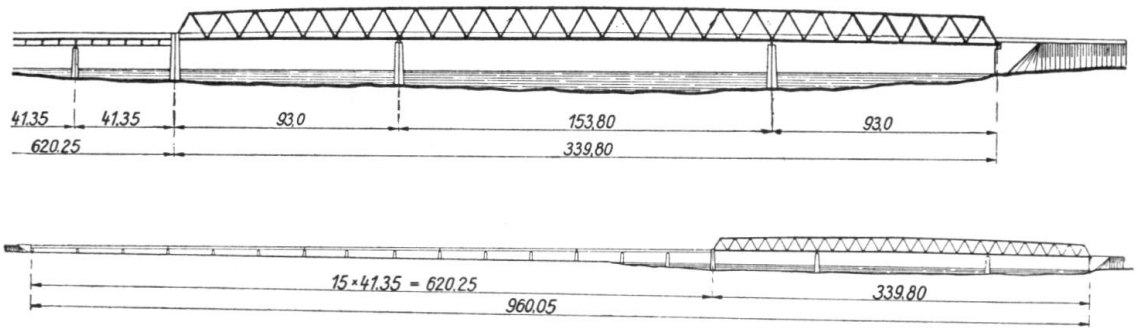


Fig. 5.

de ce pont d'une part avec poutres à âme pleine et d'autre part avec poutres réticulées.

Comme deuxième exemple je citerai la question du contreventement supérieur. Au point de vue esthétique il est évident que la poutre Vierendeel offre bien des avantages car sa forme simple, sans diagonales, est d'un aspect très agréable (fig. 10). J'avais proposé un contreventement de ce genre en 1934 déjà pour le pont d'auto-route du Kaiserberg près de Duisbourg. Pour des

raisons d'ordre statique on a préféré un treillis en K. Actuellement, les ponts de ce genre ont un contreventement du type Vierendeel; exemples les ponts d'auto-routes sur le Lech près d'Augsbourg et sur le canal Rhin-Herne près de Duisbourg, ce dernier d'une portée de 140 m.

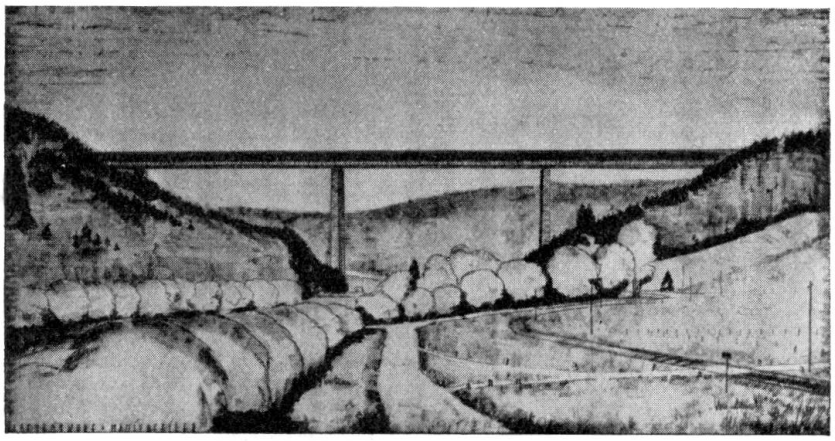


Fig. 6.

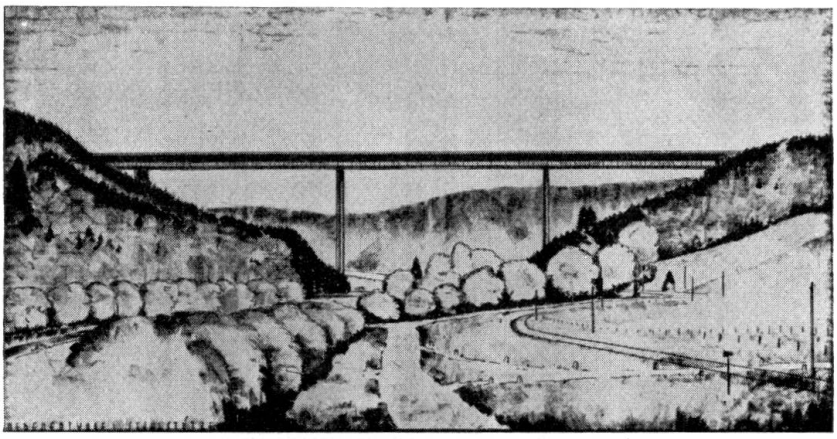


Fig. 7.

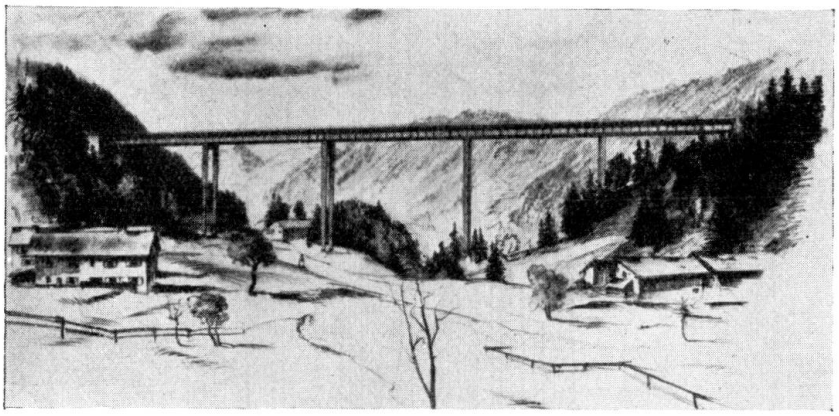


Fig. 8.

Pour terminer je voudrais dire quelques mots sur les ponts en arc. Il existe un grand nombre de projets de ponts en arc non seulement intéressants au

point de vue technique mais encore tout-à-fait satisfaisants au point de vue esthétique. La triste uniformisation de tous les ponts (âme pleine ou treillis à membrures parallèles) pourrait facilement subir une interruption. Par ponts en arc j'entends les véritables ponts en arc, qu'ils soient avec ou sans tirant,

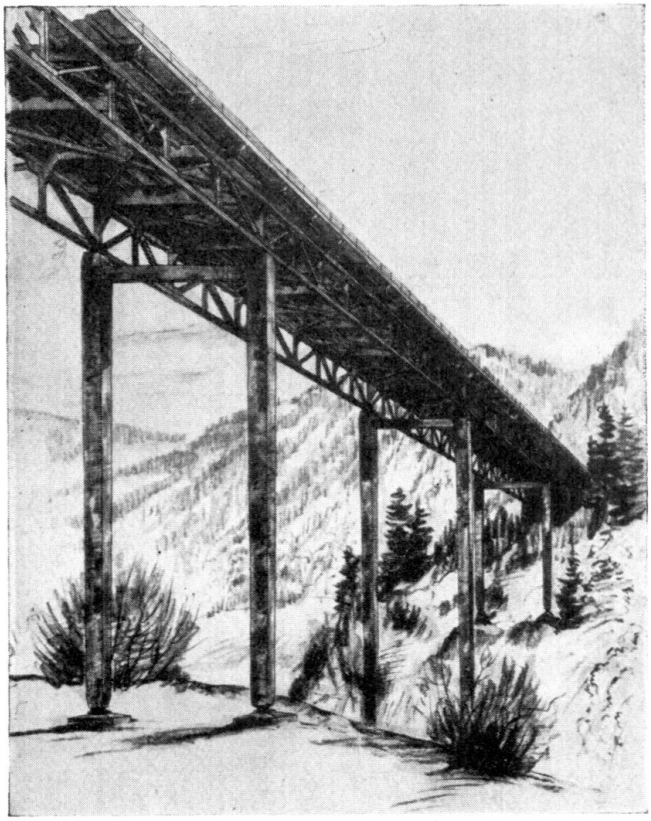


Fig. 9.

et non pas les poutres du type Langer où l'horizontale de la poutre raidisseuse reste l'élément dominant. L'aspect peut être aussi agréable lorsque l'arc est placé au-dessus du tablier. Outre le projet du pont de Cologne-Mülheim, voici

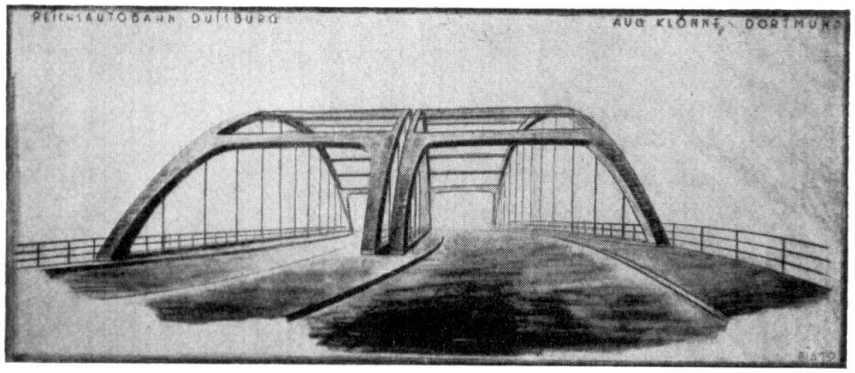


Fig. 10.

deux projets pour le pont sur le canal Rhin-Herne (fig. 11 et 12); ces deux figures vous permettrons d'établir une comparaison entre la poutre du type Langer (fig. 11) et l'arc avec tablier suspendu (fig. 12).

L'apanage des ponts en arc restera toujours le franchissement des vallées profondes car, dans ce cas, l'arc peut se trouver entièrement au-dessous du

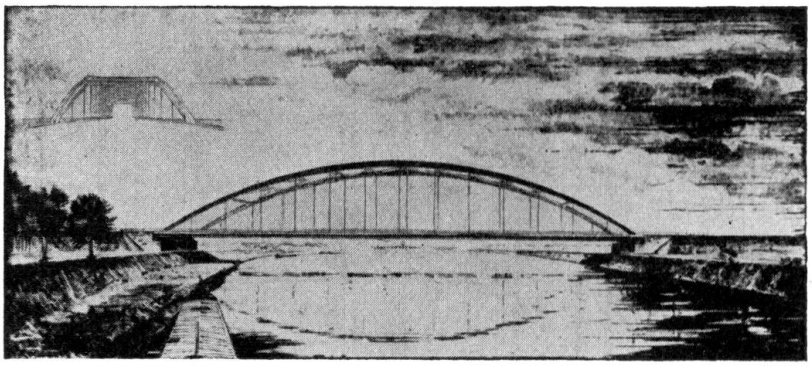


Fig. 11.

tablier. Le projet d'arc encastré pour le pont de l'Helderbachtal (fig. 13) montre l'aspect d'un de ces arcs dans le paysage environnant. Les dimen-

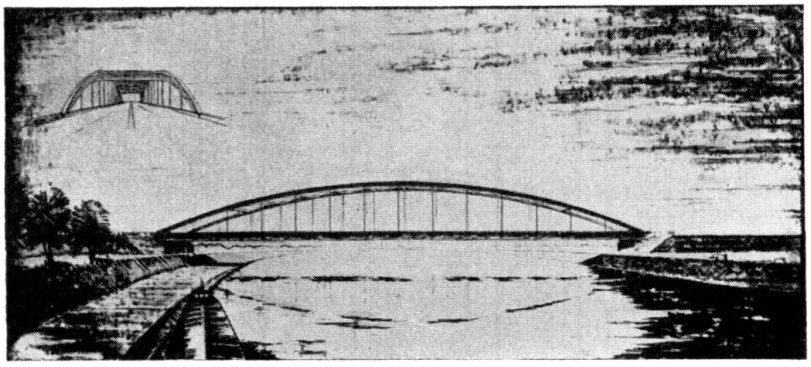


Fig. 12.

sions principales de ce projet sont indiquées aux fig. 14 et 15. A la fig. 14 l'arc et le tablier se touchent tandis qu'à la fig. 15 ces deux éléments sont

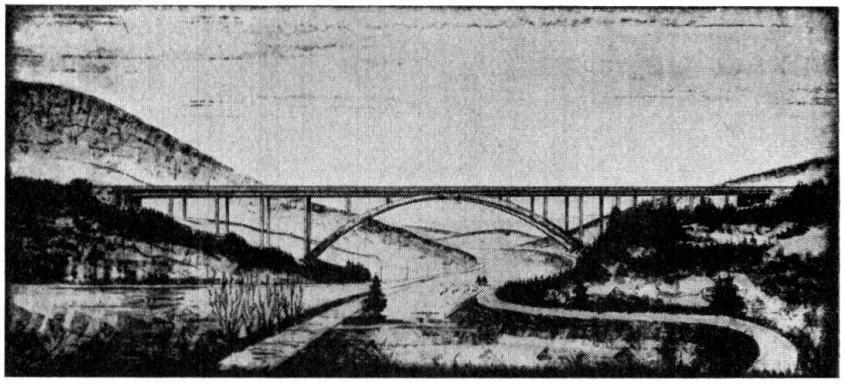


Fig. 13.

distincts l'un de l'autre. Quant à moi je préfère la seconde de ces deux formes.

J'espère vous avoir montré, par ce bref exposé, que même des projets qui n'ont pas été réalisés peuvent présenter de l'intérêt car on peut y trouver les grandes lignes du développement à venir.

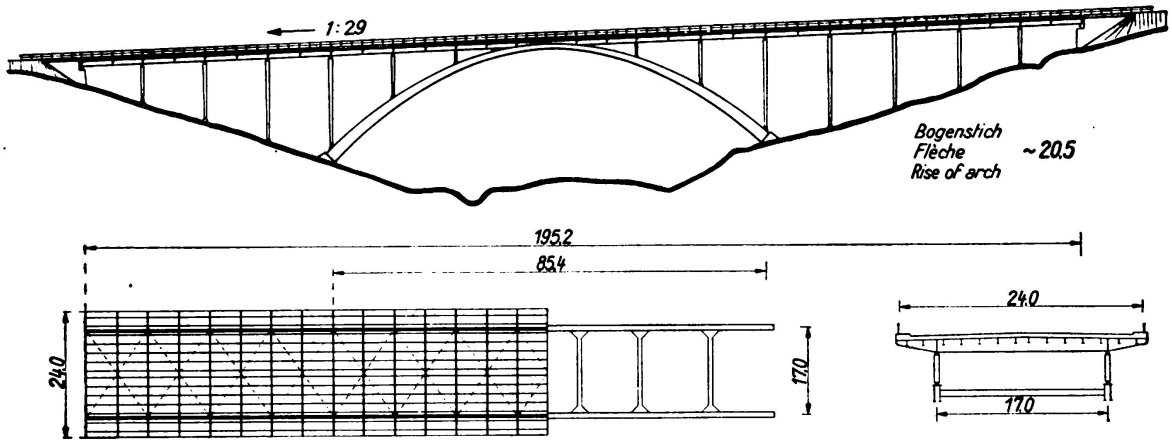


Fig. 14.

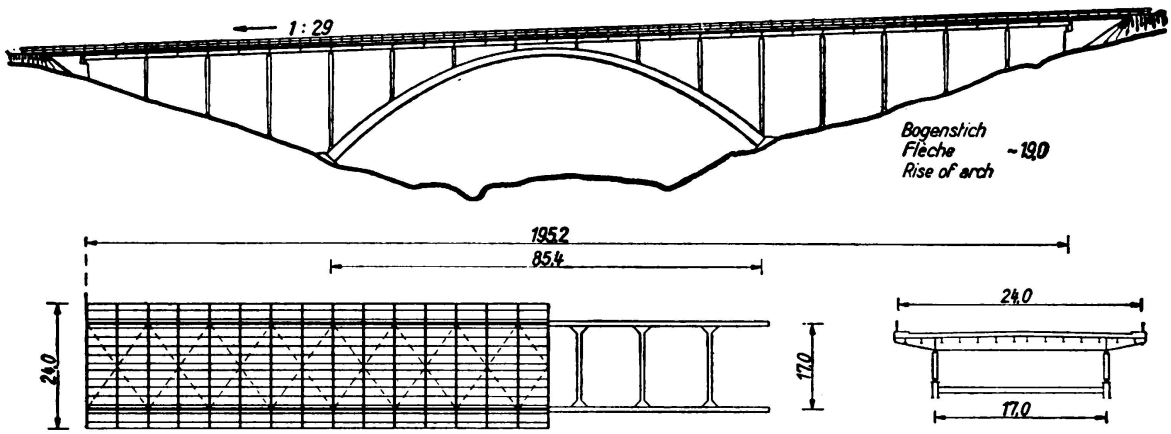


Fig. 15.

Nous voulons encore faire remarquer qu'un pont ne doit pas seulement durer, mais, de même qu'un homme, un pont doit avoir du caractère c'est-à-dire que son effet extérieure doit être satisfaisant. On ne peut pas « construire » de tels ponts, il faut les « concevoir ».

Un constructeur *parfait* ne peut pas négliger les exigences de la beauté. S'il le fait, il est peut-être un technicien mais certainement pas un ingénieur.

VII a 3

L'application de l'acier aux constructions métalliques en Italie.

Die Verwendung des Stahls beim Bau von Stahlkonstruktionen in Italien.

Applications of Structural Steelwork in Italy.

Dr. Ing. A. Fava,
Chef de Service aux Chemins de fer de l'Etat, Rome.

1° Tout le monde sait qu'en Italie l'acier est un matériau très coûteux, ce qui provient de la rareté des minerais de fer et du charbon. Il en résulte que l'acier n'est employé que dans les cas où il est strictement nécessaire ou particulièrement avantageux d'y recourir: il n'est donc souvent pas capable de concourir avec son rival, le béton armé.

Fig. 1.

2° Un domaine où il est généralement nécessaire de recourir à l'acier est celui des ponts-rails car la hauteur manque pour la construction de voûtes en maçonnerie et de systèmes en béton armé.

Le réseau des Chemins de fer de l'Etat italien comprend 7000 ponts métalliques environ dont la longueur totale atteint queluqe 100 km. Au cours de ces 10 dernières années, le tiers environ de ces ponts a été remouvelé et, à part les ouvrages d'une portée inférieure à 10 m, on a remplacé les poutres anciennes par des nouvelles.

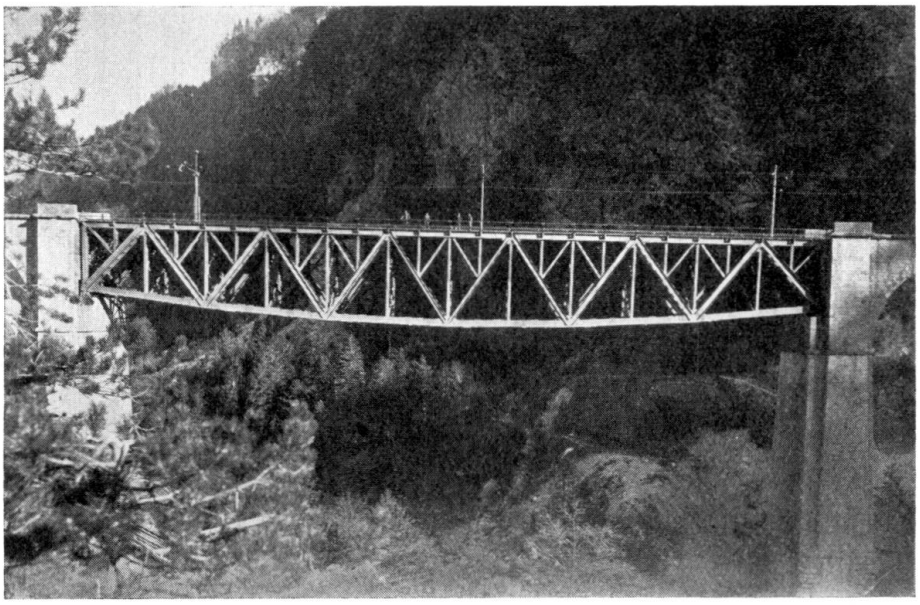


Fig. 2.

La fig. 1 représente un pont à trois ouvertures qui, par sa construction, peut être considéré comme le type des ouvrages récents; on remarquera que les poutres-maîtresses sont constituées de grandes barres non entretoisées par

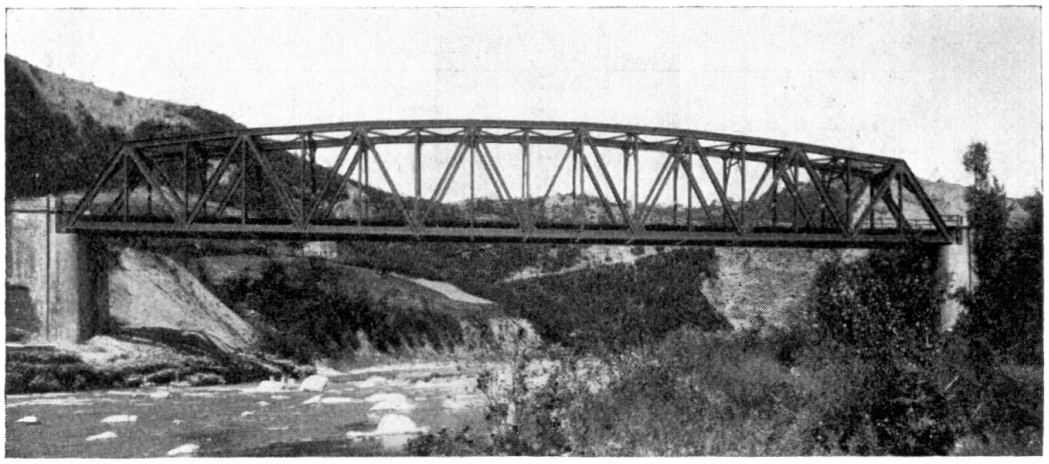


Fig. 3.

un treillis à fine maille. La suppression de ce treillis confère à l'ouvrage un aspect calme et de grande simplicité.

La fig. 2 montre le plus grand pont à tablier supérieur et à membrure inférieure parabolique, la fig. 3 un pont d'une portée d'environ 90 m à mem-

brure supérieure parabolique, type qui a été employé pour un grand nombre de ponts.

La fig. 4 représente une poutre continue à deux ouvertures de 77 m chacune; exceptionnellement, les poutres sont à treillis en croix de St. André, excellente disposition dans le cas particulier à cause de la forte obliquité de l'ouverture.

A ce sujet nous tenons à faire remarquer que durant un certain temps les Chemins de fer de l'Etat avaient complètement abandonné les poutres

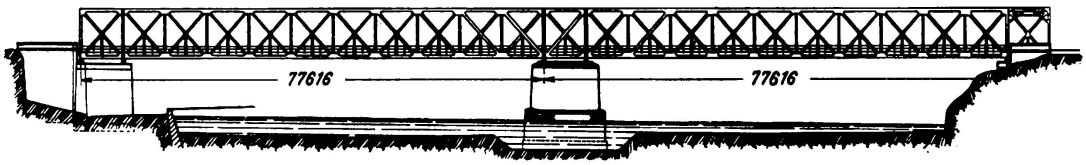


Fig. 4.

continues; en effet, on a observé des dénivellations importantes des appuis dans les ponts de ce genre en service, ce qui entraîne de graves perturbations dans la distribution des efforts.

Actuellement on est revenu à ce type d'ouvrages mais on enregistre exactement le niveau des appuis et on corrige les erreurs.

Cette opération s'effectue au moyen de vérins hydrauliques et de manomètres de précision. Au moyen des vérins on soulève la poutre en même temps de

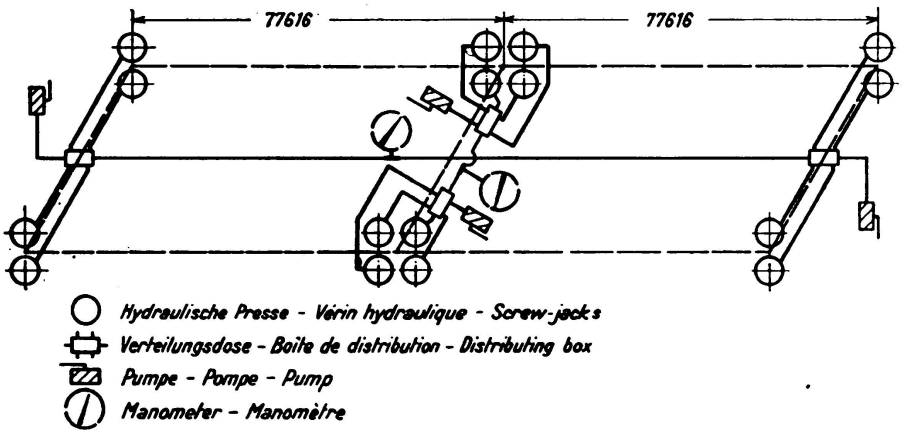


Fig. 5.

tous ses appuis et l'on règle ces derniers, suivant les indications des manomètres, de telle sorte que la valeur des réactions d'appuis corresponde aux valeurs calculées théoriquement.

Grâce à ce procédé il est non seulement possible d'égaliser la hauteur des appuis mais encore d'attribuer aux réactions des valeurs, établies par l'expérience, qui, tout en sauvegardant la sécurité, permettent de réaliser l'ouvrage avec la plus grande économie possible.

La fig. 5 montre le schéma du dispositif employé pour enregistrer la valeur des réactions d'appuis de la poutre continue représentée à la figure précédente. Au cours de cette opération on a mesuré les sollicitations dans

diverses barres du treillis et l'on a constaté que, sans correction des erreurs, la distribution des efforts aurait été fortement modifiée.

3° Au cours de ces dernières années on a bâti un grand nombre de hangars, d'ossatures et de couvertures d'édifices publics, industriels et militaires de

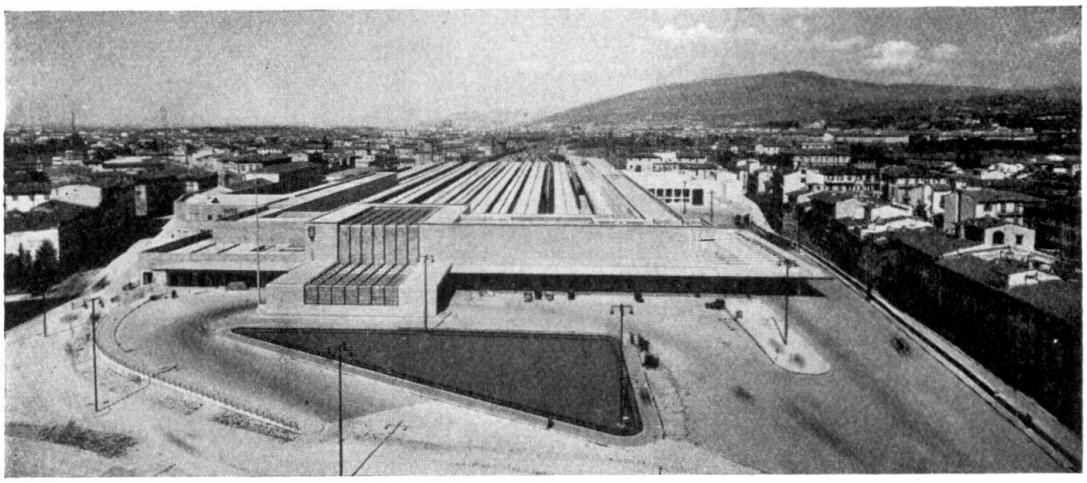


Fig. 6.

types les plus divers en construction métallique. Dans ce domaine, la soudure, et principalement la soudure à l'arc électrique, a fait brillamment son chemin en Italie au point de pouvoir affirmer que d'ici quelques années elle supplantera complètement la rivure.

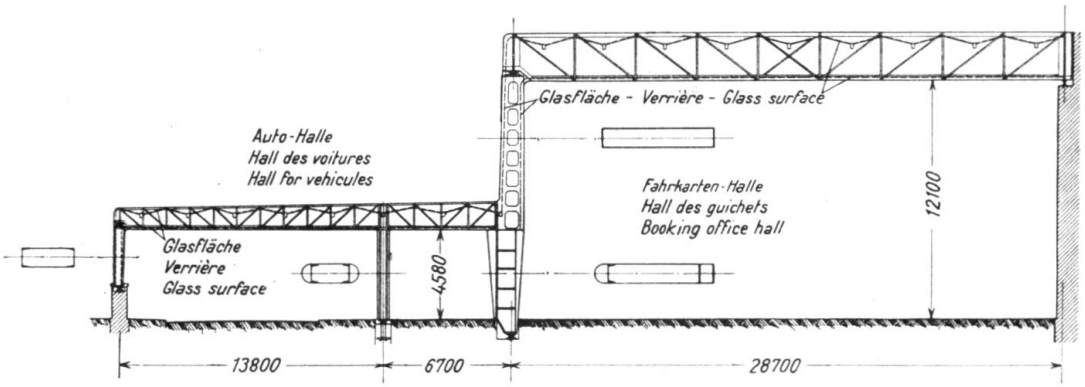


Fig. 7.

Parmi les nombreux exemples que l'on pourrait signaler ici, nous tenons à citer tout spécialement la couverture métallique de la nouvelle gare de Florence parce qu'elle constitue une réalisation remarquable de la construction soudée moderne.

Nous distinguerons deux parties.

La première concerne la gallerie des voitures et le hall des billets, c'est un ensemble très bien étudié au point de vue constructif (fig. 6 et 7).

Sa structure est constituée de 8 grands portiques à trois ouvertures, les éléments sont assemblés par des rotules permettant les dilatations thermiques. Elle supporte deux verrières, l'une du côté extérieur en wire-glass et l'autre

du côté intérieur en verre thermolux. Ces verrières se prolongent sans interruption tant dans la partie verticale que dans la partie horizontale, c'est un motif décoratif très réussi. Entre les deux verrières sont placées les lampes qui fourniront la lumière artificielle.

Fig. 8.

La verrière extérieure, qui forme couverture, devrait être plane pour satisfaire aux exigences architecturales mais elle est constituée de petits éléments à double versant pour permettre l'écoulement des eaux.

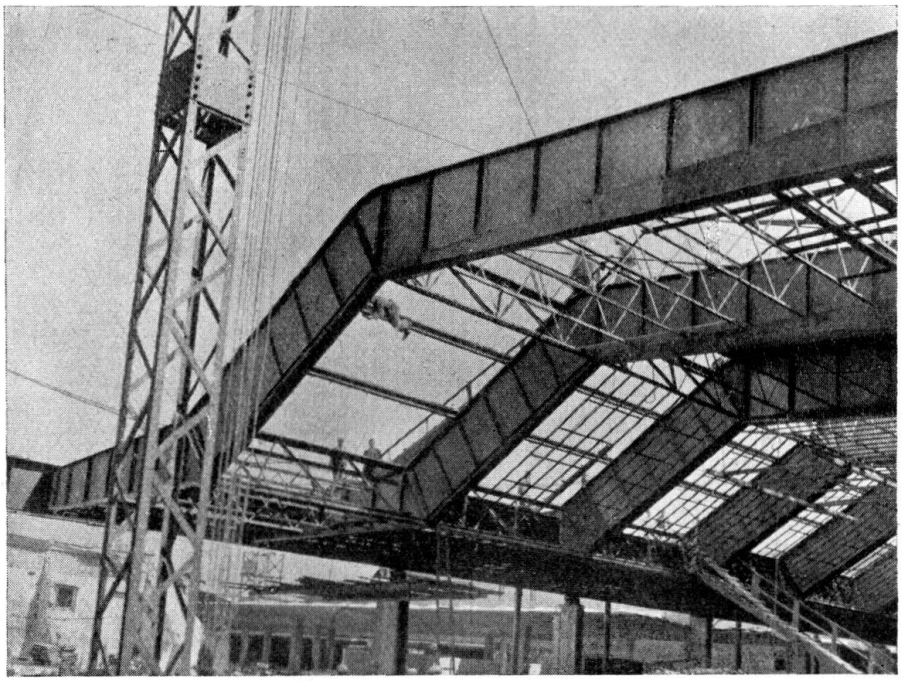


Fig. 9.

La deuxième partie de la couverture de la gare de Florence concerne la gallerie principale (fig. 8 et 9).

L'ossature portante est constituée d'une série de grandes poutres à âme

pleine, longues de 30 m, à section en double té variable, obtenue par soudage de fers plats.

Pour des raisons d'ordre architectural, ces poutres ont une forme tout-à-fait spéciale; elles se composent de deux parties sensiblement horizontales mais

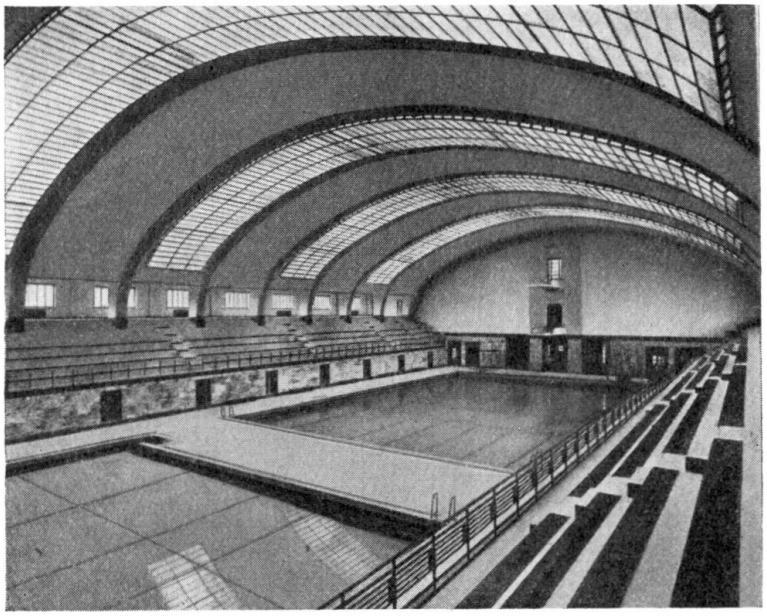


Fig. 10.

placées à des hauteurs différentes, reliées entre elles par une partie fortement inclinée. Par suite de la forme spéciale de ces poutres, on en a fixé les dimen-

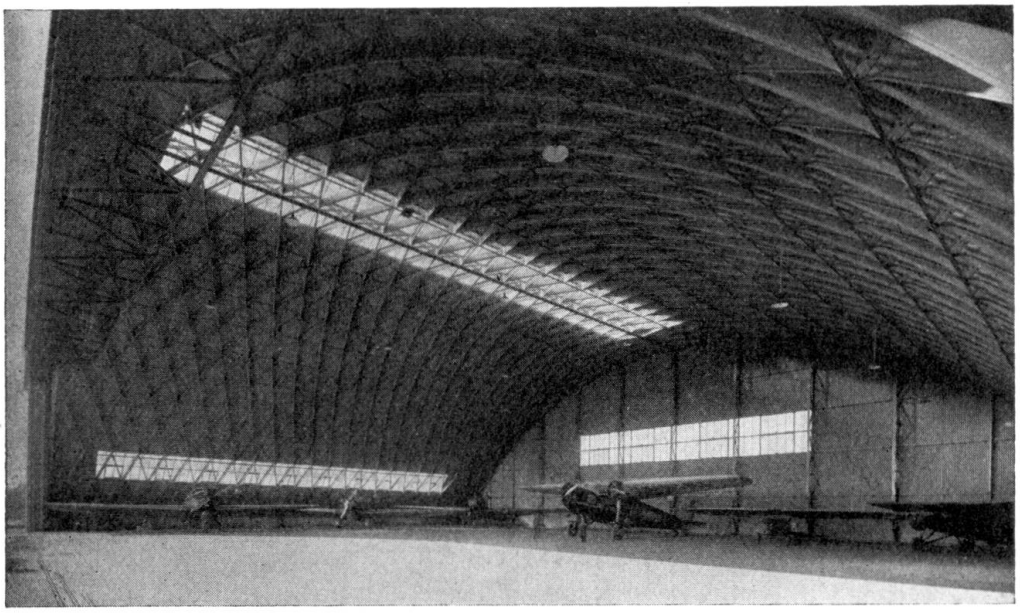


Fig. 11.

sions par des essais préliminaires sur modèles et, la construction achevée, elles furent l'objet de recherches expérimentales très approfondies.[1]

[1] Voir la Publication Préliminaire du Congrès de Berlin, 1936, p. 991.

Toutes les parties visibles de la structure métallique ont été métallisées au cuivre, puis brunies.

Un autre exemple de couverture est celui de la piscine municipale de Milan (fig. 10) pour laquelle on avait d'abord pensé au béton armé; on a cependant

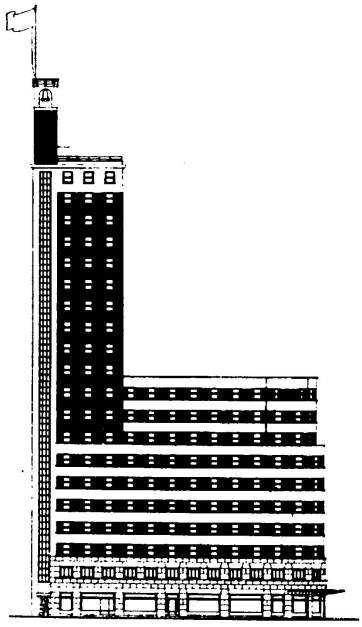


Fig. 12a.

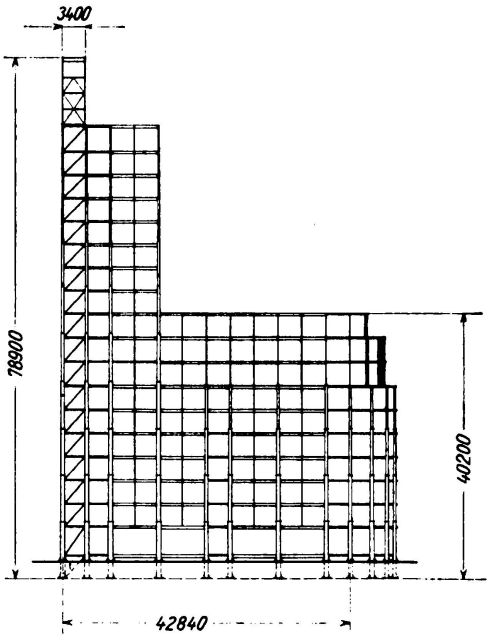


Fig. 12b.

eu recours à l'acier parce que le délai d'exécution de l'édifice était extrêmement limité. Le dispositif d'ouverture par commande à distance de la verrière centrale est des plus ingénieux mais nous ne pouvons pas le décrire ici.

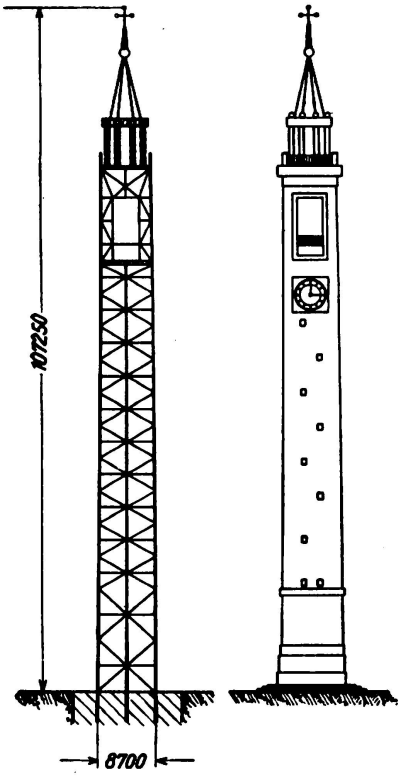


Fig. 13.

Les structures lamellaires représentent un type tout-à-fait à part dans la construction des couvertures; elles permettent de résoudre d'une façon satisfaisante de nombreux problèmes d'ordre technique et présentent en outre de grands avantages du point de vue de l'architecture et de l'esthétique. Il en existe de beaux exemples en Italie, spécialement dans les couvertures de garages et de hangars à avions (fig. 11).

4° C'est un fait connu que les ossatures métalliques conviennent parfaitement bien aux édifices publics. Mais en Italie, par suite du prix élevé du fer, les constructions à ossature métallique sont encore rares, tandis que celles à ossature en béton armé sont d'usage courant.

Nous pouvons signaler, à cause de son importance, le nouveau gratte-ciel de Turin (fig. 12a et b), grande construction à structure métallique entièrement soudée dont la hauteur à partir du sol atteint 80 m; citons en outre le campanile de Sesto

Calende (fig. 13), haut d'une centaine de mètres et également en construction soudée.

Nous ne voulons pas nous étendre sur ces cas spéciaux mais il convient de signaler qu'il existe en Italie, un domaine dans lequel la construction à ossature métallique a un avenir certain, c'est celui des édifices asismiques.

L'ossature métallique réalise en effet les meilleures conditions de résistance aux secousses sismiques: poids minimum, résistance spécifique maxima, remarquable flexibilité élastique. Elle présente en outre des avantages d'ordre pratique non

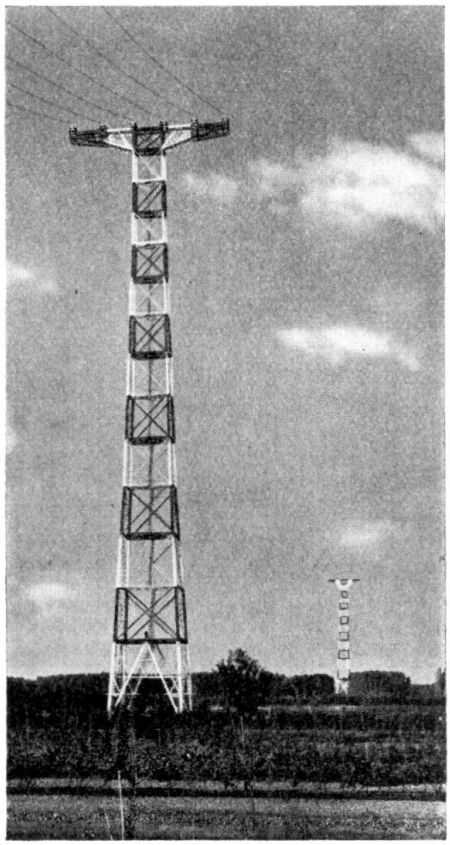


Fig. 14.

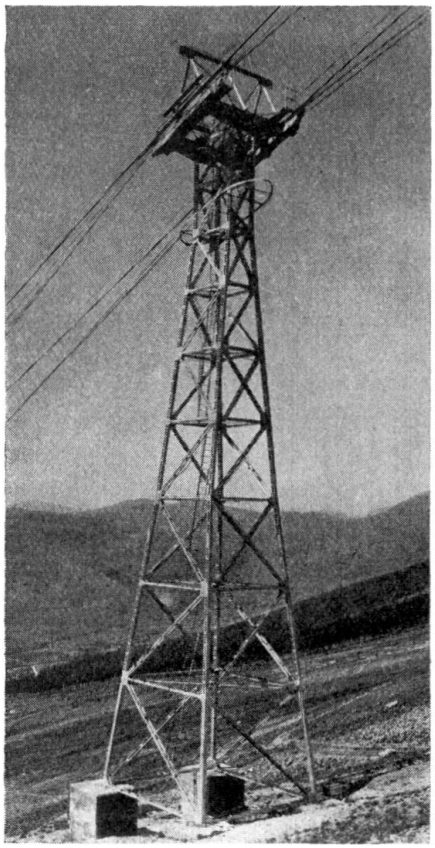


Fig. 15.

moins importants car elle peut être construite industriellement en quelques types standardisés par des entreprises spécialisées puis montée rapidement sur place par quelques soudeurs, sans s'inquiéter des possibilités locales, souvent bien limitées.

Il serait intéressant de montrer ici quelques types de constructions de ce genre afin de suivre l'évolution de ces ouvrages en Italie mais la place nous manque, nous ne citerons que quelques exemples des plus intéressants.

5° Par suite de l'essor qu'a pris en Italie d'électrification, un des plus vastes domaines d'application de l'acier est certainement celui des pylônes pour le transport de l'énergie. A ce domaine il faut en rattacher un autre, tout aussi important par les problèmes constructifs qu'il soulève, celui des pylônes de téléphériques qui se multiplient de plus en plus et des antennes des postes d'émissions radiophoniques.

La fig. 14 représente deux grands pylônes d'une hauteur d'environ 120 m soutenant une ligne qui franchit le Pô en une portée unique de 1050 m.

La fig. 15 montre un pylône moderne en charpente métallique soudée du téléphérique du Gran Sasso d'Italia et de Cervino avec portée d'environ un kilomètre.

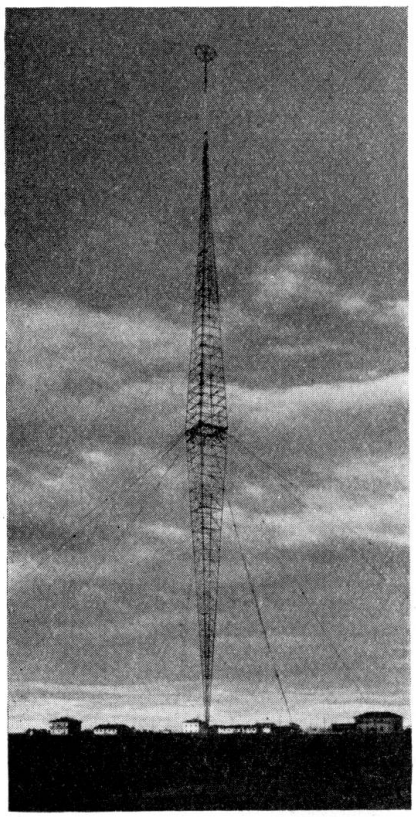


Fig. 16a.

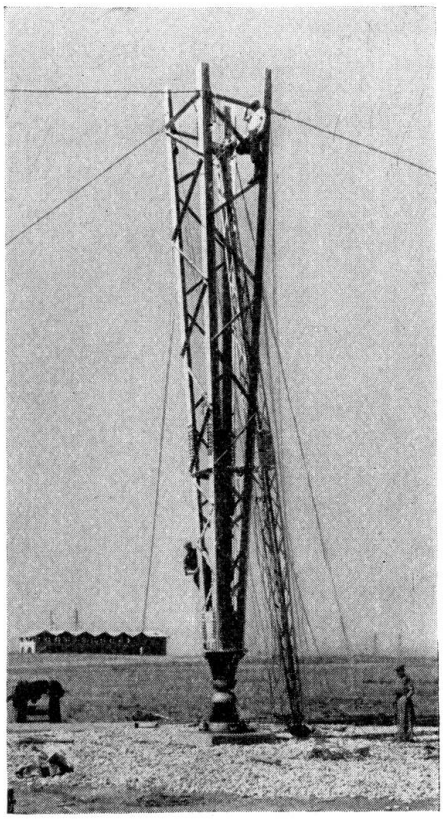


Fig. 16b.

Les fig. 16a et 16b montrent l'émetteur de Rome S. Palomba, une des plus importantes constructions de ce genre, puisque sa hauteur totale atteint 267 m à partir du sol. Le poids total de l'antenne est de 180 t et la charge agissant sur les isolateurs de base est de 290 t.

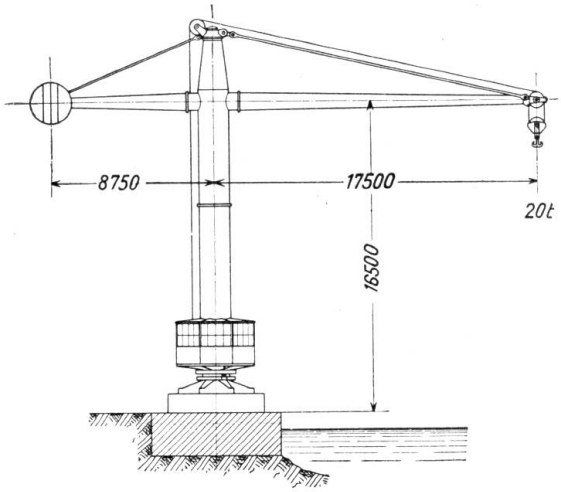


Fig. 17a.

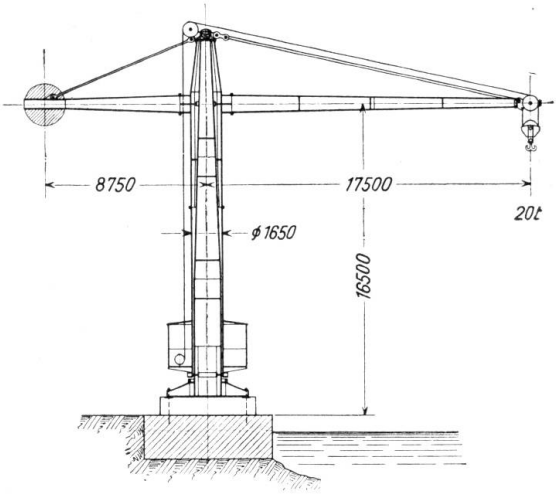


Fig. 17b.

6° Une branche dans laquelle l'industrie italienne s'est montrée tout-à-fait à la hauteur est celle de la construction des grues de chantiers navals, d'ateliers et de

ports; ces grues sont de types et de dimensions très diverses et dans leur construction on fait largement emploi de la soudure électrique.

Il serait intéressant d'étudier le développement de ces constructions mais, nous nous bornerons à citer la grue représentée aux fig. 17a et 17b qui se distingue par la simplicité de sa ligne et le mode de son exécution. Elle est entièrement en

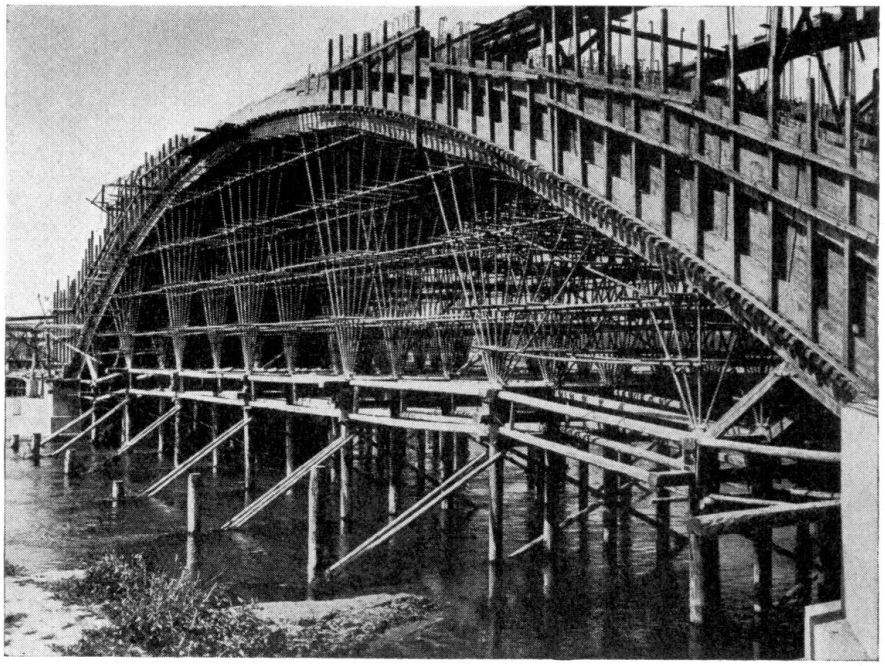


Fig. 18.

tôles soudées. Le montant vertical est constitué de deux tubes concentriques, le tube intérieur est entièrement soudé tandis que le tube extérieur est constitué de deux tronçons soudés, reliés, pour des raisons de montage, par des brides boulonnées, ce genre d'assemblage a également été adopté pour la liaison des bras horizontaux au montant vertical.

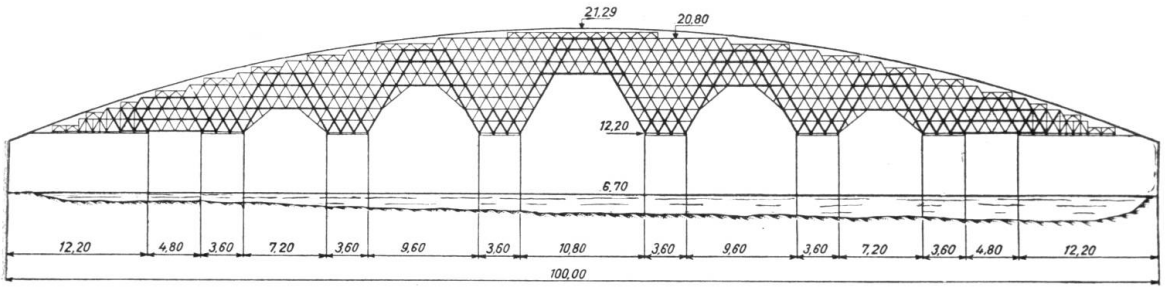


Fig. 19.

7° Pour terminer, nous voulons signaler des constructions spéciales en tubes sans soudures, en acier semi-dur, constructions qui ont pris une grande extension en Italie.

La fig. 18 représente l'échafaudage d'un pont en béton armé franchissant le Tessin près de Pavie. La fig. 19 montre l'échafaudage du nouveau pont en construction sur le Tibre et donnant accès au stade Mussolini, pont en béton armé avec arc central d'une portée de 100 m. Il a été prévu pour cet ouvrage 64000 m de tubes et 54000 jointures.

VII a 4

Essais sur poutrelles renforcées par des raidisseurs soudées à leur âme.

Versuche mit Trägern, deren Stege durch angeschweißte Versteifungen verstärkt sind.

Experiments on Girders with Welded Web Stiffeners.

Dr. Ing. St. Bryła,
Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie (Pologne).

Dans le but d'apprécier l'influence des raidisseurs soudées aux âmes des poutrelles on a procédé à des essais, 1° sur 16 poutrelles PN. 16, 20, 24 et 30; 2° sur 6 poutrelles PN. 32 et 34. Toutes les poutrelles avaient une portée L de 2 mètres. Elles furent soumises à flexion à l'aide d'une charge concentrée située au milieu de la portée.

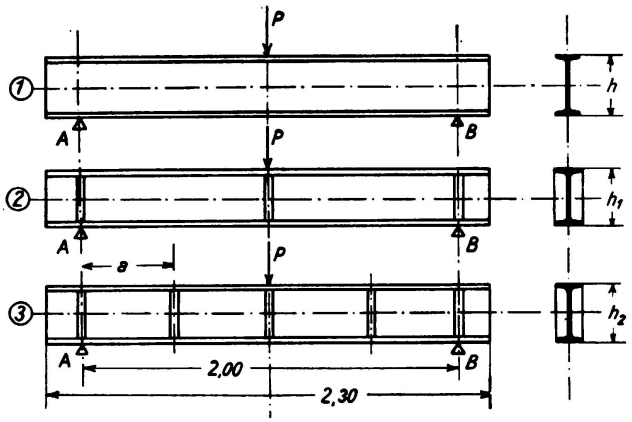


Fig. 1—3.

Trois types de poutrelles furent soumis aux essais:

1° Des poutrelles sans raidisseurs d'âme (fig. 1).

2° Des poutrelles munies de 3 paires de raidisseurs (fig. 2), placés au droit des appuis et de la force concentrée.

3° Des poutrelles munies de 5 paires de raidisseurs (fig. 3) à 0,50 m d'intervalle.

Le tableau I donne les forces maxima supportées par les poutrelles. Les indices indiquent le nombre de paires de raidisseurs.

Tableau I.

NP	Force supportée par la poutre		
	R_0	R_3	R_5
16	8,6 t	7,425 t	7,6 t
20	15,4	13,75	15,8
24	22,9	23,85	26,3
30	39,9	48,45	48,3
32	46,0	58,5	59,5
34	51,0	69,5	72,5

L'examen des différences $R_3—R_0$ (tableau II) montre que, dans le cas de poutrelles de grande hauteur relative, l'adjonction de 3 paires de raidisseurs accroît d'autant plus l'effort de rupture R que la poutrelle est plus haute. L'adjonction de raidisseurs aux poutrelles PN. 16 et 20, n'a pas augmenté leur résistance. La dernière colonne du tableau donne les accroissements de résistance dus à l'adjonction de 5 paires de raidisseurs. Dans le cas de la poutrelle PN 16, une diminution de résistance s'est manifestée. Pour les autres poutrelles, l'accroissement de la résistance augmente en même temps que la hauteur relative de la poutrelle.

Tableau II.

NP	$R_3—R_0$		$R_5—R_3$		$R_5—R_0$	
	Tonnes	%	Tonnes	%	Tonnes	%
16	— 1,175	— 13,7	0,175	2,36	— 1,0	— 11,6
20	— 1,75	— 11,3	2,05	14,9	0,4	2,6
24	0,95	4,15	2,45	10,27	3,4	14,8
30	8,55	21,4	0,15	— 0,31	8,4	21,0
32	12,5	27,2	1,0	1,71	13,5	29,4
34	18,5	36,3	3,0	4,6	21,5	42,2

La charge de sécurité est ici (pour $\sigma = 1200$ kg/cm² et $M = \frac{PL}{4}$, où $L = 200$ cm):

$$P_b = \frac{4 \cdot 1200}{L} W = 24 W. \qquad (1)$$

Le coefficient de sécurité $n = \frac{R}{P_b}$, c'est-à-dire le rapport de la charge de rupture à la charge de sécurité, est donné au Tableau III, pour chacun des cas étudiés.

Tableau III.

I NP	W cm³	P_b Tonnes	n_0	n_3	n_5
16	117	2,81	3,06	2,98	3,05
20	214	5,14	3	2,68	3,08
24	354	8,50	2,7	2,80	3,10
30	653	15,67	2,55	3,09	3,08
32	782	18,75	2,45	3,12	3,16
34	923	22,32	2,28	3,12	3,25

Si nous faisons abstraction des poutrelles PN. 16 et 20, nous remarquons que n_o diminue et que n_3 augmente à mesure que la hauteur de la poutrelle croît; n_5 ne varie presque pas, mais dépasse n_o dans chaque cas.

Le tableau IV donne les valeurs de σ obtenues en substituant à P les valeurs de Q et de R données dans le tableau I, et à W les valeurs données au tableau III. Nous ramenons ainsi à une commune mesure les résultats obtenus avec des poutrelles de hauteurs différentes.

Tableau IV.

I NP	Nombre de paires de raidisseurs	Tensions σ obtenues en remplaçant dans l'équation (3), P par les valeurs de Q et de R tirées du tableau I	
		Q	R
16	0	29,5	36,8
	3	29	31,7
	5	29	32,4
20	0	29,2	36
	3	27,9	32,2
	5	31	36,9
24	0	26,2	32,4
	3	27,4	33,8
	5	29,7	37,2
30	0	23	30,6
	3	29,3	37
	5	30,2	37
32	0	—	29,4
	3	—	37,4
	5	—	38,0
34	0	—	27,7
	3	—	37,7
	5	—	39,3

Les diagrammes des figures 4 à 6 reproduisent graphiquement les résultats figurant au tableau IV. On a porté en abscisses les hauteurs des poutrelles en centimètres et en ordonnées les tensions σ en kg/mm². Si la matière des poutrelles avait présenté une homogénéité parfaite, si les essais avaient été effectués dans des conditions idéales, sans possibilité de rupture par déversement latéral, et si la formule $\sigma = \frac{M}{W}$ avait été valable jusqu'à la rupture, les courbes eussent été des horizontales.

On voit que la courbe 4 descend, alors que les courbes 5 et 6 montent. Le premier resultat était à prevoir tandis que les deux autres résultats démontrent que cette diminution de la résistance est à éviter en soudant des raidisseurs aux âmes et aux ailes des poutrelles. La cause de ce phénomène est le fait que les raidisseurs préviennent l'écrasement de l'aile superieure.

Les figures 7 et 8 montrent le mode et l'importance du déversement. Les poutrelles munies de raidisseurs prennent, après déversement, une forme à double

ondulation avec point d'inflexion au milieu de la poutrelle (fig. 7). Les poutrelles dépourvues de raidisseurs (fig. 8) prennent, après déversement, une forme présentant une seule ondulation. Les raidisseurs favorisent donc la formation de la double ondulation, ce qui a pour effet d'augmenter la charge critique donnant lieu au déversement.

Le même phénomène s'est montré avec toutes les poutrelles. Dans le cas de poutrelles avec raidisseurs, les deux ailes ont pris une flèche, aussi bien l'aile supérieure que l'aile inférieure. Les poutrelles dépourvues de raidisseurs sont restées droites ou n'ont pris qu'une flèche réduite. Dans le cas des poutrelles dépourvues de raidisseurs, nous observons un écrasement de l'aile supérieure

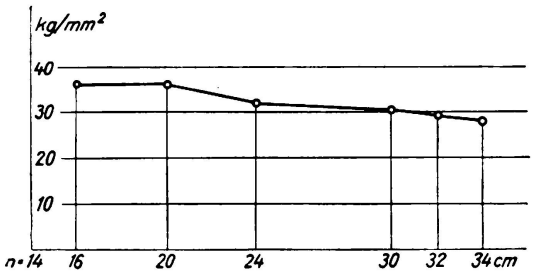


Fig. 4.

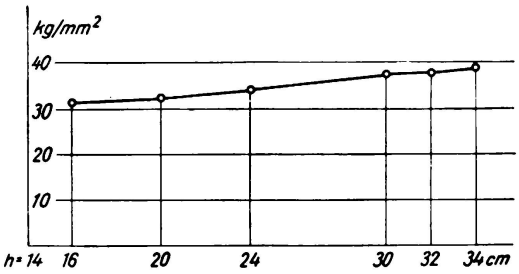


Fig. 5.

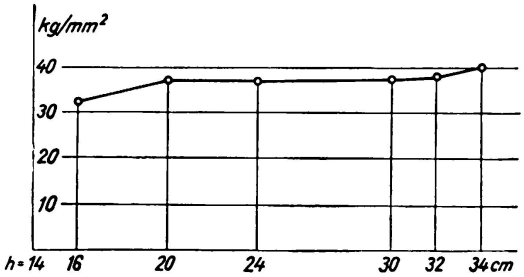


Fig. 6.

au droit de la charge concentrée d'autant plus important que la poutrelle est plus haute. L'effet des raidisseurs sur la déformation des poutrelles est d'autant plus marqué que ces poutrelles ont une grande hauteur. Il en résulte que la résistance à la flexion des poutrelles munies de raidisseurs était sur le point d'être épuisée et que leur rupture était proche. Au contraire, les poutrelles dépourvues de raidisseurs étaient encore éloignées de la rupture par flexion lorsqu'elles ont cédé par suite de l'écrasement de l'aile sous la charge concentrée. L'écrasement observé sur les poutrelles hautes, dépourvues de raidisseurs, alors que les tensions σ étaient encore relativement faibles, semble montrer que ce ne sont pas ces tensions qui jouèrent le rôle décisif plutôt les tensions normales régnant dans des sections horizontales de l'âme, immédiatement sous l'aile, au droit de la charge concentrée. Professeur *Huber* les appelle tensions transversales[1] et leur consacre plusieurs chapitres de son ouvrage. A une autre place, nous étudions plus en détail ces tensions transversales. Ici nous nous bornons à donner des résultats:

[1] *M. T. Huber*: Etudes sur les poutres en double T. Compte-rendu de la Société Technique de Varsovie, 1925.

1° Le renforcement d'une poutrelle en I à l'aide de raidisseurs soudés à l'âme, au droit de la charge concentrée, augmente la résistance à la flexion. Cet acroissement de résistance est d'autant plus marqué que la poutrelle est plus haute: insignifiant pour une poutrelle PN 16, il atteint 40 % pour une poutrelle PN 30.

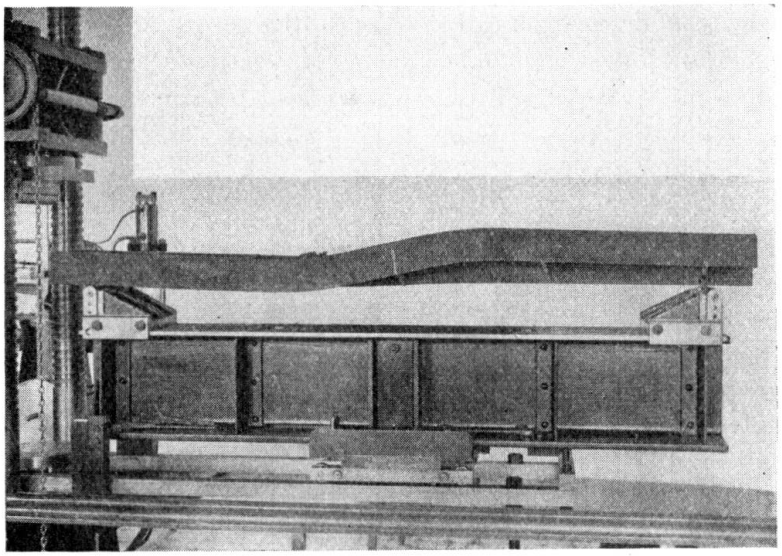


Fig. 7.

L'adjonction de semelles soudées à l'âme, à des emplacements différents de celui de la charge concentrée, accroît également la résistance de la poutrelle, mais dans une mesure plus faible.

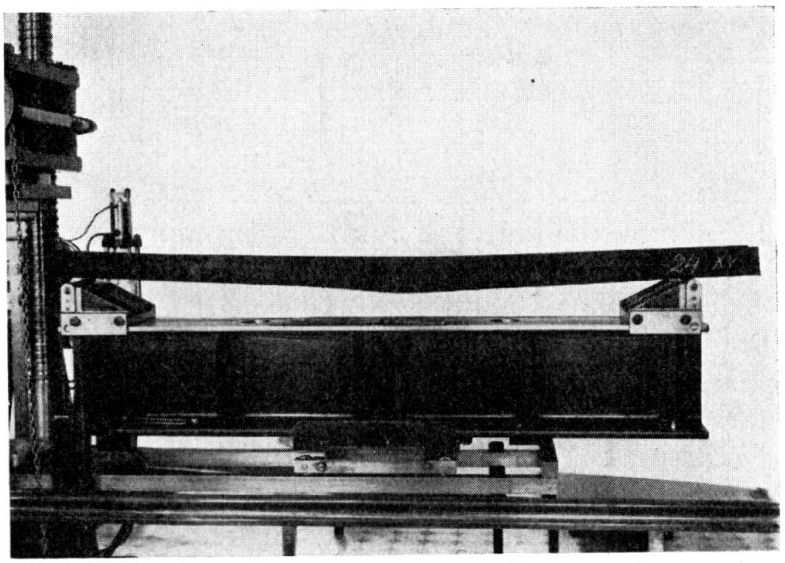


Fig. 8.

2° Les tensions maxima obtenues à l'aide de la formule $\sigma = \frac{M}{W}$ doivent être diminuées lorsqu'on a affaire à des poutrelles de grande hauteur. Cette formule ne peut donc pas être utilisée pour déterminer la résistance de poutrelles d'une certaine hauteur, soumises à des charges concentrées, car ces poutrelles ne cèdent pas par flexion, mais par écrasement. En soudant des raidisseurs au droit de la charge concentrée, on retarde la rupture par écrasement et l'emploi de la formule précédente peut être maintenu.

VIIa 5

Les points de vue de l'éclairage et de la construction dans la disposition des sheds de grande portée avec fermes métalliques.[1]

Lichttechnische und konstruktive Gesichtspunkte für die Anordnung weitgespannter Sägedächer mit Traggerippe aus Baustahl.[1]

Illuminating and Constructional Considerations in the Arrangement of Long Span Saw-Tooth Roofs with Steel Frames.[1]

Dr. Ing. H. Maier-Leibnitz,
Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

I° Dans les constructions industrielles à un étage et dans le cas simple des halles à plusieurs nefs, la *disposition constructive* est spécialement influencée par l'éclairage naturel, la ventilation, l'évacuation des eaux de pluie, la disposition des ponts-roulants ainsi que par l'écartement des colonnes, déterminé par le service. Il est en outre nécessaire de construire des locaux et des bâtiments d'effet agréable et satisfaisants au point de vue esthétique.

II° Dans les bâtiments industriels à un étage, les possibilités d'*introduction de la lumière naturelle* sont innombrables mais elles n'ont pas toutes le même rendement au point de vue de la technique de l'éclairage. Les *lanterneaux transversaux,* qu'ils aient des verrières inclinées ou verticales (toits Boileau) donnent un éclairage irrégulier et même surabondant à certains moments. Suivant la disposition des verrières, les rayons de soleil peuvent pénétrer dans la halle à certains moments de la journée; il en résulte en été une *température de serre très désagréable* dans les locaux de travail et en toute saison les ouvriers sont même aveuglés dans leur travail. D'autre part, les rayons du soleil peuvent souvent avoir une influence défavorables sur les produits fabriqués.

Tous ces inconvénients sont évités dans les *toits en shed* qui garantissent dans les locaux de travail une lumière aussi bonne et aussi régulière que dans un atelier d'art et dans des conditions toujours acceptables au point de vue économique.

Pour déterminer la qualité et la régularité de l'éclairage naturel il est indiqué d'utiliser le concept de quotient d'éclairage: Q.E. = *Rapport* entre l'éclairage

[1] Complément au rapport VIIa 9 de la Publication Préliminaire: Le développement des constructions de charpentes métalliques.

d'un élément de surface par exemple horizontal à l'intérieur du local et l'éclairage d'un élément de surface horizontal à l'air libre.[2]

La fig. 1 représente les courbes du Q.E. pour un bâtiment industriel récemment construit, avec lanterneaux à double inclinaison. On peut constater les inconvénients que nous avons énoncés ci-dessus et l'impossibilité de les éliminer, même en passant à la chaux ou autre produit semblable les vitres spécialement exposées au soleil.

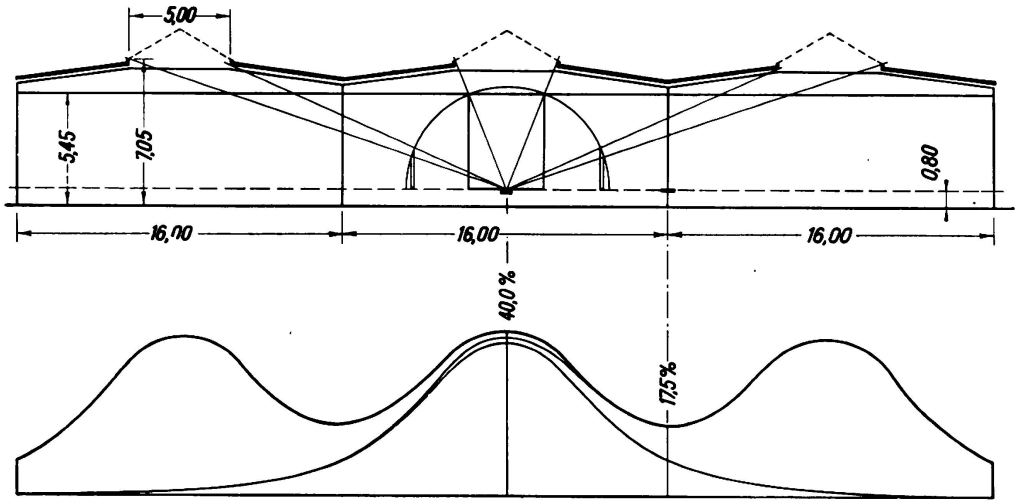


Fig. 1.
Courbes des Q.E. pour un lanterneau à deux pans.

Nous voulons montrer dans la suite que des questions d'éclairage peuvent fortement influencer le choix de l'inclinaison des surfaces transparentes et opaques ainsi que la largeur des verrières dans la construction des toits en shed. A la fig. 2 nous avons comparé deux types de sheds avec éléments de 7 m:

a) couverture opaque inclinée à 30°,
couverture transparente inclinée à 60°;

b) couverture opaque inclinée à 30°,
couverture transparente verticale.

Les courbes du Q.E. montrent que les conditions sont nettement plus favorables dans le cas a) que dans le cas b). Pour l'élément «caractéristique» de surface dont nous parlerons dans la suite, le Q.E. se monte à 16,7 % dans le cas a) et à 12,3 % dans le cas b) au milieu du deuxième élément de shed.

A la fig. 3 nous montrons la façon dont il faut disposer le shed à verrière verticale [cas c)] pour que, dans l'élément «caractéristique» de surface dont nous venons de parler, le Q.E. soit le même que dans le cas a). On constate que par rapport au cas a) il faut fortement augmenter la couverture opaque et transparente dans le cas c). Au point de vue de l'éclairage on peut, si l'on veut économiser sur le prix de la couverture, placer dans le cas c) la couverture

[2] Voir *Maier-Leibnitz:* Der Industriebau, die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden, Berlin 1932, p. 74 et ss. et la norme DIN 5034. Dans l'étude ci-après nous admettons de très longues bandes vitrées. La construction très simple du Q.E. ressort des figures.

transparente perpendiculairement à la couverture opaque à partir de l'arête supérieure de la rigole; la couverture opaque joue ainsi le rôle d'avant-toit. Cette disposition des sheds entre par exemple en ligne de compte dans les pays situés aux environs de l'équateur car elle empêche aux rayons de soleil de pénétrer à l'intérieur du local.

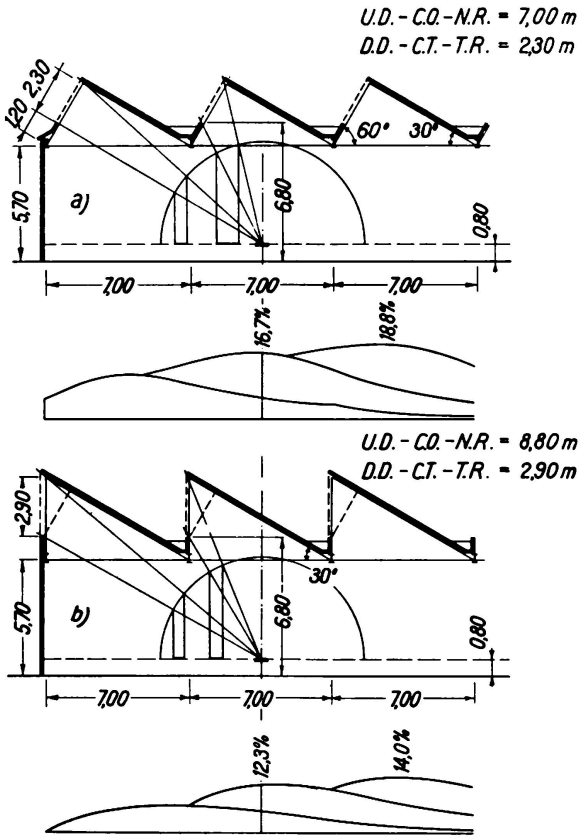


Fig. 2.

Shed, éléments de 7 m.

Courbes des Q.E. pour un élément horizontal.

a) C.T. = Couverture transparente inclinée à 60°.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

b) C.T. = Couverture transparente verticale.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

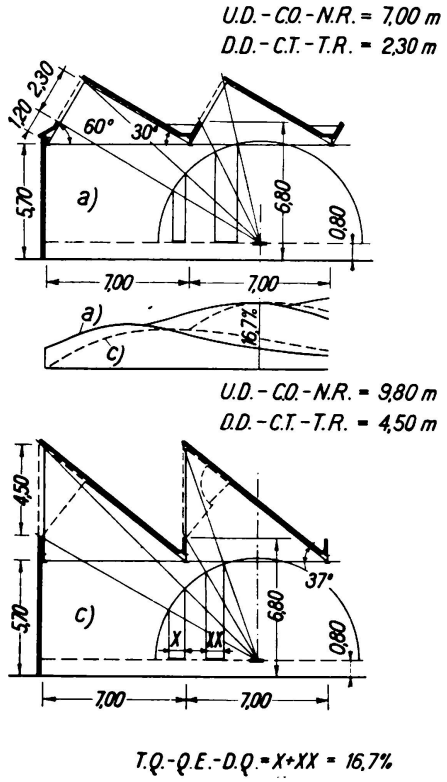


Fig. 3.

Shed, éléments de 7 m.

Courbes des Q.E. pour un élément horizontal.

a) C.T. = Couverture transparente inclinée à 60°.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

c) C.T. = Couverture transparente verticale.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 37°.

A la fig. 4 nous avons reporté les courbes du Q.E. pour le cas a_1) qui est, en principe, identique au cas a) sauf que la couverture opaque est prolongée jusqu'à un certain point situé sur la verticale passant par l'extrémité inférieure de la bande vitrée. Dans l'élément « caractéristique » de surface horizontale du deuxième shed le Q.E. se monte à 12,3 % c'est-à-dire est égal au Q.E. du cas b) alors que l'on avait 16,7 % dans le cas a). On constate que dans le cas d) on peut réduire la largeur de la bande vitrée (de 2,30 m à 1,70 m) si l'on veut avoir dans l'élément « caractéristique » de surface le même Q.E. que dans le cas a_1). Si dans le cas d) la partie proéminente de la couverture opaque est mobile on peut pour ainsi dire régler l'intensité d'éclairage et, de même

que dans le cas a_1), arrêter les rayons de soleil lorsque cela est nécessaire, c'est-à-dire au milieu de l'été.

On peut réaliser d'autres économies en couverture opaque et transparente sans réduire le Q.E. en diminuant l'inclinaison de la couverture transparente par exemple jusqu'à 45°.

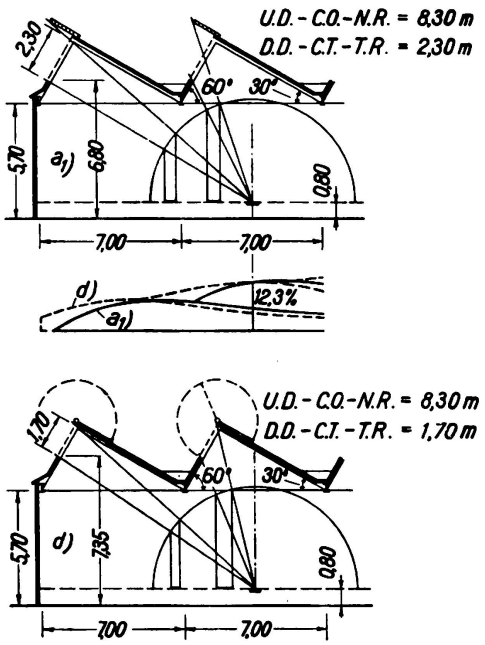


Fig. 4.

Shed, éléments de 7 m.

Courbes des Q.E. pour un élément horizontal.

a_1) C.T. = Couverture transparente inclinée à 60° avec encorbellement.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.
d) C.T. = Couverture transparente inclinée à 60°.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

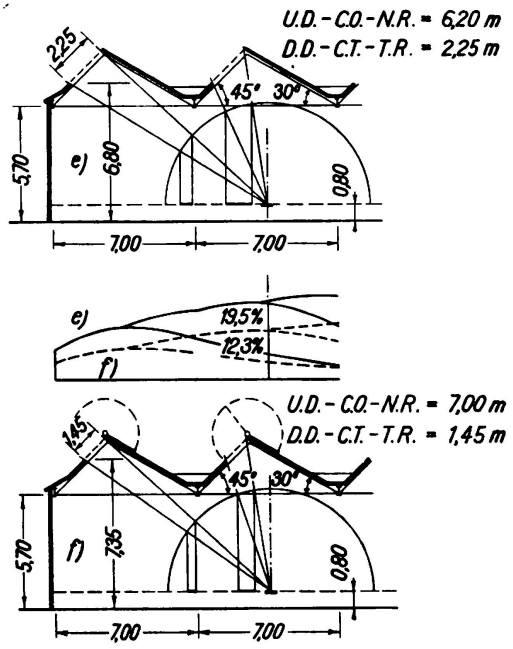


Fig. 5.

Shed, éléments de 7 m.

Courbes des Q.E. pour un élément horizontal.

e) C.T. = Couverture transparente inclinée à 45°.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.
Arête supérieure des rigoles comme dans les cas a) à d).
f) C.T. = Couverture transparente inclinée à 45°.
C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

La fig. 5 montre deux cas de ce genre. Dans le cas e) on a choisi, en ce qui concerne les rigoles et spécialement l'arête supérieure des rigoles, les mêmes rapports que dans les cas a) et a_1). Au point « caractéristique » on a un Q.E. = 19,5 %.

Dans le cas f) les bandes vitrées n'ont qu'une largeur de 1,45 m. Malgré cela on a dans l'élément « caractéristique » de surface le même Q.E. = 12,3 % que dans les cas a_1), b) et d), tout en maintenant à 30° l'inclinaison de la couverture opaque. On admet que dans les deux cas e) et f) le volet mobile ne sert qu'au réglage de l'éclairage. En ce qui concerne les frais de construction et d'exploitation, le cas f) est celui qui se rapproche le plus du minimum cherché.

A la fig. 6 nous avons dessiné les courbes du Q.E. que l'on obtient dans les cas a) et b) pour un élément vertical de surface.

III° *Les points de vue constructifs dans les canalisations et la ventilation des constructions en shed:* A ce sujet il est faux de croire que les sheds sont difficiles à aérer; des clapets d'aération, tels que nous les avons représentés à la

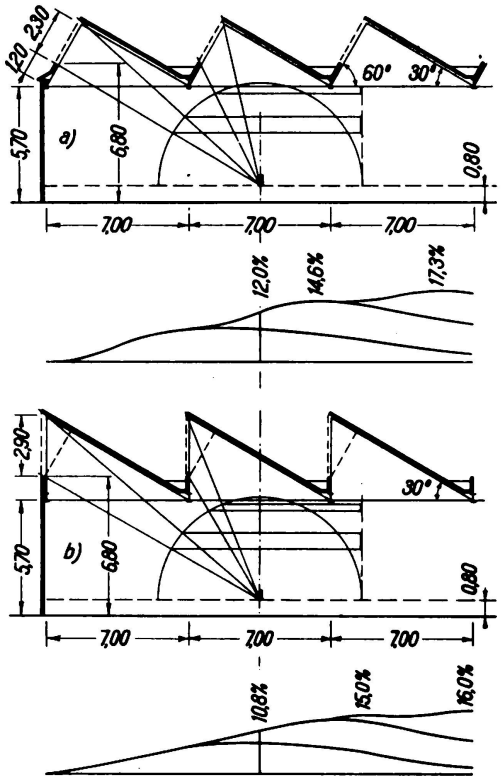


Fig. 6.

Shed, éléments de 7 m.

Courbes des Q.E. pour un élément verticale.

a) C.T. = Couverture transparente inclinée à 60°.

C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

b) C.T. = Couverture transparente verticale.

C.O. = Couverture opaque inclinée à 30°.

fig. 3 pour le cas c) ou des cheminées d'aération réparties d'une manière appropriée au sommet des sheds assurent une aération en tous cas aussi bonne que des lanterneaux à deux pans. L'aération est simplifiée si, comme le montre

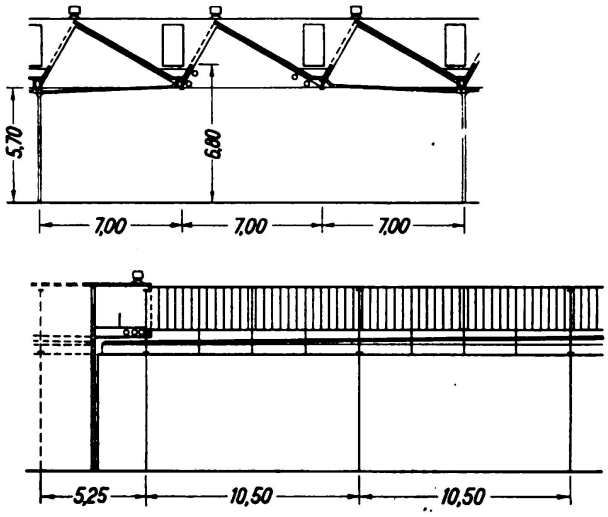


Fig. 7.

Passerelle d'inspection située à l'est et à l'ouest d'un bâtiment.

la fig. 7, on prévoit une passerelle d'inspection du côté est ou ouest du shed. Cette passerelle d'inspection permet d'atteindre facilement les rigoles. Les espaces compris à l'intérieur de chaque shed sont reliés entre eux pour l'aération par

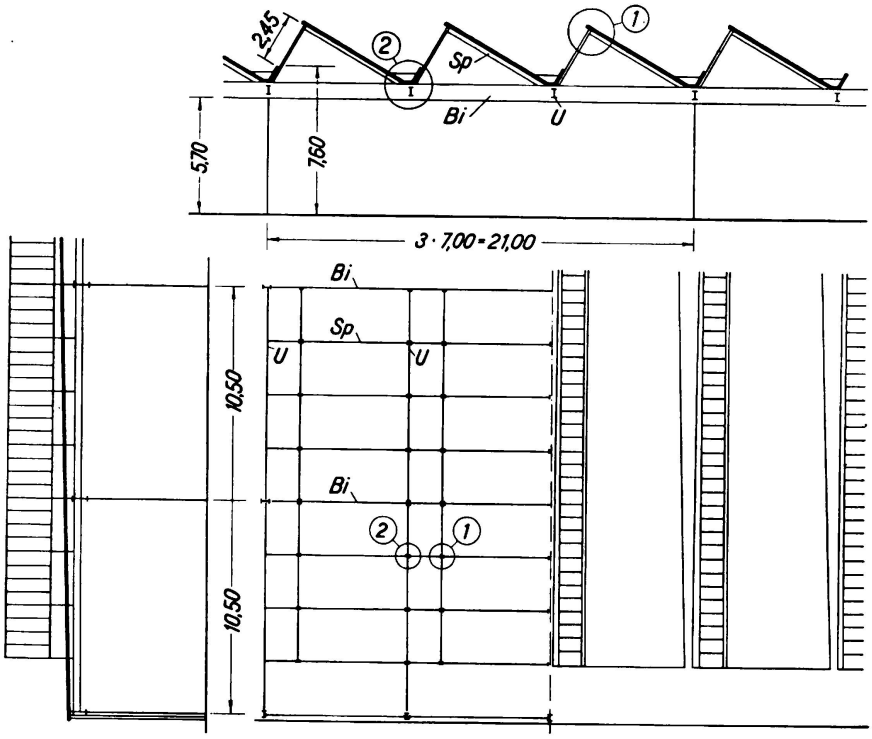


Fig. 8.

Cas A: Ossature portante pour des panneaux de 21 × 10,5 m, fermes principales à âme pleine dans la direction nord-sud.

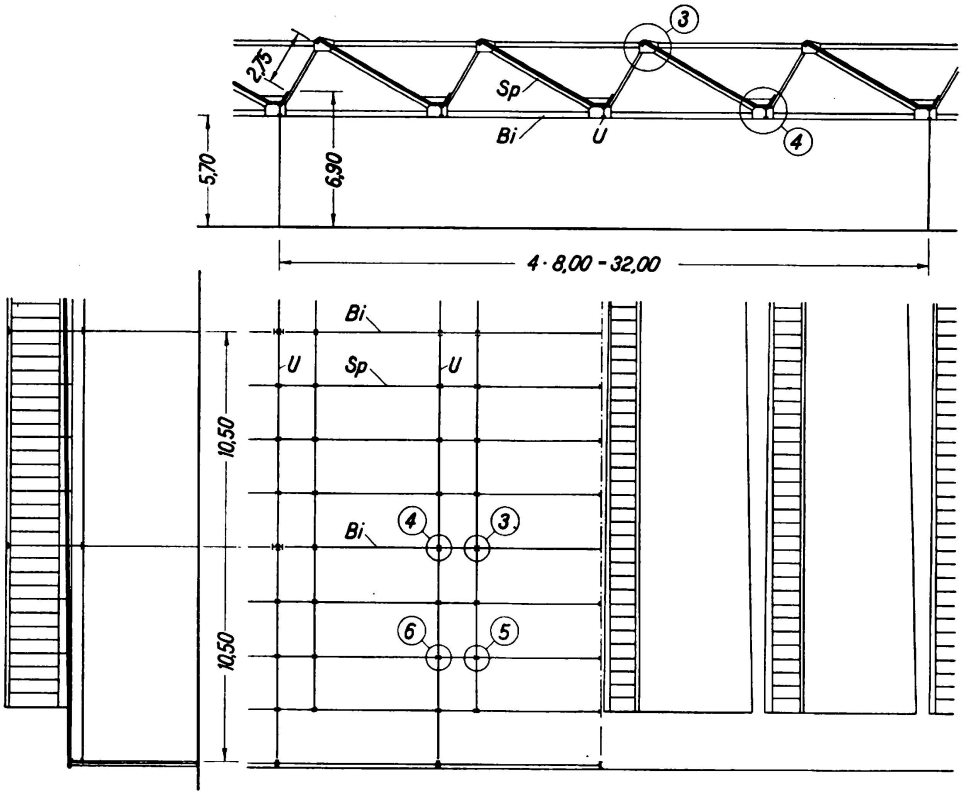


Fig. 9.

Cas B: Ossature portante pour des panneaux de 32 × 10,5 m, fermes principales réticulées dans la direction nord-sud.

des vides transversaux. On peut fixer au plancher transparent de la passerelle d'inspection des conduites courant dans le sens longitudinal du bâtiment et il

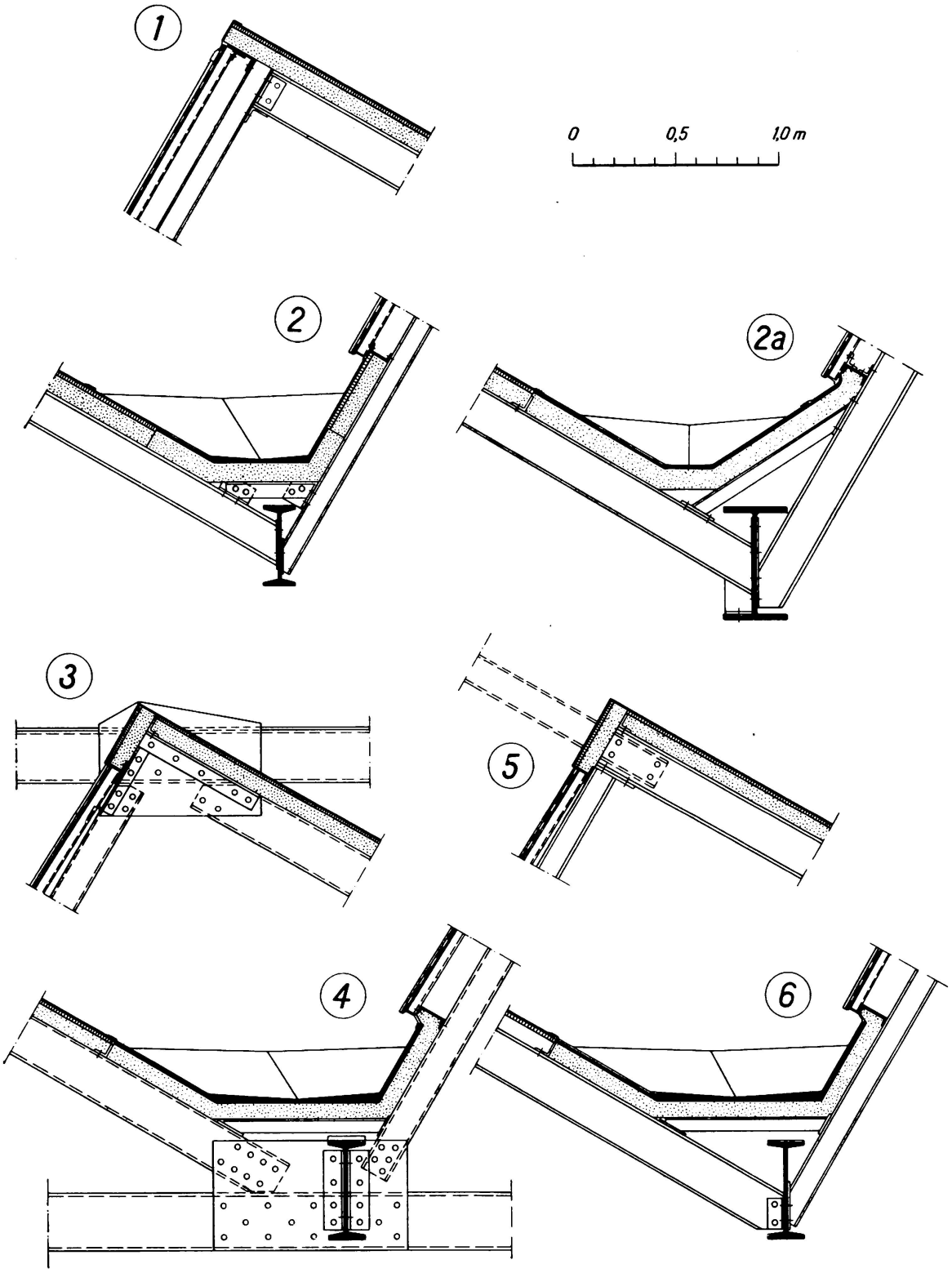


Fig. 10.

Détails de l'ossature et disposition de la couverture dans les cas des fig. 8 et 9.

est facile de faire passer ces conduites à l'intérieur des sheds. La disposition d'une passerelle d'inspection simplifie l'aspect extérieur des bâtiments à un étage et ainsi tombe l'objection que l'on peut faire aux toits en shed, à savoir qu'il existe dans ces toits des parties laides.

IV° De toutes les possibilités *de disposition des toits en shed à grande portée* nous ne voulons parler que de celle où les éléments principaux, c'est-à-dire les fermes principales, sont placées dans la direction nord-sud, donc de celle où dans cette direction on a prescrit de grandes distances entre les appuis. Deux cas sont à considérer:

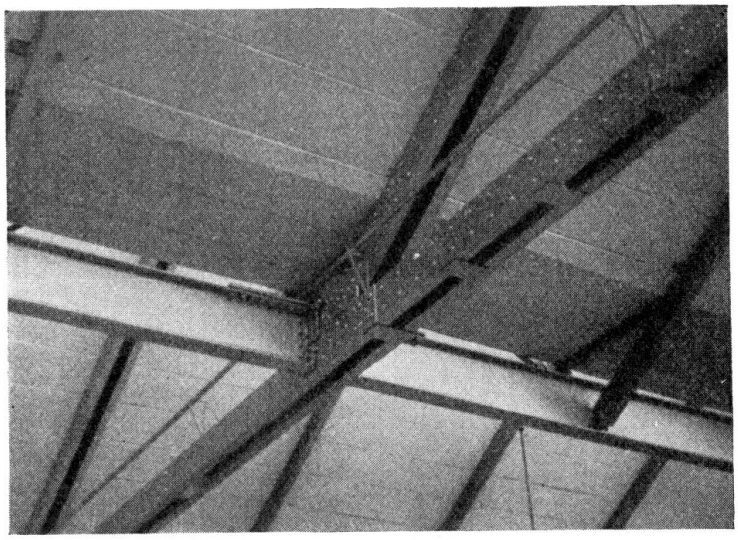


Fig. 11.
Gousset de membrure inférieure d'une ferme principale dans une poutre réticulée.

Cas A: A la fig. 8, la distance des colonnes est de 21 × 10,5 m. La carcasse portante se compose surtout de fermes principales (H.Bi) en poutres continues à âme pleine, de solives d'une portée de 10,50 m (U) et de chevrons (Sp). sur lesquels repose directement la couverture opaque constituée de plaques en béton de pierre ponce. L'intérieur des sheds est absolument dépourvu de tout élément de construction entre les fermes principales.

Cas B: Les fermes principales d'une portée de 32 m sont des poutres réticulées continues (fig. 9). Les solives sont assemblées de telle sorte qu'elles agissent certainement comme des poutres continues.

Les détails les plus importants pour la construction de ces halles sont représentés pour les deux cas à la fig. 10. Dans le bâtiment correspondant à l'esquisse 2a les solives continues avaient des portées de 10 + 19,5 + 19,5 + 10 m.

La fig. 11 montre un gousset de membrure inférieure de ferme principale; la liaison des solives à la ferme principale est celle que nous avons décrite ci-dessus de même que l'inclinaison de la rigole. On a laissé entre la solive et la rigole assez de place, même au point le plus bas de la rigole, pour qu'il soit facile de faire passer des conduites, d'un shed à l'autre.

VIIa 6

Considérations sur l'étude de quelques ponts Vierendeel de grande portée construits récemment en Belgique.

Betrachtungen über Vierendeel-Brücken großer Spannweite, die vor kurzem in Belgien gebaut wurden.

Observations on the Design of New Belgian Vierendeel Bridges of Wide Span.

R. Desprets,
Professeur à l'Université de Bruxelles.

La poutre « Vierendeel » a été adoptée pour la réalisation de nombreux ponts-route et de chemin de fer. Les applications les plus importantes sous chemin de fer à voie normale ont été faites récemment sur le réseau de l'Etat Belge à Hérenthals, au-dessus du canal Albert et à Malines, à l'occasion de l'électrification de la ligne Bruxelles-Anvers. Ces ouvrages ont été terminés en 1934 et sont en service.

I° — Description générale.

Ponts d'Hérenthals (fig. 1).

Les ponts d'Hérenthals sont en deux séries à double et à simple voie et ont 3 travées, séparées par des piles en béton.

Le biais prononcé de la traversée des lignes de chemin de fer par rapport à l'axe du canal et le désir de réaliser des ponts à appuis normaux ont conduit à adopter des portées de 90 m environ pour les travées centrales et de 33 m pour les travées latérales. On a également estimé préférable d'adopter des ponts indépendants sur appuis simples dans chacune des travées. Les travées centrales sont franchies par des ponts droits à poutres principales du type Vierendeel; les travées latérales sont couvertes par des tabliers avec poutres principales à âme pleine sous gabarit.

Pour limiter au minimum la largeur des piles intermédiaires, on n'a prévu sur ces piles que des appareils mobiles; cet artifice n'a été possible que moyennant la solidarisation des tabliers de la travée centrale avec les tabliers d'une des travées latérales pour reporter toutes les réactions longitudinales sur les culées terminales.

Ponts de Malines (fig. 2).

Les deux ponts de Malines ont été construits, l'un de 63,50 m de portée environ au-dessus du canal de Louvain, l'autre de 90 m de portée environ au-dessus de la chaussée de Malines à Louvain. Ces ouvrages sous la ligne électrifiée Bruxelles-Anvers sont à travée simple et à double voie. Les poutres principales sont du type Vierendeel, celles du pont de 90 m étant les mêmes que dans le pont correspondant d'Hérenthals.

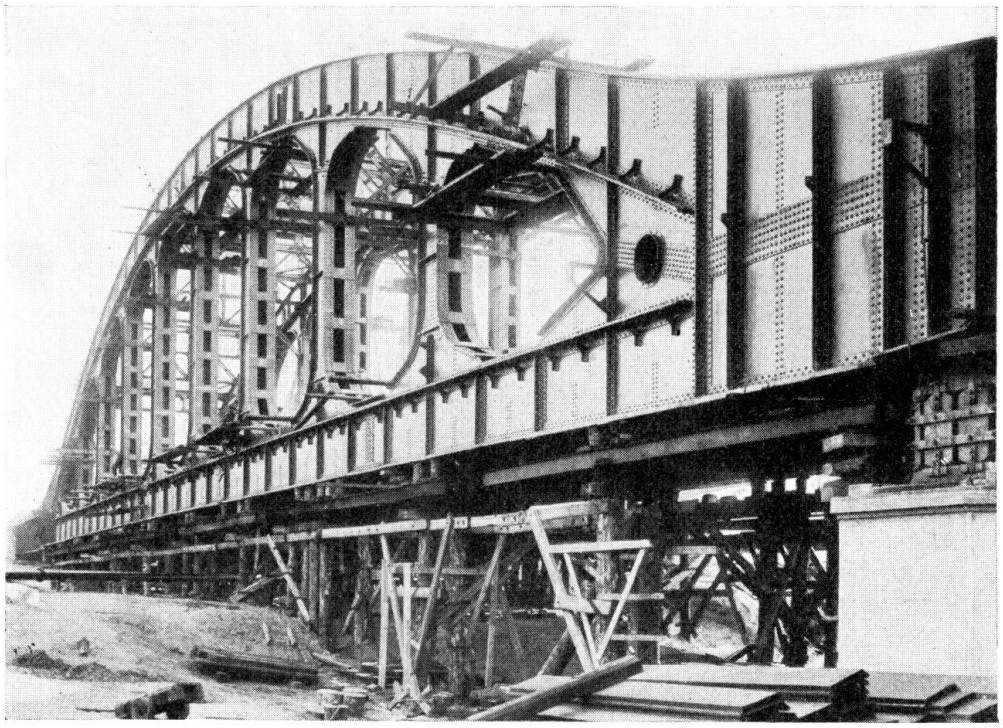


Fig. 1.
Ponts-rails avec poutre Vierendeel, appareil mobile.

II° — Poutres principales Vierendeel.

Les poutres Vierendeel des ponts d'Hérenthals et de Malines comprennent essentiellement un arc parabolique surbaissé au $^1/_7$ avec 11 panneaux. Elles ont pu être calculées à l'aide des mêmes tableaux numériques. Ces poutres ont tous leurs éléments en caisson, la largeur des caissons étant suffisante pour permettre l'introduction d'un ouvrier chargé des travaux d'entretien. Eu égard à la nécessité d'absorber des moments fléchissants de sens variables, les sections sont en double té. Elles sont constituées comme d'habitude au moyen d'âmes, de cornières et de plats. Pour les poutres de 90 m des ponts à double voie, il a fallu adopter des profils spéciaux de cornières de 180 mm de largeur d'aile. Comme dans les caissons ordinaires des poutres en treillis, les semelles sont rejetées entièrement du côté extérieur du caisson. Toutefois, eu égard à leur largeur elles sont serrées entre deux cornières attachées sur l'âme; l'extrémité libre est butée sur l'âme contre toute tendance à voilement par des pattes en cornières.

Les montants viennent s'insérer naturellement dans les caissons de l'arc et du tirant pour constituer une ossature exceptionnellement rigide. Les joints de

montage des montants s'établissent dans la région des naissances des consoles de raccord, montant, membrure. Leur situation précise est fixée par les largeurs utilisables maxima des tôles pour goussets. L'âme du montant, sauf les joints, est continue sur toute la hauteur de la poutre.

Il convient de remarquer que les sections d'arc et de tirant sont continues entre extrémités de la poutre. Ce dispositif est justifié si l'on se représente que l'ensemble se comporte comme une simple poutre en bowstring sous surcharge uniforme continue.

Les entretoisements de caisson, diaphragmes intérieurs, plaques de solidarisation ont fait l'objet d'une étude de détails très approfondie pour assurer sans excès la plus grande solidarité possible en section transversale.

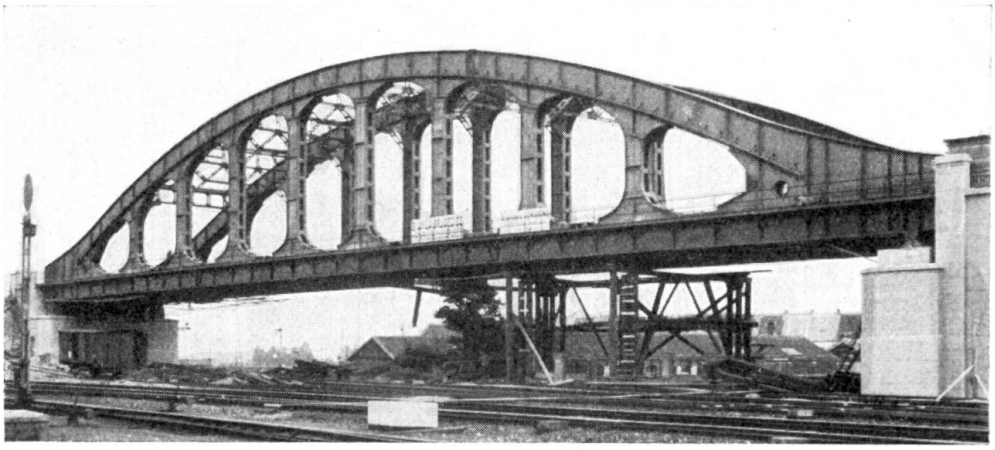


Fig. 2.

Pont-rails sur la chaussée de Louvain à Malines. Elévation générale.

Les culasses d'extrémité, jonctions arc tirant, ont exigé une étude minutieuse à cause des grandes dimensions de tôles à utiliser; il fallait limiter le nombre de joints et réaliser des entretoisements intérieurs suffisants, tout en permettant un accès possible pour l'entretien ultérieur. En principe, on a prévu une plateforme horizontale à niveau intermédiaire avec une série de diaphragmes verticaux. Des trous d'homme sont aménagés pour permettre l'accès à toutes les alvéoles intérieures.

Calculs.

La poutre Vierendeel à montants simples — à arcades — a pour caractéristique l'absence de diagonales évitant, suivant son auteur, les tensions secondaires si préjudiciables dans les poutres en treillis en ce qu'elles augmentent les contraintes du métal dans des proportions qui peuvent devenir excessives. Sans rentrer à nouveau dans le vif d'un débat déjà souvent repris, il est pourtant permis d'observer que l'on a souvent porté en compte comme tensions dites secondaires des contraintes qui sont simplement primaires. On a englobé sous cette désignation les contraintes dues à des excentricités d'assemblage qui peuvent être déterminées avec précision et qui sont le résultat de l'action des forces agissantes, comme les contraintes habituelles. Il conviendrait de réserver la dénomination de tensions secondaires aux tensions de déformation; dans un système en treillis les

allongements et raccourcissements des barres tendent à produire des déformations angulaires entravées, qui donnent naissance à ces tensions secondaires.

Il va de soi que si la déformabilité des noeuds s'accentue en se rapprochant de noeuds articulés, ces tensions disparaissent et méritent l'épithète anglaise de « self relieving stresses ». Ce résultat peut être atteint par jeu dans les rivures ou plasticité des goussets et des barres. Ces tensions (considérées suivant cette définition) ont d'ailleurs un rôle moins important que celui qu'on leur a parfois attribué.

Il faut ajouter que toutes les constructions — qui se déforment peu ou prou — sont affectées de ces tensions dans les limites plus ou moins variables suivant les entraves apportées au jeu des forces par la rigidité des éléments.

Dans les poutres en treillis par exemple, les calculs et les essais montrent que ces tensions sont sensiblement proportionnelles à l'inertie linéaire $\left(\frac{I}{l}\right)$ de l'élément.

Les poutres ont été calculées suivant la méthode simplifiée indiquée par Mr. Vierendeel dans son cours de stabilité des constructions. On en a déduit des tableaux et des diagrammes donnant pour chaque noeud chargé les valeurs des réactions horizontales aux points d'inflexion des montants ainsi que des moments fléchissants dans les membrures et dans les montants. Ces éléments de calculs sont directement applicables à des poutres de mêmes proportions (surbaissement et nombre de panneaux).

Si on considère la poutre uniformément et complètement surchargée, la sollicitation de l'arc se transforme en une compression simple suivant son axe, le tirant étant lui-même uniformément tendu entre les appuis, les montants sont simplement tendus sous le poids du tablier.

Il est intéressant d'observer que dans les tronçons prismatiques centraux des membrures les contraintes calculées dans l'hypothèse de surcharge complète sont plus grandes que celles résultant de surcharges partielles. Ces dernières ne seraient plus défavorables que dans les consoles de raccord montant membrures — en les supposant toutefois prismatiques. Par contre, la sollicitation des montants ne peut être définie en flexion que sous les surcharges partielles.

Si l'on examine les diagrammes des moments dans un panneau de membrure établis suivant l'hypothèse habituelle d'une section constante sur toute la longueur du panneau on voit que pour certains états de charge le point de moment nul se trouve situé dans la largeur du montant ou dans la zone des consoles. Etant données les grandes augmentations de section en passant du montant à la membrure et la grande étendue des consoles, il semble peu probable que ces points de moment nul coïncidant avec les points d'inflexion d'une flexion simple sortent sensiblement des zones prismatiques centrales des membrures. On peut au moins en inférer que l'hypothèse initiale de la constance du moment d'inertie conduit à des conclusions sujettes à caution d'autant plus que les consoles seront plus développées par rapport aux zones prismatiques des montants et des membrures. La limite serait atteinte dans une poutre constituée par une série de triangles se touchant par les pointes aux milieux des éléments de membrures et de montants. Il est donc difficile d'attribuer une grande précision à toute méthode de calcul d'une poutre Vierendeel ne tenant pas compte des variations de moments d'inertie dues aux consoles. Il semble dès lors qu'une méthode plus simple

fixant à priori les points d'inflexion dans les tronçons prismatiques des membrures puisse donner des résultats suffisants n'étant pas nécessairement plus erronés que ceux obtenus par une méthode prétendûment plus exacte. Une pareille méthode a été imaginée par un ingénieur allemand Engesser et exposée dans la revue „Zeitschrift für Bauwesen" de 1913. Engesser suppose que les montants aient une rigidité infinie; il en déduit que les points d'inflexion des membrures sont situés sur la verticale du centre de gravité de chacun des panneaux de la poutre.

La fixation des points d'articulation fictives est immédiate et permet un calcul simple et rapide des différents tronçons isostatiques de la poutre.

Les calculs comparatifs des contraintes faits pour une poutre d'une centaine de mètres de portée d'un pont de chemin de fer à voie unique suivant les deux méthodes Vierendeel et Engesser montrent que la méthode approchée donne des résultats suffisants. Il est juste d'observer qu'avant Engesser, Mr. Vierendeel lui-même avait indiqué pareille simplification dans les poutres à membrures parallèles.

Il est intéressant de remarquer que le rapport des inerties linéaires (rapport du moment d'inertie à la longueur) des éléments membrure montant a une importance fondamentale sur la définition et le mécanisme de la poutre Vierendeel.

Les conclusions limites peuvent être mises facilement en évidence en utilisant la relation générale ci-dessous (*Keelhoff*, Cours de stabilité)

$$\frac{(I'c)^3 + I''^3}{(I'c + I'')^3}\left[H^3{}_n \frac{Z_n}{I_n} - H^3{}_{n-1} \frac{Z_{n-1}}{I_{n-1}}\right] = \frac{3\lambda}{2} \frac{H_{n-1} + H_n}{I'c + I''} (M'_n + M''_n)$$

On considère un panneau de poutre, avec des hauteurs de montants H_{n-1}, H_n et des moments d'inertie I_{n-1} et I_n. La largeur normale du panneau est λ, les moments d'inertie des membrures supérieure et inférieure étant supposés constants I' et I''.

La membrure supérieure fait un angle de cosinus C avec l'horizontale; la membrure inférieure est horizontale.

Si l'on fait une coupe dans le panneau suivant la verticale du centre de gravité, les moments fléchissants dans les membrures supérieure et inférieure sont M'_n et M''_n; Z_{n-1} et Z_n sont les réactions horizontales dans les montants au droit des points d'inflexion.

Nous rappelons les hypothèses de base,

$$\frac{M'}{M''} = \frac{I'c}{I''} \quad \text{et} \quad \frac{h'}{h''} = \frac{I'c}{I''}$$

h' et h'' déterminent la position du point d'inflexion sur un montant $H = h' + h''$.

Pour faire apparaître plus facilement les conclusions aux limites, nous supposerons que $I' = I'' = I$,

$$\frac{I}{\lambda} = \beta, \text{ inertie linéaire de la membrure inférieure,}$$

$$\frac{I_n}{H_n} = \frac{I_{n-1}}{H_{n-1}} = \alpha, \text{ inertie linéaire des montants.}$$

$$\frac{1 + c^3}{(1 + c)^2} = K.$$

La relation générale prend la forme suivante:

$$H^2_n \cdot Z_n - H^2_{n-1} \cdot Z_{n-1} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{1}{K} \cdot \frac{3}{2} (H_{n-1} + H_n) (M'_n + M''_n)$$

où le rapport $\frac{\alpha}{\beta}$ des inerties linéaires des montants et membrures apparaît comme un coefficient principal.

Les valeurs limites de $\frac{\alpha}{\beta}$ sont ∞ et 0.

La valeur $\frac{\alpha}{\beta} = \infty$ ou réciproquement $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ correspond à l'hypothèse *d'Engesser* de montants à moment d'inertie infini. En faisant passer $\frac{\beta}{\alpha}$ dans le 1er membre, l'hypothèse $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ se résume en $M'_n + M''_n = 0$; M' et M'' étant de mêmes signes, $M'_n = 0$ et $M''_n = 0$. Nous en déduisons que les sections des membrures sur la verticale du centre de gravité du panneau sont des sections de moments nuls pour n'importe quel état de charge. En ne considérant que la flexion simple des membrures, ces sections correspondent aux points d'inflexion. Dans le cas d'une poutre à hauteur constante ces points sont situés au milieu de chaque panneau.

L'autre valeur limite $\frac{\alpha}{\beta} = 0$ correspond au cas où les montants auraient une inertie nulle. C'est en fait le cas des poutres en bowstring à suspentes minces; ce serait également le cas de deux poutres parallèles d'égale inertie réunies par des bielles verticales.

$$H^2_n \cdot Z_n = H^2_{n-1} \cdot Z_{n-1}$$

$$Z_{n-1} = Z_n \cdot \frac{H^2_n}{H^2_{n-1}}$$

Z_{n-1} a le même signe que Z_n, la proportion étant celle des carrés des hauteurs de montants.

Dans l'hypothèse de charges verticales $\Sigma Z = 0$.

Dans le cas d'une poutre à membrures parallèles la relation $\Sigma Z = 0$

$$\text{qui s'écrit: } Z_n \cdot H^2_n \cdot \sum_0^m \frac{1}{H^2} = 0 \qquad \text{se réduit à } Z_n = 0.$$

Toutes les réactions horizontales sur montants sont nulles. Dans le cas d'une poutre en bowstring à suspentes minces la somme ΣZ_n comporte un terme

$$Z_o = Z_n \cdot \frac{H^2_n}{H^2_o}.$$

Si Z_n était $\gtrless 0$, H_o étant nul, Z_o serait infini.

Or la valeur de Z_o dans ce cas est déterminée et finie puisque c'est la composante horizontale de la réaction axiale suivant l'arc. Pour que Z_o soit fini, H_o étant nul il est nécessaire que Z_n soit nul, conclusion qui ramène à la définition ordinaire de la poutre en bowstring avec montants minces articulés sur les membrures arc et tirant.