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

Band: 4 (1952)

Artikel: Rapport général

Autor: Grelot, L.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-5047

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: 03.09.2025

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

B

Constructions métalliques

Metal structures

Stahlbau

II

Applications pratiques

Practical applications

Praktische Anwendung

Rapport général — General report — Generalbericht

PROF. L. GRELOT
Paris

1. PROBLÈMES ACTUELS DE LA CONSTRUCTION DES CHARPENTES MÉTALLIQUES

G. Winter

Le mémoire de M. Winter concerne l'utilisation d'éléments en tôle mince d'acier laminé, façonnés à froid, dont l'épaisseur varie de 0,76 à 5,1 mm. assemblés par divers procédés et leur application aux bâtiments.

Les constructions à parois minces ont pris un essor particulier au cours des dix dernières années aux Etats-Unis, notamment quand les portées et les charges sont relativement faibles, ou bien lorsque les éléments doivent fournir des surfaces utilisables, comme c'est le cas pour les murs, les planchers et les toits. La très faible épaisseur de la tôle est à l'origine de problèmes spéciaux, et des règles encore provisoires ont dû être élaborées par l'American Iron and Steel Institute, à la suite de recherches et d'essais poursuivis par l'auteur et ses assistants depuis 1939.

Le mémoire présente ces règles, en insistant particulièrement sur celles qui diffèrent des conditions d'emploi des constructions ordinaires en acier.

On accepte d'abord un coefficient de sécurité plus élevé à l'égard des contraintes

admissibles: 1,85 au lieu de 1,65, l'importance relative des tolérances d'épaisseur devenant plus grande à mesure qu'elle diminue.

Le problème du voilement local des tôles minces et la faible rigidité de torsion des profils prennent ici une importance particulière. L'auteur rappelle la distinction à faire, en l'espèce, entre la contrainte critique déduite de la théorie de l'élasticité, et la contrainte ultime admissible, compte tenu de la répartition non uniforme des tensions, après voilement. Il indique les essais très poussés qu'il a faits, et donne les règles, traduites en graphiques, qui permettent de déterminer, dans tous les cas pratiques, les contraintes acceptables avec sécurité pour des éléments plans raidis ou non parallèlement à l'effort de compression. On peut noter que, lorsque le rapport de la longueur à l'épaisseur est supérieur à 60 les éléments non raidis sont trop déformables et trop vulnérables pour offrir quelque intérêt pratique.

Les colonnes à parois minces peuvent flamber soit par voilement local, soit par flambement d'ensemble, soit par une combinaison de ces deux modes de déformation. On les suppose toujours articulées à leurs extrémités, parce que les assemblages employés ne s'opposent guère aux rotations des sections terminales.

Pour le flambement d'ensemble, les formules classiques valables lorsque le rapport de la longueur au rayon de gyration est grand (Euler), ou bien lorsqu'il est faible (parabole de raccordement à la courbe d'Euler dont l'ordonnée est égale à la limite élastique quand ce rapport est nul), sont utilisées avec un coefficient de sécurité de 2,16.

Pour le flambement local sous des contraintes plus faibles que celles qui provoquent le flambement d'ensemble, le même type de formule est utilisé, mais en y introduisant un facteur de forme inférieur à l'unité, dépendant des dimensions de la section transversale; il en résulte qu'à chaque valeur déterminée du facteur de forme correspond une parabole particulière de raccordement avec la courbe d'Euler.

On peut craindre également le flambement par une combinaison de flexion et de torsion; mais pratiquement, il ne se produit que pour des sections en forme de cornière.

D'autre part, les âmes minces des poutres peuvent se voiler sous des tensions de cisaillement, de compression, ou par écrasement local sous l'action de charges concentrées. On sait que si l'âme est munie de raidisseurs convenables, le voilement par cisaillement n'entraîne pas la ruine de la poutre, l'âme travaillant d'une manière différente. Mais dans les constructions à parois minces, il n'est généralement pas économique d'employer des raidisseurs. Aussi, la contrainte admissible est celle égale à la contrainte critique, divisée par le coefficient de sécurité.

Par contre, la contrainte admissible à l'égard du voilement par flexion est égale à la contrainte critique, parce que des essais ont montré que la résistance ultime est plus grande que la valeur théorique, notamment lorsque le rapport de la hauteur à l'épaisseur est grand.

En ce qui concerne le voilement de l'âme par écrasement local, aucune théorie n'a encore été établie; des expériences très nombreuses ont cependant permis de fixer des règles provisoires.

La stabilité transversale à la flexion des poutres non contreventées est déterminée à partir de la tension critique d'une poutre à double-té, soumise à une flexion pure, cas auquel peuvent être assimilés d'autres cas de charges, avec une approximation suffisante. Mais, à la différence de ce qui se produit dans les constructions en acier ordinaire, c'est l'influence de la torsion qui devient négligeable parce que, eu égard aux proportions du profil, la constante de St Venant est très faible.

M. Winter décrit les principales formes de sections des poutres déjà réalisées et leur utilisation pour des panneaux de planchers, de parois (avec élément isolant à

l'intérieur d'un caisson, ou sur l'une ou les deux parois extérieures), de toits, en signalant les conditions de leur déformation et éventuellement de leurs possibilités de flambement. La stabilité locale des parois minces peut être améliorée en utilisant des tôles courbes, l'amélioration apportée étant fonction, notamment, du rapport de rayon de courbure à l'épaisseur.

Les formes de sections les plus économiques sont les U et les Z dont les semelles sont formées à froid, et sans soudure; mais, chargées dans le plan de l'âme, les poutres subissent une torsion, en raison de leur dissymétrie. Des dispositifs doivent être prévus pour s'opposer à des rotations exagérées.

Les assemblages par points de soudure ont fait l'objet de recherches et d'une règlementation; les règles de rivure ont pu être établies d'après les bases servant pour les constructions usuelles en acier. Mais, pour les réalisations pratiques c'est, à l'heure actuelle, l'expérience seule qui peut, dans la plupart des cas, renseigner le constructeur.

L'étude très complète de M. Winter réalise une mise au point de la question des constructions à parois minces; une bibliographie abondante permet de mesurer la part importante qu'il a prise dans l'élaboration des recherches qui ont conduit les Américains à développer ce genre de construction. La première rédaction des "spécifications" correspondantes, la plus difficile à établir, sera un guide précieux pour les ingénieurs qui auront à traiter de ces questions.

Qu'il me soit permis de rappeler, en terminant, une utilisation importante des tôles très minces faite en France dès 1935: M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées Aimond les a employées comme couverture de hangars métalliques d'aviation; elles constituaient, entre deux arcs consécutifs de 70 m. de portée, écartés de 11 m. d'axe en axe, auxquels elles étaient suspendues, une toiture autoportante torique en acier à haute résistance au chrome et au cuivre, entièrement soudée, en tôle de 1,4 mm. d'épaisseur.

Ch. Massonnet

Dans ses "Récherches expérimentales sur la résistance au voilement de l'âme des poutres à âme pleine," M. Massonnet rappele les difficultés de l'étude analytique du problème réel: imperfections initiales des panneaux, prise en compte les déformations plastiques, nature des liaisons sur les bords, grandes déformations transversales.

L'étude expérimentale n'est pas aisée non plus: le voilement d'une plaque se produit pour une charge qu'il est difficile d'observer d'après sa déformation transversale, parce qu'elle ne croit pas asymptotiquement vers une valeur finie pour une valeur infinie de la déformation, comme cela a lieu pour les poutres comprimées par exemple. Il est indispensable d'expérimenter à grande échelle, pour que les imperfections de l'âme n'aient pas une valeur relative trop importante par rapport à ses dimensions. Enfin pour avoir des résultats plus directement utilisables, il faut opérer sur des panneaux faisant partie d'une poutre et non sur des éléments isolés.

M. Massonnet, partant de ces principes, a opéré sur une poutre de 13 m. de longueur et de 1 m. de hauteur, entièrement soudée, dont l'âme se trouve divisée par des raidisseurs également soudés en 13 panneaux dont la longueur varie de 0,65 m. à 1,50 m., et dont l'épaisseur est comprise entre 4 et 6,2 mm. On pouvait imposer à un élément quelconque, situé entre deux raidisseurs, ou entre un raidisseur et une extrémité une contrainte de flexion pure, de cisaillement pur, ou de flexion avec cisaillement.

La méthode de Southwell généralisée par Fairthorne, dont la base est la mesure

des déformations transversales, fut utilisée pour déterminer les charges critiques. Comme elle n'est valable que si les déplacements transversaux restent assez petits pour que l'effet de membrane soit négligeable dans l'âme déformée, les résultats n'ont été retenus que lorsque les flèches produites étaient inférieures au dixième de l'épaisseur de la plaque, et la flèche initiale inférieure aux 1,5/100 de cette épaisseur. Dans ces conditions, l'étude analytique de la question montre que l'erreur commise est inférieure à 10% en plus. Les flèches étaient mesurées au comparateur avec une précision de 1/100 de millimètres, un appareil étant au centre de chaque panneau.

Malgré toutes ces précautions, et l'élimination de 27% de résultats douteux, la dispersion reste assez grande pour un panneau donné, principalement parce qu'ils ne sont pas indépendants.

Dans l'ensemble les contraintes critiques obtenues sont supérieures, pour chaque panneau, aux valeurs théoriques correspondant au cas où il serait articulé sur les quatre côtés, et du même ordre de grandeur que si les côtés adjacents aux semelles étaient parfaitement encastrés, et les deux autres articulés. Il en résulte que dans le domaine élastique, la théorie sous-estime plus la résistance au voilement par flexion que la résistance au voilement par cisaillement. Enfin, le voilement de l'âme, tant qu'il reste dans le domaine élastique, n'influence nullement la déformation élastique d'ensemble de la poutre.

Des essais ont été également poussés jusqu'à rupture. Le sens des résultats reste le même, et le rapport de la charge expérimentale critique à la charge critique théorique est, en moyenne, 1,3 fois plus grand pour les panneaux fléchis que pour les panneaux cisaillés; il est égal, pour la flexion pure, au coefficient de sécurité ordinairement admis pour les contraintes. Dans ce cas, il serait donc logique de prendre l'unité comme coefficient de sécurité à l'égard de la contrainte critique de Timoshenko.

Enfin, la non-planéité parfaite des panneaux d'âme ne joue pas un rôle appréciable dans leur stabilité, si même elle ne l'améliore pas. Les résultats indiqués ci-dessus peuvent donc s'appliquer aux tôles laminées correctement.

M. Massonnet propose en définitive un coefficient de sécurité de 1,35 à l'égard des charges critiques de voilement par cisaillement et de 1,20 à l'égard de celles du voilement par flexion. Ces coefficients sont un peu inférieurs à ceux que l'on utilise assez fréquemment. On peut se demander néanmoins si l'un d'eux ne pourrait pas encore être réduit, en se basant précisément sur les résultats des essais.

On vient de voir en effet, que dans le cas de la flexion pure et pour une construction entièrement soudée, la valeur unité laisse une marge de sécurité suffisante. C'est une règle couramment appliquée en France pour les constructions rivées, dans lesquelles les bords des âmes sont plus rigidement maintenus que dans les constructions soudées.

C'est également l'une des conclusions auxquelles aboutit M. Winter, dans le mémoire analysé ci-dessus.

Au total, l'étude de M. Massonnet fournit des résultats très rassurants, et susceptibles de procurer des économies dans la réalisation des poutres à âme pleine. Nos prédécesseurs se sont parfois montrés très hardis dans ce domaine, en multipliant les raidisseurs d'âme, qui permettent à celle-ci de travailler dans des conditions très favorables, et, semble-t-il, sans sortir du domaine élastique. Je signale simplement le cas d'un pont en fer très ancien, sous voie ferrée, dont les panneaux centraux ont une âme de 6 mm. d'épaisseur, de 1,20 m. de longueur et 5,50 m. de hauteur; des contraintes 4 à 5 fois plus fortes que la contrainte critique de Timoshenko s'y produisent tous les jours. Mais on a observé, au passage des surcharges, un déplace-

ment transversal de l'âme, vers l'intérieur du pont qui a varié, au cours d'essais de 0,6 à 0,9 mm. suivant l'emplacement considéré.

Ces constatations, qui sont également rassurantes, révèlent l'accomodation d'une âme, appartenant à un groupe de panneaux, aux contraintes qu'elle a à transmettre.

Il serait désirable de creuser davantage la question, et il semble bien que c'est la voie où s'est engagé M. Massonnet qu'il convient de suivre.

G. Wästlund et L. Östlund

Le mémoire de MM. Wästlund et Östlund est relatif à l'étude expérimentale de poutres composées formées par l'association d'une poutre en double-té en acier et d'une dalle en béton armé.

Le problème qui se pose ici est celui de la transmission des efforts de cisaillement se produisant au cours des déformations de ces poutres par flexion, à la surface séparative du métal et du béton.

Les auteurs se sont d'abord proposé de déterminer le type de jonction le plus efficace entre la poutre et la dalle. A cet effet, un dispositif expérimental ingénieux permettait de mesurer directement l'effort nécessaire pour séparer le double-té de deux dalles symétriques en béton auxquelles il était successivement associé par des fers en U, ou des plats façonnés en forme de gouttière ou de crampon, ou par des barres rondes à béton façonnées en forme de crampon ou d'anse très allongée, relevée au-dessus du fer à double-té; ces éléments étaient toujours soudés au double-té. Le dernier type s'est montré le plus satisfaisant, et la résistance était du même ordre de grandeur, quelle que soit l'orientation de l'effort longitudinal par rapport à la courbure de l'anse.

En faisant croître le diamètre des barres, on a constaté que la charge de rupture croît et que le glissement décroît; au moment de la rupture, les dalles sont fissurées et les armatures intactes; cependant les contraintes que ces dernières subiraient à ce moment si elles supportaient tout l'effort seraient, dans beaucoup de cas, supérieures à leur limite de rupture, ce qui démontre l'efficacité de la liaison.

Les auteurs considèrent qu'un glissement de 1/10 mm. étant acceptable dans les conditions de l'expérimentation, les charges maxima admissibles dans le sens le plus favorable sont de 9 tonnes pour une armature de 16 mm., un peu moins pour une de 12 mm., et un peu plus pour une de 20 mm.; ils proposent des charges de sécurité moitié moindres dans la direction opposée.

Ils ont alors constitué six poutres, dans lesquelles un fer à double-té est associé avec un élément de dalle, comprimée dans les conditions de l'essai; pour deux d'entre elles, aucun dispositif ne permettait la transmission des efforts de cisaillement; l'une ne comportait qu'une tôle striée ayant la largeur de la semelle; les résultats concernant ces deux poutres n'ont pas été satisfaisants. Une autre poutre comportait, en outre de la tôle striée, de très petites anses en rond de 8 mm.; les deux autres étaient pourvues du dispositif reconnu précédemment comme le meilleur.

Dans tous les cas, la force totale de glissement était évaluée indirectement par la mesure des contraintes dans la section médiane de la poutre en acier; les glissements entre béton et acier étaient mesurés simultanément. Afin de permettre des comparaisons, les déformations et les forces de glissement avaient été calculées en considérant l'ensemble hétérogène de la section transversale de la poutre, et en supposant que le rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton était égal à 7 puis à 15.

Les résultats mettent en évidence la qualité de la liaison procurée par les aciers

ronds recourbés en forme d'anse, et plus particulièrement lorsque le frottement est accru par l'intermédiaire de l'emploi d'une tôle striée. Même lorsqu'il n'y en a pas, le fait à retenir est l'accroissement considérable (76 %) de la force ultime de glissement par rapport aux conditions de l'essai préliminaire de la jonction isolée; les auteurs l'attribuent à deux causes possibles: le frottement entre le béton et l'acier, quand la force de liaison est dépassée, et l'influence du retrait dans l'essai initial relatif à l'efficacité des jonctions.

Des essais analogues ont été faits sur cinq poutres dans lesquelles un fer double-té est associé avec un élément de dalle tendue dans les conditions de l'essai. Les armatures de jonction étaient pour deux d'entre elles celles du meilleur type; pour deux autres, il n'y avait pas d'armatures de jonction; mais les armatures propres de la dalle étaient recourbées à leurs extrémités et soudées sur la semelle inférieure du fer; la dernière comportait une dalle en béton précontraint, avec une armature de jonction du meilleur type. Les résultats sont très inférieurs aux précédents, pour un même type d'armature. Tant qu'il n'y a pas de fissuration, les résultats expérimentaux sont voisins des résultats théoriques, mais au fur et à mesure que la fissuration croît, tout tend à se passer comme si le béton n'existait pas; les fissures sont d'ailleurs d'autant plus fines que le nombre et le volume des armatures de cisaillement est plus important. Les meilleurs résultats ont été obtenus avec la dalle dont les armatures sont soudées sous la semelle.

Mais la charge la plus élevée supportée par la poutre avec dalle précontrainte a été peu plus du double de celle des autres dalles.

On peut conclure de ce qui précède que, dans les conditions où les essais ont été exécutés, on possède un procédé très sûr d'association de poutres en acier avec une dalle en béton, dans le cas où elle est comprimée; on peut, en utilisant les résultats obtenus, déterminer les armatures de jonction destinées à assurer la transmission des efforts de cisaillement qui s'exercent à la limite de séparation de l'acier et du béton. Mais ces résultats ne sont vraiment intéressants, si la dalle est tendue, que lorsqu'elle est en béton précontraint.

On peut toutefois se demander ce qu'il adviendrait de ces conclusions si la dalle était fortement comprimée pendant une longue période, en raison du fluage et du retrait, et si des surcharges dynamiques, comme il s'en produit dans les ponts, n'altèreraient pas, à la longue, la qualité de la jonction entre le métal et le béton.

Il serait donc souhaitable que des essais statiques de longue durée et des essais dynamiques fussent exécutés sur les types de poutres associées qui ont donné les meilleurs résultats statiques, pour permettre de fixer en toute certitude, pour les ponts en particulier, les bases de l'association du béton et de l'acier.

De nombreux ingénieurs français sont encore réticents à cet égard, et bien qu'ils associent la dalle en béton armé et l'ossature métallique d'un tablier de pont, par exemple, ils ne tiennent pas compte de cette association dans le calcul des éléments du tablier lui-même ou de la dalle; les armatures de jonction sont alors déterminées seulement pour permettre de faire jouer à la dalle le rôle de l'âme d'une poutre de contreventement longitudinal.

2. Réalisations d'ouvrages en métaux légers

S. K. Ghaswala

Le mémoire de M. Ghaswala porte le titre "Basic concepts of structural theory of aluminium alloys"; l'emploi des alliages d'aluminium date de 1905, et c'est dans les constructions aéronautiques qu'ils ont surtout été utilisés. Les ingénieurs du

génie civil ne les ont employés qu'assez récemment, et il semble que c'est par manque de connaissances sur les principes d'utilisation, sur les propriétés mécaniques des alliages légers, et en raison de la difficulté de choisir les alliages et les sections des pièces faute de normalisation. Actuellement, on se borne presque encore à imiter les constructions en acier, ce qui ne permet pas de profiter de tous les avantages que l'on peut tirer des alliages légers.

Les alliages légers utilisés ont une résistance supérieure ou égale à celle de l'acier doux; mais leur module d'élasticité n'est que le tiers de celui de l'acier, et leur poids spécifique est presque trois fois plus faible également.

L'auteur rappele deux conceptions, dont l'usage fréquent dans l'aéronautique n'est pas courant dans les constructions métalliques et qui guident dans le choix du matériau, dans un cas déterminé: la "ténacité spécifique," rapport de la résistance spécifique à la rupture par traction au poids spécifique, et le "critère de mérite" caractérisé à la fois par la ténacité spécifique (résistance) et par le rapport du coefficient d'élasticité au poids spécifique (rigidité).

Les alliages d'aluminium ont une ténacité spécifique 2,5 à 4 fois supérieure à celle de l'acier; dans le cas du duralumin, le critère de mérite est supérieur à celui de l'acier doux, sauf pour la rigidité dans le cas de la tension, de la compression et de la flexion pure, où il est très voisin de l'égalité. Si la question de résistance est primordiale, il faut employer des alliages à haute résistance de prix élevé; si la rigidité est le facteur essentiel, il faut employer des alliages moins résistants, et à plus bas prix. La structure doit être conçue d'une manière particulière, pour que l'alliage léger soit économique par rapport à l'acier, malgré son prix élevé.

Deux types principaux de construction peuvent être envisagés: ceux pour lesquels le facteur essentiel est la contrainte maximum admissible, plutôt que la rigidité (structures triangulées) et les pièces élancées ou les parois minces, où la stabilité élastique au voilement est primordiale.

Les alliages légers se prêtant bien à l'emboutissage, on peut réaliser des sections non massives, fermées et à parois très minces, rectangulaires, triangulaires, circulaires, etc., résistant très bien à la torsion, aux efforts transversaux, au flambement et même au voilement local, si les parois sont ondulées. Les constructions triangulées en tubes sont particulièrement légères et résistantes. La forme des sections est d'ailleurs influencée par la valeur relativement basse du coefficient d'élasticité, notamment s'il s'agit d'éléments supportant des couples de torsion et de flexion. L'auteur en signale un certain nombre, qui n'ont pas d'équivalent dans la construction en acier.

Les constructions à parois minces sont analogues à celles utilisées en aéronautique, notamment pour les ailes d'avions: type monocoque sans raidisseurs, type semi-monocoque avec raidisseurs intervenant dans la résistance du voile à la compression et aux charges peu élevées qui leur sont perpendiculaires; on utilise également un type sandwich de tôles minces raidies ou non, des tôles ondulées et des fermes spatiales.

Ces principes sont applicables à la construction des toits, des parois et des planchers.

Les toits en alliage léger peuvent être assemblés à l'avance (fermes, pannes, feuille de couverture, tous en métal), en totalité ou par travées et mis en place aisément à cause de leur faible poids. On peut rapprocher les fermes sans accroître la charge qu'auraient les supports dans une construction ordinaire, et supprimer les pannes. On peut même envisager de supprimer les fermes en employant une couverture seule à double paroi, comportant des articulations excentrées de manière à combattre les déformations dues aux charges.

Les problèmes du voilement général et local prennent ici une plus grande importance que dans les constructions en acier, si les épaisseurs sont faibles. Mais à poids égal, une plaque d'alliage léger est environ trois fois plus épaisse qu'une plaque d'acier. Toutes choses égales d'ailleurs, et bien que le coefficient d'élasticité soit trois fois plus faible, sa contrainte critique est donc plus de deux fois et demi plus grande.

Les feuilles d'aluminium sont employées comme revêtement extérieur portant, sous forme de tôles ondulées de profils spéciaux, permettant d'éviter des raidisseurs; cet emploi est concevable pour les toits plans ou courbes, les dômes, les hangars d'aviation, les planchers et les murs en panneaux préfabriqués.

On peut construire également des poutres dont l'âme extrêmement mince est munie de raidisseurs, et peut se plisser ou se voiler sous l'action des cisaillements dûs aux charges; on sait que dans certaines limites, la stabilité générale des poutres n'est pas compromise par ces déformations de l'âme. Ce type de construction a fait l'objet de nombreuses recherches, et l'auteur en résume la substance. L'intérêt de l'emploi des alliages légers est que l'on peut réduire considérablement l'épaisseur sans craindre des pertes de résistance par corrosion.

A l'inverse, on peut réaliser des constructions sandwich, dans lesquelles un matériau de faible densité, relativement épais, tel que le bois, est compris entre deux parois minces de haute résistance. En rejetant aussi loin que possible du plan axial les éléments résistants, on accroît le moment d'inertie de la section transversale, et l'on obtient une rigidité de flexion et de torsion élevées, tandis que la densité d'ensemble reste faible. La partie centrale accroît le moment d'inertie dans la mesure où sa liaison avec les parois est bien assurée, et stabilise celles-ci à l'égard du flambement.

La rigidité peut d'ailleurs être accrue en munissant les tôles des faces de bourrelets ou de nervures.

Il y a actuellement, abstraction faite des constructions aéronautiques, des pylônes de T.S.F. et de certaines structures de planchers et de toits, fort peu d'applications de fermes métalliques à trois dimensions. Les ponts dont les fermes principales et le tablier forment une section triangulaire présentent ordinairement des avantages au point de vue de la rigidité et de l'économie de matière.

L'auteur cite des cas où l'économie d'un tel pont soudé atteint pour l'ensemble 21 % par rapport à un pont ordinaire rivé, et 49 % sur les poutres dans le cas où les tabliers sont identiques. Pour un arc à deux articulations, les chiffres correspondants sont 30 % et 67 %.

En général, l'emploi d'alliages légers peut procurer une économie en poids de l'ordre de 50 % par rapport aux constructions en acier de formes semblables. Il existe actuellement peu de tels ponts, dont plusieurs sont mobiles; le plus grand est l'arc d'Arvida de 87 m. de portée, au Canada.

L'auteur attire également l'attention sur l'application des théories sur le comportement inélastique des alliages légers aux constructions hyperstatiques; il estime que certaines d'entre elles sont applicables, bien que la déformation de ces métaux à la traction ne présente pas le palier d'allongement de l'acier doux; il voit même dans ce fait un avantage. Il propose de remplacer la considération de la limite d'élasticité prise pour base dans certaines théories par la contrainte produisant un allongement rémanent de 0,2 %. Il signale qu'une méthode plus pratique pourrait être employée en extrapolant la formule de la contrainte à la flexion au delà du domaine élastique.

Mais des recherches expérimentales sont encore nécessaires pour étayer les théories difficiles de la mécanique des milieux déformables, dans le cas où les déformations ne sont plus une fonction linéaire des efforts.

C'est en fonction de semblables théories que l'auteur estime qu'il conviendrait de déterminer le facteur de sécurité d'une construction en alliage léger. Le problème ne se présente pas exactement comme pour l'acier doux: la résistance à la rupture de ce dernier est d'environ 80 % plus élevée que la limite élastique, avec un allongement qui est supérieur à 20 %; pour le duralumin, la limite de rupture est supérieure de 20 % à la limite conventionnelle d'élasticité, et l'allongement de rupture 12 % seulement.

D'autre part, à mesure que l'hyperstaticité d'une construction croît, l'écart entre la limite élastique conventionnelle, la charge théorique à laquelle elle est atteinte et la charge réelle de rupture de l'ouvrage va en croissant. Il est arrivé que cette dernière a été égale à huit fois la charge produisant l'écoulement. L'auteur pense que, dans les circonstances actuelles, on peut adopter un coefficient de sécurité de 2,5 à 3 par rapport à la charge de rupture, avec une valeur exceptionnelle de 2 pour des ouvrages isostatiques, mais intérieurement hyperstatiques à un degré élevé.

Les considérations générales présentées peuvent, comme l'auteur le signale, servir de guide pour les constructions en alliages légers, et de point de départ pour approfondir un certain nombre de questions les concernant. La très abondante bibliographie jointe au mémoire y aidera beaucoup. Actuellement on doit constater que peu de ponts ont encore été construits en alliages légers; ils sont cependant précieux pour les ponts mobiles, où l'on recherche la légèreté. Mais cette légèreté n'est d'ailleurs pas toujours en soi un avantage: l'importance des actions dynamiques, toutes choses égales d'ailleurs, croît avec elle; il peut en résulter une fatigue prématurée des éléments de la construction et de leurs assemblages.

La faible valeur du coefficient d'élasticité oblige à prendre des dispositions et à adopter des formes constructives spéciales pour éviter de grandes déformations; il est possible que, pour des ouvrages importants, on soit obligé de tenir compte, pour déterminer leur stabilité finale, de la déformation calculée à partir du schéma initial.

D'autre part, le coefficient de dilatation des alliages légers est environ deux fois plus élevé que celui de l'acier; il peut en résulter des efforts importants dans certains types d'ouvrages hyperstatiques.

Ce ne sont certainement pas là des difficultés insurmontables, pas plus que l'usinage et le rivetage de ces matériaux; mais des informations expérimentales complémentaires sont indispensables pour permettre de les utiliser efficacement, en s'écartant délibérément des formes traditionnelles des constructions en acier, en raison des différences marquées de leurs propriétés mécaniques et physiques.

M. A. et T. O. Lazarides

Dans cette analyse de la structure du Dôme de la Découverte, les auteurs n'ont pas décrit dans le détail la manière dont l'ouvrage est réalisé; ils ont seulement donné un aperçu très condensé de la méthode de calcul employée et de quelques uns des résultats obtenus.

Le Dôme de 111 m. de diamètre est constitué par des arcs triangulés en alliage d'aluminium, de 14,40 m. de flèche, dont la section est en forme de V. Ils sont assemblés à leurs retombées sur une poutre circulaire en acier à haute résistance, soutenue par 24 appuis bipodes articulés composés de 48 contrefiches en acier, en forme de solide d'égale résistance au flambement, et de section triangulaire.

Les arcs en alliage d'aluminium formant l'ossature du dôme sont ainsi répartis: leurs plans axiaux coupent la calotte sphérique moyenne: pour six d'entre eux formant des angles de 60°, suivant des grands cercles; pour six autres suivant deux triangles sphériques équilatéraux inscrits dans la circonférence de base due dôme et symé-

triques par rapport au centre. D'autres arcs intermédiaires ne décrivent pas des cercles, mais des courbes gauches recoupant les grands cercles précédents. Tous ces arcs sont parallèles sensiblement à trois directions de plans distinctes.

L'alliage employé est un aluminium à 1 % de silicium, 0,6 % de magnésium, et 1 % de manganèse; il a pour caractéristiques mécaniques: allongement de 1 % sous une charge de 23,6 kg./mm. ^{2}; charge de rupture 28,4 kg./mm. ^{2}, allongement 10 %.

Les rivets ont été posés à froid; l'alliage employé est un aluminium à 3,5 % de magnésium et 0,5 % de manganèse.

Le système, 318 fois hyperstatique, présente des difficultés considérables de calcul. Certaines tiennent à la constitution dissymétrique du dôme, car il peut être divisé en triangles identiques d'angle au centre de 60°, ou en triangles symétriques de 30°, mais pas en quadrants symétriques. Pour une surcharge dissymétrique quelconque, on obtient des conditions d'équilibre différentes en la faisant tourner de 30° ou de 90°, et l'on ne peut prévoir à l'avance quelle est sa disposition la plus défavorable.

L'étude a été faite pour le poids propre, pour le dôme complètement surchargé de neige ou à moitié surchargé.

Une méthode spéciale de calcul a été imaginée à cet effet, d'approximations successives par relaxations, les charges étant supposées appliquées exclusivement aux nœuds; elle était combinée, dans le cas des charges dissymétriques avec une méthode consistant à les décomposer en une charge symétrique et une charge antisymétrique. Un système de contrôle permettait de découvrir les discordances numériques, de localiser la provenance des erreurs, d'en poursuivre et d'en éliminer les conséquences.

On a constaté, comme on pouvait s'y attendre, une différence considérable de déformation, et par conséquent, de contraintes dans les divers éléments du dôme, de sa ceinture et de ses appuis, suivant que la charge est symétrique ou non.

Dans le premier cas, le dôme s'aplatit faiblement, les déformations sont sensiblement uniformes et les réactions tangentielles des appuis dipodes sont négligeables; si la moitié seulement du dôme est surchargée, on constate un déplacement latéral; l'ossature tend à se dérober sous la charge, et les appuis sont très inégalement surchargés.

Si la charge est complète, les conditions d'équilibre de la ceinture sont à peu près uniformes, avec des variations périodiques; les appuis sont repoussés vers l'extérieur, et la ceinture travaille plus en traction qu'à la flexion.

Dans le cas de surcharge sur la moitié du dôme, les mouvements des nœuds du pourtour et la traction dans la ceinture croissent progressivement depuis le milieu de la moitié non chargée jusqu'au milieu de la moitié chargée. La courbure de l'ossature est accrue dans la moitié non chargée, et réduite dans l'autre; mais les plus grandes valeurs de la courbure se rencontrent vers les régions situées aux quarts.

Le fait le plus saillant est relatif à la distribution des réactions tangentielles des appuis bipodes: à la ligne de démarcation de la surcharge se trouve une forte réaction positive, encadrée par des valeurs négatives, tant dans la zone surchargée que dans celle qui ne l'est pas; elles sont nulles au milieu des deux zones.

Les auteurs expliquant ce fait par des considérations d'ordre mécanique, concluent à la difficulté d'analyser correctement une construction semblable par des méthodes d'une précision insuffisante, et à la nécessité d'éviter, dans des systèmes aussi complexes, des configurations dans lesquelles une surcharge systématique ou occasionnelle de quelques éléments ne peut pas être partiellement reportée de quelque manière sur les éléments voisins.

C'est précisément le cas ici; mais nous ne le savons que parce que les auteurs ont pris le soin de faire eux-mêmes sur quelques points la critique du système de construction, en indiquant les remèdes correspondants.

Le mémoire ne contient pas de détails précis sur le mode d'exécution de la suite des opérations à effectuer, bien qu'elle y soit esquissée: bien des ingénieurs leur sauraient certainement gré de les publier.

Cette réalisation remarquable montre la possibilité des constructions complexes en alliage d'aluminium, dont la portée est considérable; le dôme a des dimensions supérieures à celles de tous les dômes existants, et représente la plus grande construction isolée en aluminium.

On ne peut que féliciter les auteurs qui ont participé à cette œuvre hardie et sans précédent, et qui ont mis en évidence la puissance et la maniabilité des méthodes de calculs par approximations successives, dans un cas exceptionnellement difficile, pour lequel une étude analytique, avec les moyens dont on dispose actuellement eût sans doute été inextricable.

3. Procédés spéciaux employés pour le montage

Ce thème est étudié dans trois mémoires de MM. H. ten Bokkel Huinink et A. H. Foest, J. Cholous et A. Delcamp, H. Shirley Smith, et dans une partie du mémoire de MM. J. Velitchkovitch et A. Schmid, classé dans le thème BII4.

Les méthodes de montage relatées dans le dernier et les deux premiers mémoires sont fort souvent, en réalité, des cas particuliers ou des variantes des méthodes classiques: montage sur place et sur échafaudage, montage sur échafaudage et transport par divers moyens au lieu de construction, mise en place par déplacement latéral, mise en place par lancement, montage par encorbellement.

Les travaux décrits se rapportent presque tous à des ponts détruits pendant la récente guerre, de sorte que le choix du nouveau type d'ouvrage dépendait, dans une certaine mesure, de ce qui subsistait encore de l'ancien; la méthode de montage devait être adoptée aux conditions dans lesquelles la circulation était assurée provisoirement, à l'encombrement du lit du fleuve par les débris de l'ancien pont, à la nature et à la puissance des engins de portage et de levage qui pouvaient être utilisés.

Les travaux étaient rendus difficiles, en raison des diverses destructions causées aux poutres métalliques et aux maçonneries des piles et des culées; il fallait souvent déblayer, au préalable, des portions d'ouvrages fichées dans le lit des fleuves, d'un poids considérable, atteignant jusqu'à 1200 tonnes, ayant subi des flexions et des torsions plus ou moins importantes, avec le souci de récupérer au maximum le métal resté utilisable, en raison de la pénurie qui régnait alors et de l'ampleur des communications à rétablir. Il fallait enfin souvent permettre la navigation, parfois lutter contre les glaces.

Ces conditions exceptionnelles exigeaient, dans les détails de l'exécution, beaucoup de maîtrise du métier, de sagacité et d'imagination, dans l'ajustement rendu nécessaire des méthodes classiques de montage. Il fallait généralement opérer très vite; de là l'emploi fréquent d'engins de levage très puissants: grues flottantes atteignant une puissance de 250 tonnes, mise en place en un seul temps de portions d'ouvrages importantes, réalisées à proximité des chantiers, pesant jusqu'à 180 tonnes. Dans le même ordre d'idées, on peut citer le lancement du pont-rail de Bollene, l'ossature ayant 277 m. de longueur et pesant plus de 3000 tonnes; l'avancement a été fait à la vitesse de 25 m. à l'heure dans des conditions de sécurité telles que le ferraillage de la dalle était exécuté pendant le déplacement. Mais il est arrivé que quelques incidents se sont produits ou que les difficultés ont été accrues sur des chantiers où l'on ne possédait pas de matériel de puissance suffisante, ou bien de matériaux de montage d'une qualité convenable.

On ne peut avoir une idée de la complexité du travail, des difficultés vaincues, et de la rapidité avec laquelle les reconstructions ont été conduites qu'en étudiant dans le détail chacun des mémoires.

D'une manière générale, on peut constater que la puissance des engins de manutention a permis de rénover, dans la plupart des cas, les procédés classiques de mise en place ou de montage des ouvrages métalliques, et de réduire au minimum la partie la plus délicate à exécuter, celle des assemblages de jonction, sur le chantier.

H. Shirley Smith

Le mémoire de M. Shirley Smith est relatif à l'influence des méthodes de construction sur le projet des ponts en acier; il n'envisage donc que l'étude de l'une des conditions qui peuvent intervenir dans l'étude du projet de pont, qui est d'ailleurs fort importante.

L'auteur a recherché les répercussions des différentes méthodes de montage sur les ouvrages des différents types, et on peut les résumer ainsi:

Le montage sur échafaudage est sans conséquence, si les assemblages de jonction sont faits aux nœuds.

La mise en place par flottaison peut exiger le renforcement de certains organes d'extrémité pour permettre d'élever ou d'abaisser l'ouvrage pour l'amener à son niveau définitif.

Le montage par encorbellement, particulièrement bien adapté aux grands arcs exige généralement un renforcement, et nécessite une étude attentive de l'effet du vent sur la construction en cours d'exécution, qui peut entraîner l'ancrage des extrémités; dans un cantilever à trois travées, un renforcement n'est à prévoir que si la travée suspendue est elle-même construite en encorbellement, et aux extrémités de celle-ci; si la partie en console doit être précontrainte, certaines dispositions constructives doivent être prévues; des difficultés sérieuses peuvent se présenter si la travée indépendante est en acier à haute résistance et doit être précontrainte.

Dans la mise en place par lancement, la membrure inférieure doit être conçue pour résister aux flexions locales provenant des réactions des rouleaux; le renversement des efforts dans les panneaux successifs, au cours de lancement exige en outre, fréquemment, des dispositifs provisoires destinés à empêcher les barres de triangulation de flamber; l'action du vent sur l'ouvrage en cours de lancement doit être étudiée soigneusement.

Le procédé de montage d'un pont suspendu influe peu sur son projet, lorsque le type de câble est déterminé; mais les moyens de fixation aux massifs d'ancrage sont différents, suivant qu'il s'agit de câbles à fils parallèles ou de câbles à fils hélicoïdaux.

On encastre généralement à leur base les pylônes des grands ponts suspendus; des dispositions spéciales sont à prévoir pour que l'appareil de support des câbles à leur sommet soit temporairement mobile au cours de la construction pour permettre de régler convenablement la tension des câbles de retenue, et la position des pylônes sous l'action de la charge permanente.

Les conditions d'emploi des grues peuvent également intervenir dans l'étude du projet: si elles roulent sur la membrure supérieure d'un arc, elles peuvent entraîner le renforcement de certaines parties des membrures et de la triangulation voisines de la clé; la tendance actuelle est d'utiliser des derricks relativement légers pour éviter ces renforcements; ils sont moins à craindre pour les cantilevers.

L'emploi de grues puissantes (jusqu'à 500 tonnes) sur pont de service ou de grues flottantes permet d'éviter tout renforcement.

Les blondins peuvent rendre de grands services dans tous les types de montage, et éviter les renforcements, même temporaires, en les utilisant judicieusement, notamment quand l'approvisionnement n'est possible que pour une seule extrémité du chantier.

En ce qui concerne les ponts entièrement soudés se posent les problèmes de la determination, à l'avance, des déformations causées par la soudure, et des longueurs exactes des pièces à usiner, des jonctions sur place, qui exigent le maintien invariable en position des éléments à assembler, l'introduction éventuelle de précontraintes pendant la construction. Ces difficultés sont plus faciles à surmonter pour les poutres à âme pleine que pour les poutres triangulées. On peut les lever en assemblant par rivure ou par boulonnage des parties de la construction soudées à l'avance; le procédé est économique, du point de vue de l'exécution de ce travail particulier, mais complique un peu le travail à l'atelier.

Comme l'indique l'auteur, les difficultés de la construction ont longtemps entravé le développement des ponts, et Baker écrivait en 1867 que parmi les nombreuses considérations pratiques à satisfaire pour la construction des ponts-rails de grande portée, aucune n'était plus importante que celle de la commodité de la construction. Les moyens matériels mis aujourd'hui à la disposition des constructeurs atténuent quelque peu les conséquences de cette remarque, et il vaut d'ailleurs peut être mieux vaincre une fois au moment du montage les quelques difficultés de construction que l'ingénieur n'a pu éviter, pour assurer à l'ouvrage de meilleures conditions de stabilité au cours de son existence.

De plus, il n'est pas sûr que les meilleures facilités de montage conduisent toujours à la meilleure conception technique de la construction.

L'auteur signale que, dans un pont suspendu, l'on peut réaliser des économies et faciliter le montage en amenant la partie basse des câbles au voisinage du niveau du tablier, en suspendant directement les pièces de pont aux câbles, et en plaçant sur elles les poutres de rigidité. Cette disposition facilite certainement le montage, mais elle n'est pas sans inconvénients: les suspentes les plus courtes ne se prêtent pas facilement aux déplacements longitudinaux relatifs très différents du câble et du tablier produits par une surcharge dissymétrique, comme celle qui règnerait sur la moitié de la longueur de l'ouvrage; d'autre part, les réactions sont mal transmises entre les câbles et les poutres de rigidité, à moins que l'on assemble très rigidement, et d'une manière compliquée, les poutres sur les pièces de pont; enfin, et ceci est particulièrement important, le contreventement longitudinal de l'ouvrage est mal assuré. C'est un cas où, semble-t-il, les facilités de montage doivent céder le pas à la qualité de la réalisation obtenue. Le dispositif dit "américain," employé en France depuis plus d'un quart de siècle, est certainement préférable, et ne donne lieu à aucune difficulté sérieuse de montage, soit à partir du milieu d'une travée, ou à partir de ses extrémités. L'essentiel est qu'il soit conduit symétriquement, et que les éléments des poutres de rigidité soient seulement assemblés provisoirement les uns sur les autres, tant que la charge permanente n'est pas en place.

4. Détails d'exécution

J. Robinson

Le mémoire de M. Robinson contient la description d'un système nouveau de couverture des ponts-routes métalliques, et les essais exécutés à son sujet. Il apporte ainsi une solution au problème posé au Troisième Congrès International, de l'allègement et de l'amincissement de la couverture des ouvrages.

On utilise depuis fort longtemps des tôles embouties, ou cylindriques pour cet objet; mais on se bornait ordinairement à les remplir d'un béton plus ou moins médiocre (à tort d'ailleurs) sur lequel reposait la chaussée. On associa ensuite un béton de remplissage, de bonne qualité, avec la tôle courbe, au moyen d'armatures généralement constituées par des plats obliques soudés sur la tôle et reliés à des plans disposés au-dessus et perpendiculairement aux éléments de support des tôles. On a ainsi pu réaliser des portées entre supports de l'ordre de 4,00 m. Cependant, ce système reste lourd, et son épaisseur est du même ordre de grandeur que celle d'une dalle en béton armé qui franchirait la même portée.

Le système proposé comporte une tôle cylindrique de 5 mm. d'épaisseur, de 70 mm., ou de 40 mm. de flèche et de 1,56 m. de portée, et une épaisseur minimum de béton de 50 mm. Il est donc peu épais et léger; l'armature est composée de paires d'aciers ronds de 10 mm.; qui ne règnent que sur les 60 centièmes de la portée environ, reliés par des plats obliques à la tôle courbe; ces éléments sont soudés les uns aux autres.

Ce système complexe étant difficile à calculer avec précision, des essais très poussés ont été exécutés. Le mémoire les décrit en détail, et fournit les résultats pour des panneaux de 12 cm. et 9 cm. d'épaisseur totale.

L'on n'a, dans aucun cas, constaté de glissement relatif de la tôle et du béton, et aucune des fissures constatées n'a le caractère que présentent les fissures d'effort tranchant. Le comportement sous la flexion est celui d'une pièce courante en béton armé, avec cependant une moindre tendance à la fissuration; le comportement sous l'action de l'effort tranchant est meilleur que celui d'une pièce en béton armé ayant même hauteur et mêmes armatures principales; des contraintes de cisaillement de 82 et 92 kg./cm.^{2} ont pu être atteintes sans produire des fissures caractéristiques de l'effort tranchant.

La rupture par flexion est obtenue par l'écrasement local du béton et on a pu constater que les soudures des armatures restaient intactes; la rupture sous l'action de l'effort tranchant se produit par flexion et cisaillement combinés, dans des conditions encore mal élucidées.

Cette excellente tenue, qui procure un coefficient de sécurité à la rupture par flexion supérieure à 3 ou 4 suivant le cas, est certainement due au nombre important, à la finesse des armatures rondes et à leur étroite liaison, symétrique, avec la tôle.

L'auteur propose un mode de calcul basé sur les conceptions ordinaires du béton armé, et l'estime valable pour des portées allant jusqu'à 2 m.

Ce type de couverture paraît très intéressant, pour les ponts comportant deux fermes principales ou des fermes multiples sous chaussées. Plusieurs applications sont en cours d'exécution actuellement en France. On aurait pu craindre que l'importance de la main d'œuvre dans la préparation des armatures ne grève trop fortement le prix d'un semblable dispositif; mais il n'en est rien, car elle est compensée par une économie générale sur la construction. On a obtenu ainsi un amincissement marqué de l'épaisseur d'un tablier métallique, et un allègement qui reste compatible avec la nécessité de conserver, aux ouvrages soumis à l'action des forces dynamiques, un poids mort suffisant.

Une extension de ce système de construction mérite d'être recherchée pour des portées plus importantes, dans le but de simplifier l'ossature des tabliers.

J. Velitchkovitch et A. Schmid

Le mémoire de MM. Velitchkovitch et Schmid se rapporte à la conception des

assemblages soudés et aux procédés d'usinage et de montage employés pour la reconstruction du pont Corneille sur la Seine à Rouen. Cet ouvrage se compose de deux ponts cantilevers de 132 m. chacun, comportant une travée centrale de 100 m.; les deux travées latérales de chacun d'eux sont très courtes, leurs portées respectives étant de 27 m. et de 15 m., ce qui a exigé l'ancrage de leurs extrémités. La travée indépendante centrale a 34 m. de portée. L'acier employé est l'acier doux Martin soudable des Ponts et Chaussées. L'intensité de la navigation dans le port de Rouen interdiant l'emploi de charpentes provisoires dans le fleuve, les neuf poutres de hauteur très variable, à âme pleine, situées sous la chaussée ont été construites en tronçons de 100 et 120 tonnes, mis en place au moyen d'une grue flottante (bigue) d'une puissance de 150 tonnes.

La faible épaisseur disponible, à la clé, notamment, en raison des exigences de la navigation et des difficultés de raccordement de la chaussée de l'ouvrage à celles des rives, a conduit à rechercher le moindre poids et à l'utiliser, en conséquence, la soudure comme procédé d'assemblage.

La hauteur des âmes de 1,30 m. au milieu de la travée centrale, atteint 5,20 m. sur les piles; l'une des difficultés était de réaliser, sur toute la longueur du pont, une surface parfaitement plane, malgré les nombreux assemblages par soudure bout à bout.

Le constructeur y est parvenu par une étude de détail attentive de la constitution des poutres et spécialement des âmes, et en appliquant avec discernement, en y apportant toute son expérience, les principes généraux classiques.

Tout a été conçu dans le projet et pour les moyens d'exécution, de manière à réduire dans toute la mesure du possible les contraintes résiduelles; c'est ainsi que les pièces à assembler ont été bridées au minimum, pour que le retrait se fasse librement; les joints transversaux ont été exécutés avant les joints latéraux; les soudures exécutées à plat pour leur plus grande partie sont toujours symétriques; pour les soudures d'âme longitudinales, après l'exécution de passes faites à l'arc électrique manié à la main, sur les deux faces, et au pas de pélerin très allongé, le cordon était achevé par le procédé Unionmelt.

Les pièces sont relativement minces, puisque leur épaisseur est inférieure à 25 mm.; pour l'âme même, elle ne varie que de 12 à 20 mm., et nulle part ne se rencontre de variation discontinue de section.

Le personnel a été contrôlé, et les cordons de soudure soumis à des examens radiographiques.

Au moment où ces lignes sont écrites, les poutres sont montées en place, et la réussite est parfaite. La démonstration est donc faite que la technique de la soudure des grandes poutres à âme pleine est bien au point maintenant, et il n'est pas sans intérêt de rappeler que le constructeur, M. Schmid, avait réalisé dès 1938 le pont triangulé des Joncherolles, en acier à haute résistance, de conception originale et admirablement adapté à la soudure, avec un égal succès.

Résumé

La grande variété des sujets traités dans les dix mémoires se rattachant au thème BII ne se prêtait guère à un exposé général, ni à des conclusions d'ensemble; beaucoup d'entre eux étant entièrement originaux, il a semblé préférable de présenter des analyses succinctes, sauf en ce qui concerne le montage des ouvrages.

Deux sujets nouveaux importants sont traités: les constructions en acier à parois minces, et les constructions en alliages légers, pour lesquelles les principes ont fait

l'objet d'une première mise au point, très précieuse, en même temps qu'une abondante bibliographie est fournie. On y trouve à un degré plus aigu, la question du voilement des tôles minces, qui fait également l'objet d'un mémoire pour les âmes des poutres de type courant. Malgré les précisions apportées, et leur haut intérêt, la question ne paraît pas encore suffisamment résolue. De nouvelles recherches expérimentales sont désirables, pour déterminer, en particulier, les limites de sécurité à adopter dans les panneaux d'âme faisant partie d'une poutre, par rapport à des formules classiques simples valables dans le domaine élastique, telles que celles de M. Timoshenko.

C'est également dans le domaine expérimental qu'il convient de compléter les essais sur la jonction entre une poutre métallique et une dalle en béton armé, dans des conditions qui permettent d'élucider ses qualités sous l'action du fluage, du retrait et des actions dynamiques.

L'amincissement et l'allègement, qui doit rester limité, des tabliers des ponts métalliques, a trouvé dans l'association d'une tôle cylindrique et de son remplissage en béton armé une bonne solution, économique, qui mérite d'être aménagée pour de plus grandes portées, après expérimentation.

Les descriptions des méthodes de montage employées pour la reconstruction des ponts détruits pendant la récente guerre, mettent en relief l'intérêt d'employer des engins de manutention puissants, permettant de mettre en place d'un seul temps des parties de ponts très lourdes, complètement usinées à l'atelier dans les meilleures conditions, et de réduire au minimum les jonctions, souvent difficiles et coûteuses à faire sur le chantier, surtout dans le cas de la soudure.

L'exposé schématique de la méthode de calcul employée pour le Dôme de la Découverte (qui se rattache plutôt au thème AII) permet de mesurer la puissance des méthodes d'approximation successives et de relaxation pour le calcul des systèmes hyperstatiques les plus complexes.

Summary

Since the ten contributions to theme BII deal with very different fields, it is not possible to give any general description nor to draw any comprehensive conclusions. It is therefore advantageous to criticise the papers individually, except those concerning erection methods.

Two important new subjects are discussed: structures of thin-walled steel plates, and those of light alloys. For both, the principles were made the object of a fundamental and very valuable review. A comprehensive bibliography has also been prepared. The papers include, in a somewhat restricted sense, the question of buckling of thin sheet-metal, which is also the subject of a paper on the web plates of continuous girders. In spite of the apparent precision, and in spite of its great interest, this question does not yet seem to be solved.

To determine the factors of safety that have to be assumed for web plates in particular, fresh experimental investigations appear to be desirable, starting with the classic formulae valid in the elastic range, as for instance those of Timoshenko.

Experiments on the connections between steel girders and concrete slabs should also be supplemented, and these should be done under conditions which permit an explanation of their behaviour under the influence of creep, shrinkage and dynamic stressing.

The efforts—certainly rather limited—to make the decking of steel bridges thinner and lighter have found a good and economic solution in the combination of buckled

plates and reinforced concrete, a solution which deserves to be developed and tested for larger spans also.

The descriptions of the erection methods for reconstructing bridges destroyed during the last war show the value of adopting powerful mechanical plant, which permits very heavy bridge parts, made entirely in workshops under favourable conditions, to be brought on site in one operation, thus often reducing difficult and expensive erection problems to a minimum, especially in the case of welded structures.

The diagrammatic representation of the methods of calculation for the Dome of Discovery (included in theme AII) illustrates the importance of the methods of successive approximation and of relaxation for calculating systems several times statically indeterminate.

Zusammenfassung

Da die zehn Beiträge des Themas BII sehr verschiedene Gebiete behandeln, war es kaum möglich, eine allgemeine Darstellung zu geben oder umfassende Schlussfolgerungen zu ziehen. Es schien daher vorteilhaft, die vielen originellen Aufsätze in gedrängten Auszügen zu beurteilen, ausgenommen diejenigen über die Montage.

Zwei wichtige neue Gegenstände wurden behandelt: die Konstruktionen aus dünnwandigen Stahlblechen und diejenigen aus Leichtmetall-Legierungen. Für beide waren die Grundlagen der Gegenstand einer ersten sehr wertvollen Richtigstellung; gleichzeitig wurde ein reichlicher Literaturnachweis zusammengetragen. Man findet darunter in etwas engerem Sinne die Frage des Ausbeulens dünner Bleche, welche ebenfalls Gegenstand einer Abhandlung über die Stegbleche durchlaufender Balken ist. Trotz der erbrachten Präzisierungen und trotz ihres grossen Interesses erscheint diese Frage noch nicht als genügend gelöst.

Um im Besondern die Sicherheitsgrade zu bestimmen, die für Stegbleche vollwandiger Balken anzunehmen sind, erscheinen neue experimentelle Untersuchungen als wünschbar, ausgehend von den einfachen klassischen Formeln des elastischen Bereiches, wie z. B. denjenigen von Timoshenko.

Auch die Versuche über die Verbindungen zwischen Stahlträgern und einer Betonplatte sollten ergänzt werden und zwar unter Bedingungen, die erlauben, das Verhalten unter den Einwirkungen von Kriechen, Schwinden und dynamischer Beanspruchung zu erhellen.

Die allerdings begrenzten Bestrebungen nach dünnern und leichtern Fahrbahnplatten stählerner Brücken haben in der Verbindung von Buckelblechen mit dem eingefüllten Eisenbeton eine gute wirtschaftliche Lösung gefunden, die verdient, auch für grössere Spannweiten entwickelt und geprüft zu werden.

Die Beschreibungen der Montagemethoden für die Wiederherstellung der im letzten Krieg zerstörten Brücken beleuchten das Interesse, kräftige Handhabungsmaschinen zu verwenden, welche erlauben, sehr schwere, ganz in der Werkstätte unter günstigsten Bedingungen hergestellte Brückenteile auf einmal an Ort und Stelle zu bringen und die oft, besonders bei geschweisster Ausführung, schwierigen und teuren Montagestösse auf ein Minimum zu reduzieren.

Die schematische Darstellung der Berechnungsmethode für den Dom der Entdeckungen (die eigentlich eher zum Thema AII gehört) beleuchtet die Wichtigkeit der Methoden der sukzessiven Approximation und der Relaxation für die Berechnung vielfach statisch unbestimmter Systeme.

Leere Seite
Blank page
Page vide