

ELECTROMECHANIQUE

S.A.

BRUXELLES



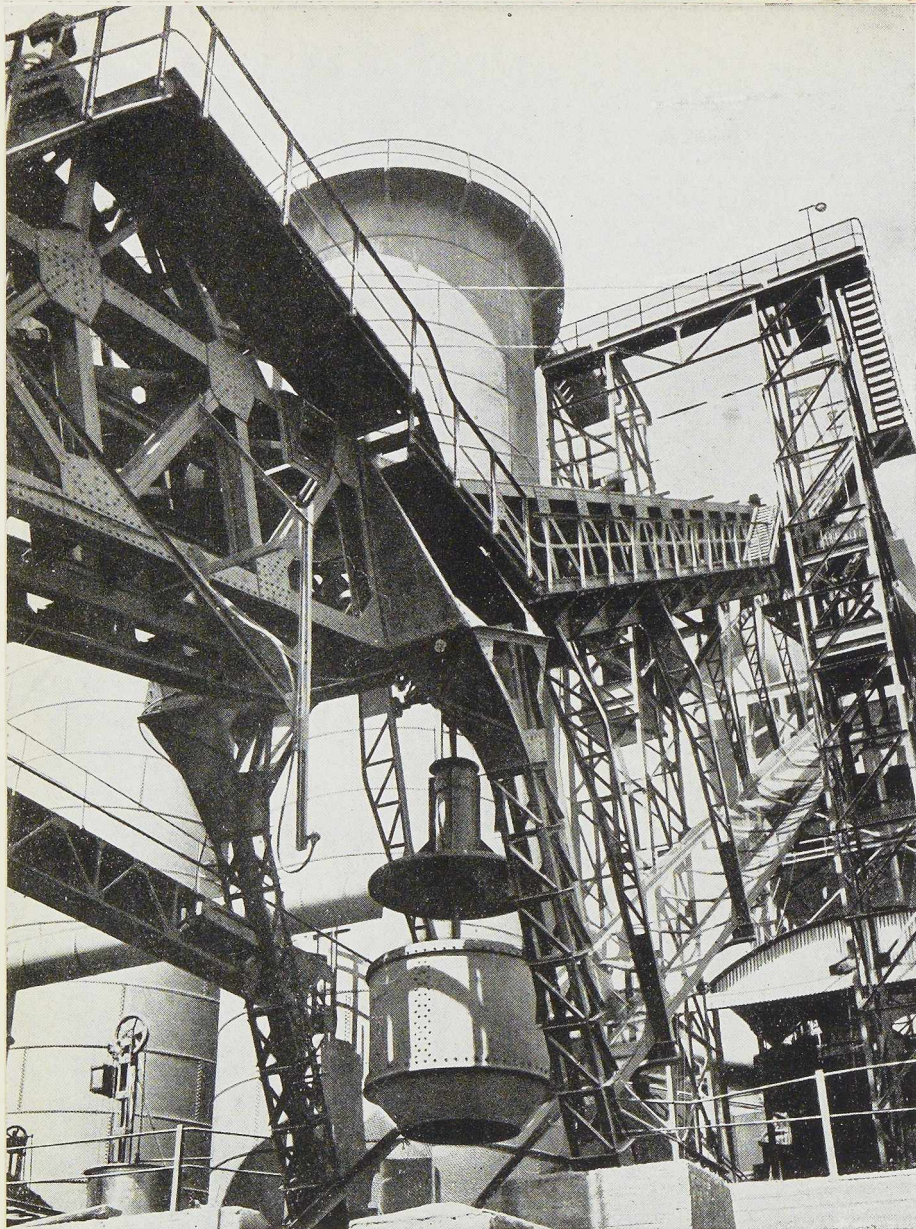


PHOTO W. KESSELS

S. A. USINES GUSTAVE BOËL
LA LOUVIÈRE (BELGIQUE)

Téléphones : 522, 525, 532, 1133 L. L. — Télégrammes : BOËL, LA LOUVIÈRE

FOURS À COKE

Cokes : industriels et domestiques. Goudron. Sulfate d'ammoniaque. Huiles légères, etc.

HAUTS FOURNEAUX

Fontes.
 Laitiers granulés et concassés.

ACIÉRIES

Bessemer. Thomas. Martin. Électrique. Aciers ordinaires et spéciaux. Aciers à ressorts. Scories Thomas.

LAMINOIRS

Rails. Eclisses. Poutrelles I, U, L, T, etc. Tôles lisses. Tôles striées. Tôles à larmes. Larges plats. Aciers marchands. Verges droites. Fil machine. Demi-produits.

FORGES

Bandages et essieux. Pièces de grosse forge. Aciers pour matrices.

FONDERIES

Pièces en fonte et en acier. Grosses pièces jusqu'à 25 T. Cuvelages pour puits de mines.

ATELIERS DE PARACHÈVEMENT

Usinage de pièces de fonte et d'acier. Trains montés pour voitures, wagons et locomotives.

BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

**USINES
 GUSTAVE**

BOËL

K E

mes-
l'am-
etc.

UX

assés.

artin.
es et
sorts.

l, U,
Tôles
arges
erges
Demi-

es de
pour

acier.
5 T.
nines.

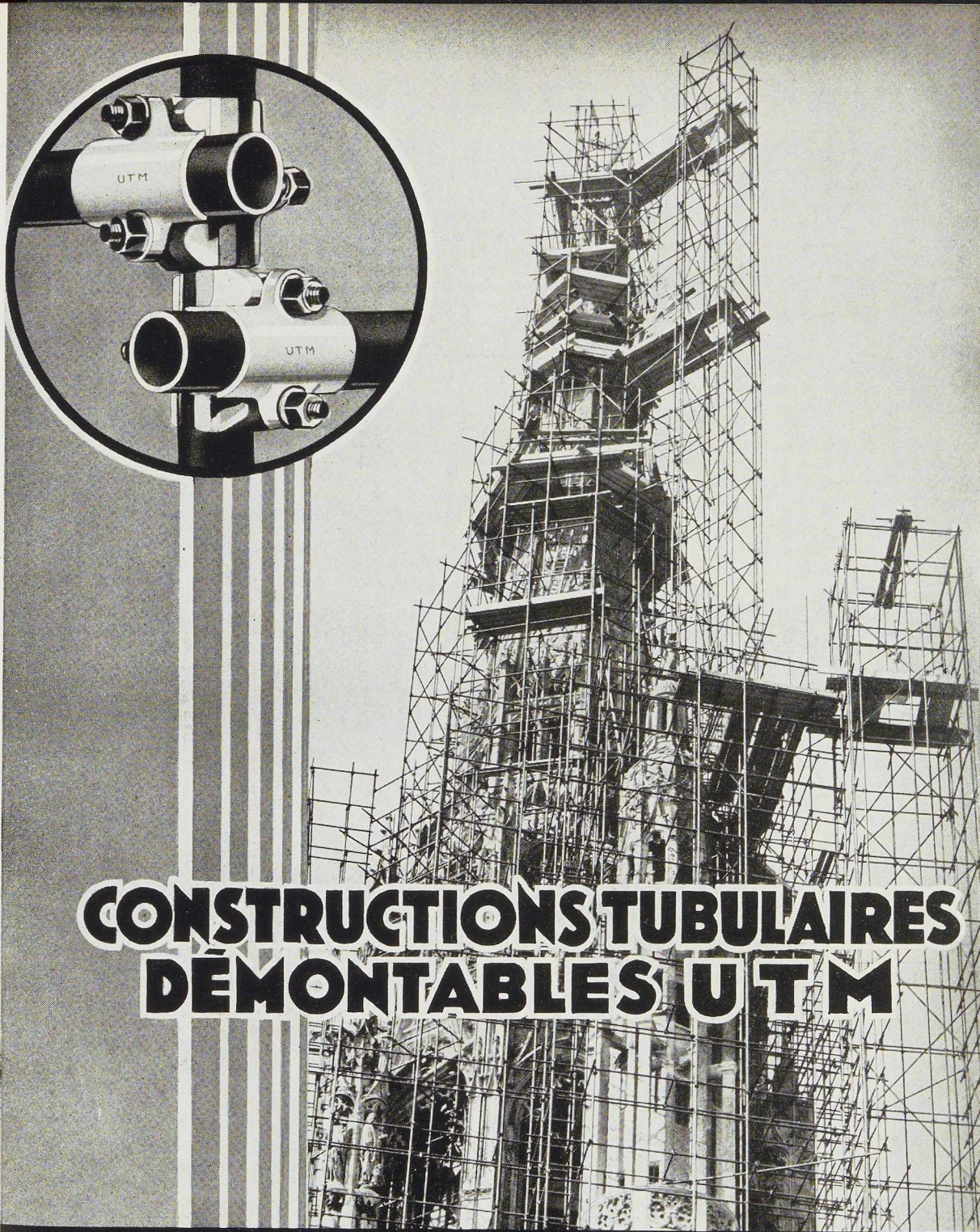
D E

N T

te et
pour
tives.

E S

fonds



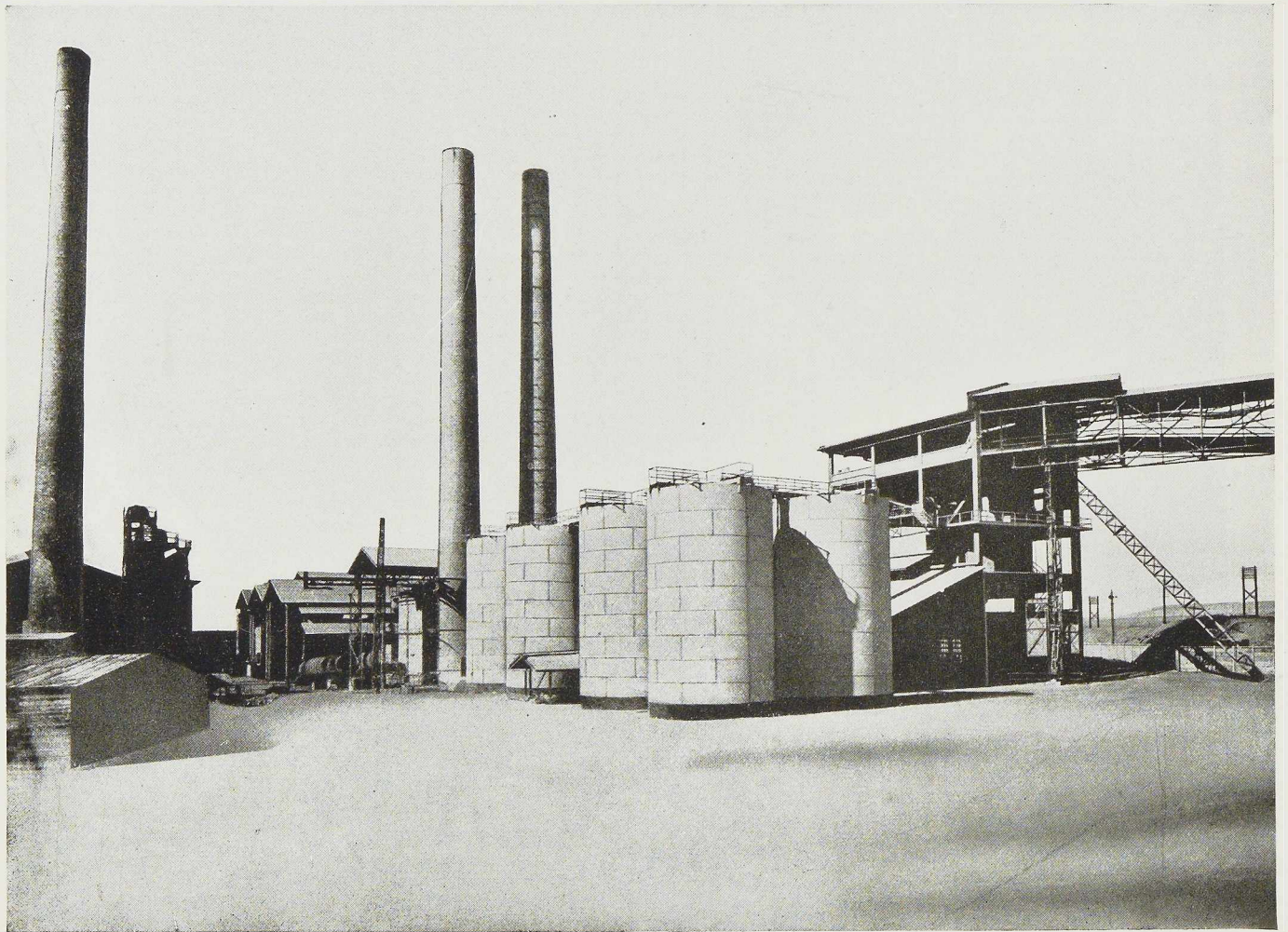
CONSTRUCTIONS TUBULAIRES DÉMONTABLES UTM

USINES A TUBES DE LA MEUSE

ST.È AME FLÉMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO

**SOCIETE ANONYME DES
ANCIENS ETABLISSEMENTS**



Charpentes métalliques et silos en tôle d'une cimenterie en Egypte. Poids : 650 tonnes

PAUL WURTH LUXEMBOURG

TÉLÉPHONE : 23.22 - 23.23 - 28.52. ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE : PEWECO-LUXEMBOURG

**CONSTRUCTIONS METALLIQUES
APPAREILS DE LEVAGE
ET DE MANUTENTION
FONDERIE D'ACIER
MECANIQUE GENERALE**

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

12^e ANNÉE - N° 2

FÉVRIER 1947

Les constructions tubulaires

par C. et P. Molitor,
Ingénieurs-Conseils (ECAM)

Le bois a joué et joue encore un rôle important dans les constructions provisoires. L'évolution de la technique en a fait un matériau de premier plan dont les emplois sont innombrables et les possibilités très étendues.

Toutefois, son réemploi par démontage et remontage entraîne des pertes de matières importantes et une dépréciation non moins marquante, ce qui oblige à des amortissements rapides. Dans les constructions importantes, le bois demande des travaux de façonnage précis et coûteux tels, par exemple, dans les fermes et les cintres de moyenne et grande portée.

Il est naturel que les constructeurs aient cherché une technique qui permette de réaliser des ouvrages temporaires, n'impliquant aucune perte de matière, n'exigeant pas de préparations spéciales pour les assemblages et ne mettant en œuvre que des éléments dont l'amortissement peut s'étendre sur un grand nombre d'années. Cette technique est celle de la construction tubulaire, dont l'élément fondamental est le tube d'acier. Nul n'ignore que la section tubulaire est la plus avantageuse pour les éléments soumis au flambage, compte tenu du poids de métal employé; c'est ce qui explique, en partie, le succès de cette technique.

D'un emploi très répandu à l'étranger, la construction en tubes d'acier, grâce à la souplesse de son adaptation, la facilité de sa mise en œuvre, la précision de son calcul, doit avoir sa place dans la reconstruction de l'Europe dévastée.

On peut faire un rapprochement entre les échafaudages en bois, rondins assemblés par des cordes, et les constructions démontables en tubes d'acier; en effet, dans ces dernières, les tubes remplacent les rondins et la corde fait place à un joint d'assemblage déterminé.

Le tube d'acier et les joints d'assemblage ont

une résistance parfaitement connue et uniforme qui se maintient constante en entrepôt, durant les manutentions, transports, montages et démontages, comme en cours de service même très prolongé; on ne peut pas en dire autant des rondins ni des cordes d'échafaudage.

Cette résistance constante et uniforme n'est affaiblie ni par des défauts de la matière, qui est soigneusement élaborée, travaillée et contrôlée, ni par des trous, puisque le mode d'assemblage n'en nécessite aucun.

Toute une technique très vaste et très féconde est née de cette idée particulièrement simple qui permet de réaliser des ouvrages temporaires remarquables par leur importance, sécurité, précision, ainsi que par leur rapidité de montage, leur minimum d'encombrement, l'incombustibilité et le prix de revient.

Ci-après, quelques cas principaux d'application :

a) En échafaudages :

Echafaudages fixes ou mobiles, pour la construction ou l'entretien d'immeubles ou de monuments.

Echafaudages de façades ou d'intérieur.

Echafaudages en encorbellement pour étages supérieurs, dômes, clochers, etc.

Echafaudages de chantiers navals.

Supports de coffrage pour travaux en béton armé, ponts, planchers, etc.

Toitures provisoires pour surélévations d'immeubles.

Sapines pour soulèvement et soutien de matériaux.

b) En tribunes :

Tribunes avec ou sans couvertures pour manifestations publiques, sportives ou théâtrales.

Amphithéâtres, kiosques, estrades.

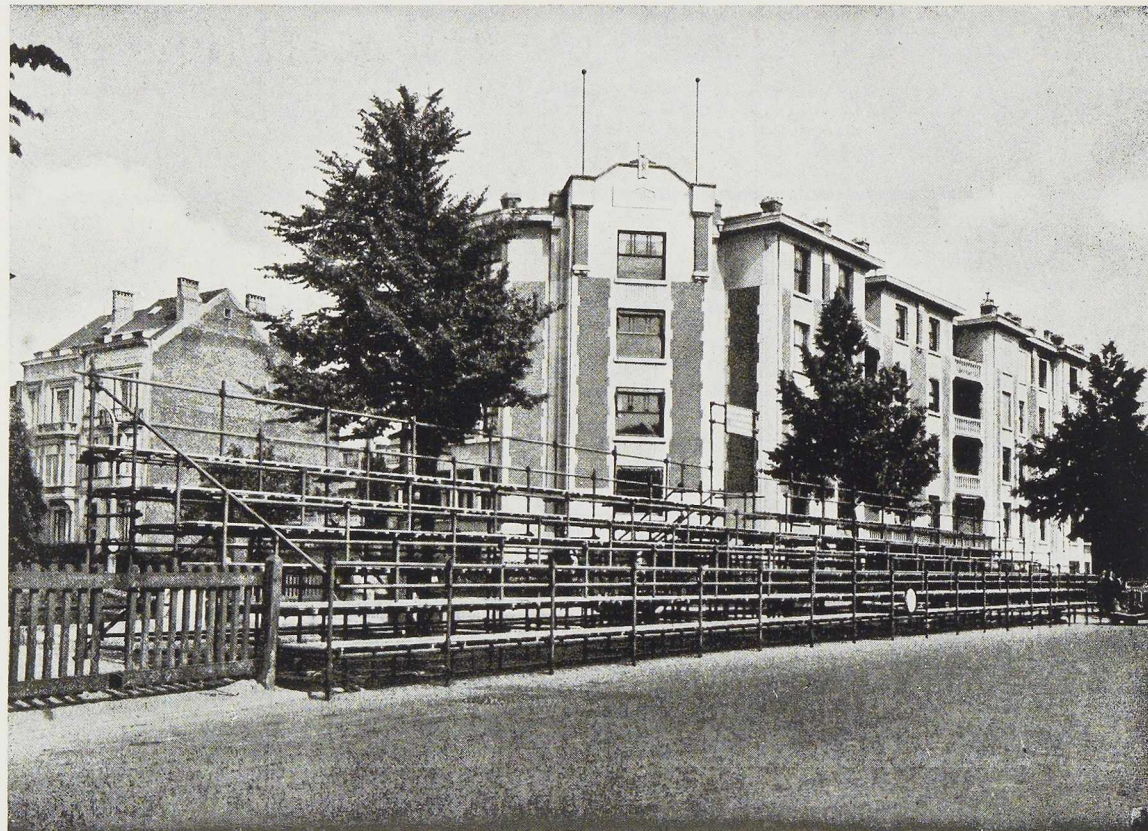


Fig. 74. Tribune en construction tubulaire édiflée à Bruxelles, pour le Grand Prix Automobile de Belgique (juin 1946).

c) *En charpentes :*

- Tours de signalisation et d'observation.
- Pylônes, tremplins, passerelles, hangars, abris, stands, garages, baraquements.
- Casiers fixes ou amovibles pour aménagement de magasins, d'expositions, de bibliothèques.

Cette diversité des constructions démontables en tubes d'acier tient uniquement à l'extrême simplicité de leur principe et à la précision de leur calcul comme il ressortira de ce qui suit.

Les constructions tubulaires utilisées en Belgique

Dans tous les types de constructions tubulaires, on rencontre forcément les mêmes éléments constitutifs, à savoir : des tubes, des joints d'assemblage ou griffes et quelques accessoires appropriés. Les plus connus utilisent des tubes de 48 mm

ou 48,4 mm de diamètre extérieur; ils ne diffèrent l'un de l'autre que par le modèle et le nombre de joints employés auxquels l'inventeur a généralement donné son nom.

Si les tubes sont interchangeable d'un système à l'autre, il n'en est pas toujours ainsi pour les joints d'assemblage.

Deux systèmes sont actuellement utilisés couramment dans notre pays : d'une part, les montages en constructions démontables en tubes d'acier, avec assemblages par raccords brevetés Innocenti (Usines à Tubes de la Meuse à Flémalle-Haute); d'autre part, les constructions tubulaires démontables en tubes d'acier, avec assemblages par griffes brevetées Burton de la London and Midland Steel Scaffolding Co. Ltd. de Londres (A. Devis et C^{ie} à Bruxelles).

Nous donnons ci-dessous une courte description des éléments constitutifs de ces deux systèmes.



Constructions tubulaires des Usines à Tubes de la Meuse

Tubes

Tous les tubes de l'ossature ont les mêmes dimensions : 48 mm de diamètre extérieur et 3,5 mm d'épaisseur.

Pour les constructions devant supporter de lourdes charges, les tubes sont généralement sans soudures, étirés à froid, en acier Martin-Siemens demi-dur 55/65 kg par mm² de charge de rupture. Pour les constructions légères, les tubes sont en acier doux, 35/45 kg par mm² de charge de rupture et sont soudés par rapprochement. Dans les deux cas, les longueurs sont normalisées et aucune coupe n'est à faire sur chantier.

Raccords

Les raccords assurant l'assemblage des tubes l'un à l'autre sont constitués par trois pièces principales : un noyau et deux couvercles, assemblés entre eux, par quatre boulons qui permettent le pivotement des couvercles dans deux sens perpendiculaires, par rapport au noyau. Grâce à



Fig. 75. Rayonnages réalisés à l'aide de tubes d'acier.

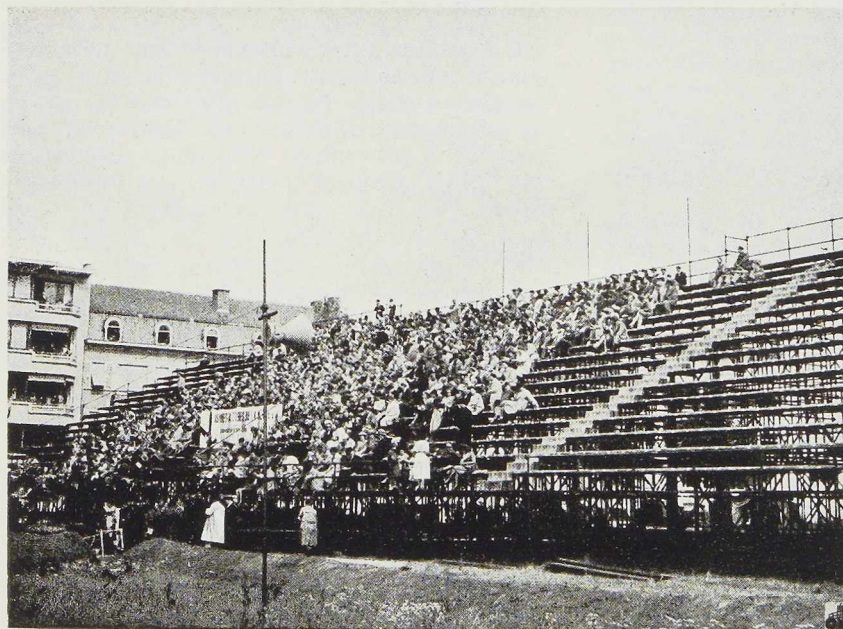


Fig. 76. Tribune de 2.000 places édiflée à Bruxelles pour le Grand Prix Automobile de Belgique (juin 1946).

(Photo l'Essor.)

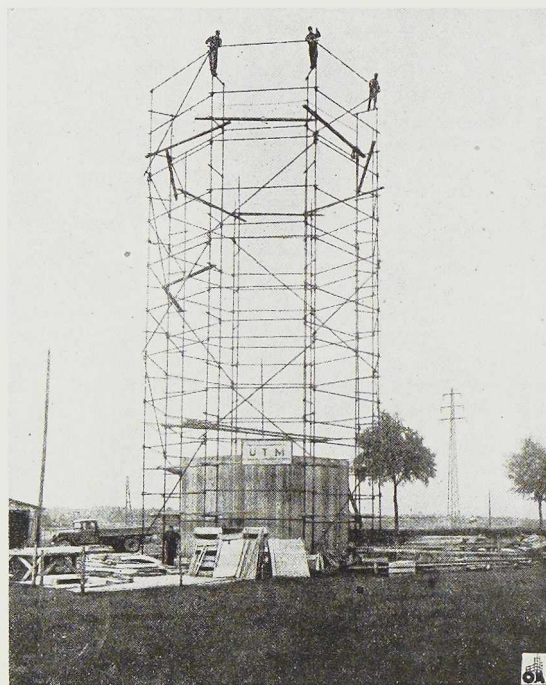


Fig. 77. Echafaudage tubulaire, support de coffrage, pour un château d'eau.

une échancrure pratiquée dans le couvercle, les écrous restent toujours sur les boulons.

Ce raccord serre efficacement chaque tube entre le noyau et le couvercle au moyen de deux boulons placés de part et d'autre du tube à assembler; une fois bloqué, le raccord oppose une résistance au glissement, par pression en bout, supérieure à 2,5 tonnes.

En outre, ce raccord présente une portée de 0^m10 sur les éléments tubulaires, ce qui permet de considérer que les tubes ainsi assemblés sont partiellement encastrés.

Ces principes sont appliqués à trois types de raccords : les orthogonaux, les parallèles et les orientables.

Socles

Chaque montant vertical repose sur le sol par l'intermédiaire d'un socle en acier répartissant la pression sur une surface beaucoup plus grande que la section des tubes. Ces socles sont constitués d'une semelle circulaire de 0^m15 de diamètre et d'une broche verticale à section cruciforme, sur laquelle vient s'emboîter l'extrémité inférieure du tube.



Fig. 78. Echafaudage en tubes d'acier utilisé pour la construction du Lycée Léonie de Waha, à Liège.

Goujons

Quand deux tubes sont placés dans le prolongement l'un de l'autre, la rigidité locale est assurée par un goujon en acier s'insérant par moitié dans l'extrémité de chaque tube. Ces goujons sont pourvus en leur milieu d'un mince épaulement sur lequel viennent buter les extrémités des tubes.

Nipples

En cas d'efforts importants de traction, les goujons sont remplacés par des nipples qui offrent une résistance de 2.500 kg à la traction.

Vérins

Deux types de vérins sont employés :

a) Un vérin d'embrasure, spécialement adapté aux tubes, qui permet d'accroître la stabilité d'un échafaudage mural, sans dégrader les façades des bâtiments.

b) Un vérin de base qui permet de régler le niveau des constructions avec une précision complète.



Constructions tubulaires Burton de la Société A. Devis et C^{ie}, à Bruxelles

Les tubes

Dans le système Burton de la London & Midland Steel Scaffolding Co. Ltd., les tubes normaux ont un diamètre extérieur de 48,4 mm; il existe des griffes et des accessoires pour des tubes de diamètres plus grands et plus petits, mais nous n'en dirons rien ici, car ils satisfont à des besoins très particuliers. Les tubes normaux utilisés en Belgique avec les griffes Burton sont en acier doux de 4,5 mm d'épaisseur de paroi; pour des charges ou des sollicitations réduites et pour les fonctions secondaires d'entretoisement, il est fait usage de tubes ayant des parois de moindre épaisseur, mais leur diamètre extérieur est toujours 48,4 mm. Dans de très nombreux cas d'échafaudages, les tubes ne supportent que des charges dérisoires par rapport à leur résistance. Dans ces cas, les constructeurs anglais utilisent avec succès des tubes rejoints, c'est-à-dire des tubes présentant une fente longitudinale non soudée. De nombreux échafaudages légers en tubes rejoints montés en Angleterre et des essais scientifiques sur modèles d'échafaudages surchargés à outrance, ont montré que les tubes rejoints se comportent en service pratiquement comme les tubes soudés ou les tubes fermés sans soudure; on peut prévoir que pour les échafaudages très fortement chargés, ces tubes seront également employés dans un proche avenir lorsque l'expérience pratique acquise à leur sujet sur les chantiers et les essais en laboratoire auront dissipé les objections quelque peu doctrinales qu'on pourrait leur faire. Toutes les techniques évoluent de la sorte vers le progrès.

Les tubes sont débités et tenus en dépôt aux longueurs normales de 0^m33, 0^m66, 1^m00, 1^m33, 1^m66, 2^m00 et ainsi de suite jusqu'à 6 mètres, longueur normale maximum. L'expérience montre que cette gamme de longueurs permet de résoudre avec précision tous les cas de la pratique. La longueur maximum de 6 mètres est trop faible dans beaucoup de cas. Un joint permet de réunir deux tubes bout-à-bout. D'autre part, la longueur minimum normale de 0^m33 est trop longue pour certains assemblages généralement secondaires; pour eux il existe des bouts de tubes de 0^m22 de longueur, mais il est toujours possible d'en éviter l'emploi par une griffe ordinaire ou spéciale.

Les griffes

a) *Les griffes ordinaires.* — Les tubes sont réunis l'un à l'autre au moyen de griffes en acier

Martin forgé. La griffe ordinaire permet de réunir deux tubes qui se croisent à angle droit; les tubes ne sont pas dans un même plan; ils ne le sont d'ailleurs dans aucun système. La griffe ordinaire comprend un noyau, deux couvercles et deux boulons. Un couvercle et son boulon peuvent tourner autour de deux axes parallèles afin d'ouvrir une mâchoire circulaire dans laquelle se loge le tube. Le serrage d'un écrou serre un tube dans la griffe. Le tout est combiné de telle façon que les écrous restent toujours sur leur tige filetée.

Une condition évidente de sécurité et d'efficacité de l'assemblage réalisé par toute griffe ou joint d'assemblage est le serrage suffisant de ses écrous. Une griffe ordinaire Burton normalement placée glisse sur le tube sous un effort d'environ 2,5 t, appliqué à la griffe dans la direction lon-

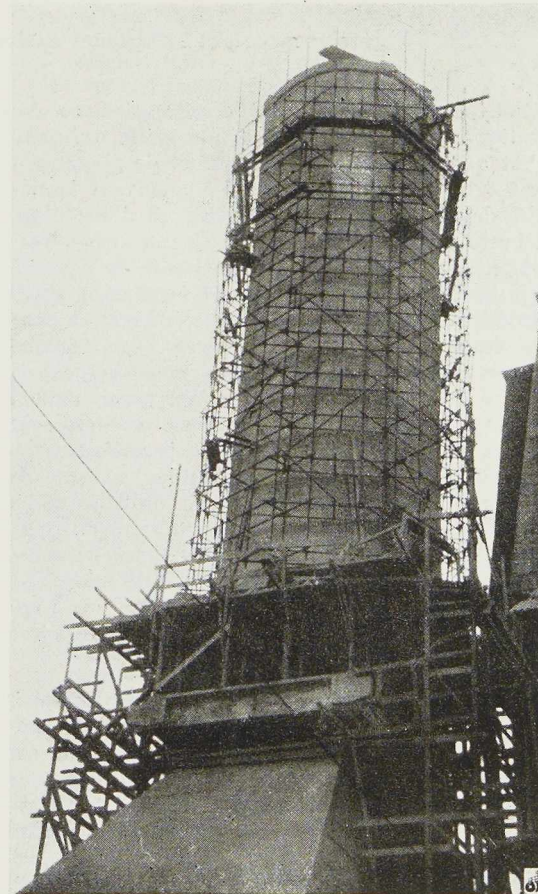


Fig. 79. Echafaudage tubulaire, support de coffrage, pour une cheminée en béton précontraint de 21 mètres de hauteur.



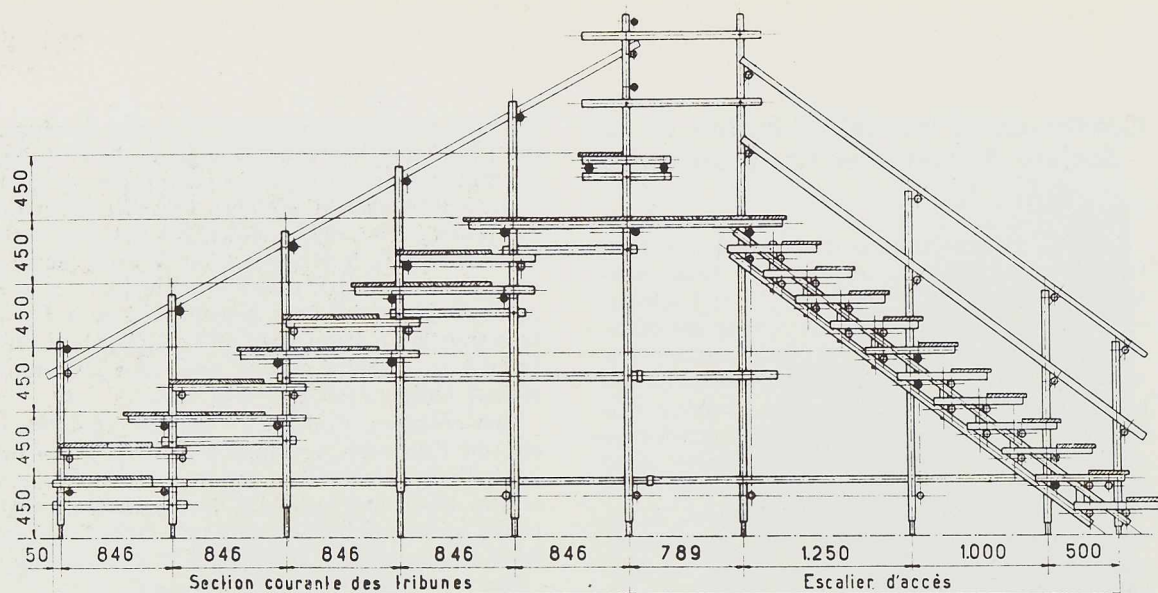


Fig. 80. Tribune comportant 320 places assises en construction tubulaire : coupe transversale.

gitudinale du tube sur lequel elle est fixée. En pratique, l'effort appliqué à une griffe ordinaire n'est qu'une fraction de cet effort de glissement de 2,5 t : en général, 1 t à 1,5 t suivant la nature de la construction tubulaire, sa destination, et surtout l'origine des efforts (vent, neige, personnes, matériaux, marchandises, etc.). Cette charge utile de 1 t à 1,5 t est largement suffisante dans presque tous les échafaudages et dans beaucoup de supports de coffrages. Dans certains cintres portant sur platelages des charges de l'ordre de 4 à 5 tonnes par mètre carré, l'effort de glissement offert par les griffes ordinaires peut ne pas être suffisant. Dans ce cas, il est fait usage de griffes d'arrêt et de dispositifs spéciaux de support de platelage, réalisant ensemble la résistance au glissement voulue, compte tenu du coefficient de sécurité. Dans d'autres types de constructions tubulaires, on augmente la résistance au glissement d'une griffe sur un tube en l'appuyant sur une ou deux autres griffes ordinaires placées sur le même tube.

b) *Les griffes mobiles.* — La griffe ordinaire à 90° permet de résoudre à elle seule tous les problèmes de constructions tubulaires; la solution est aisée si les familles des tubes se trouvent dans des plans parallèles à trois plans trirectangles, à savoir deux plans verticaux orthogonaux et un plan horizontal (type classique). Cette solution est encore possible mais moins élégante dans les autres cas, par exemple une tour hexagonale ou octogonale à montants verticaux ou légèrement inclinés (échafaudage autour d'une cheminée de grande hauteur). Dans ces cas l'attache des dia-

gonales de contreventement se fait très simplement au moyen des griffes mobiles Burton permettant de fixer l'un à l'autre deux tubes se croisant sous un angle quelconque.

La griffe mobile diffère de la griffe ordinaire par le noyau qui est en deux pièces réunies par un axe noyé permettant leur rotation.

c) *Les griffes à boulins.* — Dans les griffes ordinaires et les griffes mobiles, les coquilles entourent les tubes, et, de ce fait, gênent parfois la pose des planches d'échafaudages ou bien diminuent la largeur utile des passerelles. Dans la construction tubulaire de toitures, ces mêmes coquilles entourant les tubes formant les pannes, empêcheraient la pose correcte de la couverture posée sur ces pannes (cas de la couverture en voliges sur pannes, de la tôle ondulée, de l'asbeste ciment ondulé). Pour ces applications particulières dans les échafaudages et pour les pannes de toitures et autres usages semblables, il existe une griffe à boulin type Burton. Cette griffe n'est en principe soumise à aucun effort de glissement; elle est en tôle d'acier emboutie dans le modèle léger, et en acier forgé dans le modèle renforcé; elle est d'un dessin très ingénieux, car elle ne possède qu'un seul boulon dont le serrage immobilise efficacement les deux tubes. La griffe à boulin est conçue pour un usage bien limité et ne doit jamais être employée là où une griffe ordinaire peut être placée.

d) *Griffes spéciales.* — En dehors des griffes ordinaires, des griffes mobiles et des griffes à boulins, il existe encore quelques griffes très spécialisées. Citons la griffe d'arrêt pour gros efforts



Fig. 81. Tribune de 320 places assises, en construction tubulaire édifée à Bruxelles pour le Grand Prix Automobile de Belgique (juin 1946). La tribune a une longueur de 34 mètres.

de glissement, la griffe à boulin capable de prendre une pièce de bois rectangulaire sur champ; la griffe de bout fixant un tube d'équerre sur l'extrémité d'un autre tube et dans son plan (lisse supérieure de garde-corps); d'autres griffes sont éventuellement créées pour répondre à des problèmes spéciaux.

Les joints

Le joint sert à assurer la liaison de deux tubes placés bout-à-bout. Les joints pour tubes comprimés sont de deux modèles dans le système Burton. Il existe un joint intérieur composé de deux coquilles semi-tubulaires en acier Martin forgé, réunies par une charnière; le serrage d'un unique boulon à écrou partiellement conique écarte les deux coquilles l'une de l'autre, qui sont ainsi appliquées énergiquement contre la paroi intérieure du tube; l'effort de glissement en traction est de l'ordre de 350 kg. Il existe aussi un joint combiné comprenant une broche centrale avec deux coquilles semi-cylindriques; la broche occupe le creux des tubes à réunir bout-à-bout et les coquilles couvrent le joint; le serrage des boulons assure le joint des tubes. Pour constituer les joints des tubes tendus on utilise les joints comprimés décrits ci-dessus pourvu que l'effort de traction soit très faible, ce qui est le cas habituel. Si cependant cet effort de traction dépasse quelque 200 à 300 kg, on ne fait plus usage de joints, mais bien de griffes ordinaires, ce qui résout généralement les problèmes comportant des tubes tendus jusqu'à 1,0 à 1,5 t. Pour des tractions supérieures à ces chiffres, on peut, soit employer des griffes d'arrêt, soit doubler les griffes; pour des tractions de 3 à 6 tonnes par tube, aucune griffe n'existe: si ce cas très exceptionnel se présente on a la ressource, soit de doubler le tube, ce qui se fait habituellement, soit d'utiliser des couvre-joints semi-circulaires munis de boulons ordinaires travaillant à cisaillement.

Plaques d'appui

Elles servent à former le pied des tubes comprimés. Elles comprennent une tôle carrée en acier laminé au centre de laquelle se trouve une broche carrée que l'on engage dans le creux des tubes. Dans les échafaudages légers mobiles, on remplace la plaque d'appui par une roulotte à jante caoutchoutée.



Les vérins

Il existe trois types de vérins: le vérin d'échafaudage est d'un type léger; il sert à coincer un tube vertical ou horizontal dans l'embrasure d'une porte ou d'une fenêtre pour l'accrochage des boulines ou des traverses de l'échafaudage. Le vérin de réglage est utilisé dans les supports de coffrage, les tribunes sur sol en pente, etc.; il sert à régler au millimètre la hauteur des tubes et permet le décoffrage; il est à filet triangulaire. Le vérin de décintrement est à filet carré; réservé aux cintres de ponts, il permet la levée en charge et le décintrement par la méthode habituelle. Tous ces vérins sont de simples tiges rondes filetées que l'on engage dans le creux des tubes; ils possèdent tous un écrou mobile.

Projet d'une construction tubulaire

Les règles générales de projet des ossatures métalliques sont applicables, compte tenu bien entendu des caractéristiques des tubes et des joints. Les données du problème comportent toujours les charges à supporter auxquelles on ajoute l'action du vent s'il y a lieu. On dresse un premier plan général de disposition à petite échelle en étudiant d'abord les points, lignes et surfaces d'application des charges dont la création est la raison d'être de la construction.

Des calculs sommaires guident l'avant-projet pour le choix des hauteurs et portées libres des tubes. Dans le cas d'un simple échafaudage mural, le projet est conditionné plus par des nécessités d'utilisation que par des exigences de résistance pour lesquelles il est toujours pratiquement surabondant. La résistance et la rigidité des planchers de travail en madriers plus ou moins épais, fixent la distance entre traverses.



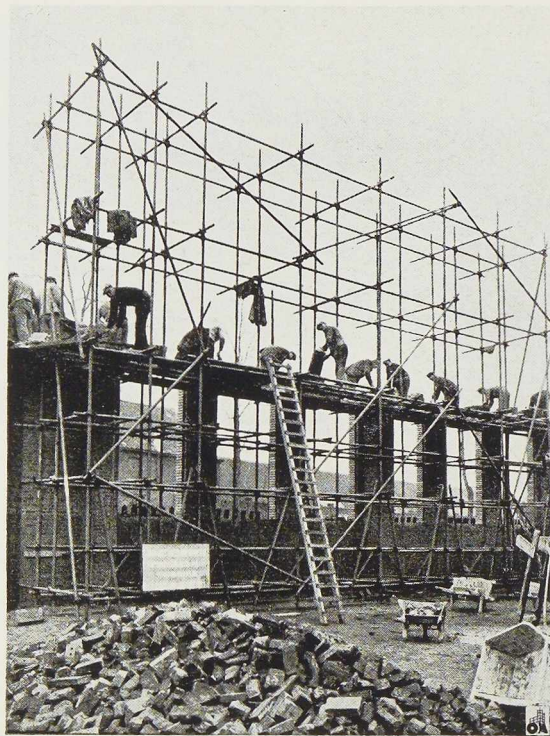


Fig. 92. Construction d'une façade d'atelier à l'aide d'un échafaudage en tubes d'acier.

La hauteur des étages de l'échafaudage dépend du genre de travail et varie suivant qu'il s'agit d'une construction, d'une réfection générale ou locale, ou si les ouvriers doivent pouvoir travailler assis ou debout. La hauteur habituelle des étages est de 1^m20 à 2 mètres.

Certains échafaudages, de tour et tourelles d'église par exemple, qui présenteraient de sérieuses difficultés s'ils devaient être réalisés en bois peuvent toujours être aisément résolus par l'utilisation d'échafaudages en tubes d'acier.

Les tribunes représentent une technique plus raffinée d'échafaudage. Les échafaudages de force tels que soutiens de coffrages, cintres, etc. posent à l'ingénieur les problèmes les plus intéressants. Certains cintres doivent franchir un cours d'eau, une voie de chemin de fer; d'autres doivent être mobiles. Le projet débute toujours par la maille supérieure, c'est-à-dire le réseau de tubes qui fournit les points d'appui nécessaires aux platelages du coffrage et des passerelles de service. Tous les projets sont étudiés en tenant compte des accrochages possibles de l'échafaudage

et des contreventements nécessaires pour résister à l'action du vent et aux efforts qui peuvent naître pendant le déplacement des échafaudages mobiles.

Calcul d'une construction tubulaire

Etant en présence du plan-projet, l'ingénieur fait les calculs habituels de résistance en tenant compte du programme de charges prévu auquel il ajoute l'action du vent.

Pour les constructions tubulaires établies en Belgique, les calculs sont faits conformément aux prescriptions de l'Association Belge de Standardisation (A.B.S.)

Pour les tubes en acier doux, les tensions calculées ne doivent, en aucun cas, dépasser 14 kg/mm² pour les charges permanentes et les surcharges en service, et 16 kg/mm² lorsque s'ajoutent des surcharges dues à l'action du vent et au poids de la neige.

Pour les tubes en acier demi-dur — dont les tensions maxima admissibles n'ont pas encore été codifiées en Belgique — on admet des tensions limitées qui sont respectivement 18 et 21 kg/mm².

Les tubes fléchis d'une pièce sur plusieurs appuis sont calculés comme poutres continues; la longueur libre de flambage est généralement prise égale à la longueur libre des tubes entre centres des joints d'assemblage. Suivant la nature et la disposition de ces joints d'assemblage ainsi que leur nombre dans un nœud, on réduit la longueur libre de flambage jusqu'aux 7/10 de la longueur du centre à centre des nœuds; cette pratique est pleinement justifiée dans ce cas par la raideur propre du nœud et les continuités partielles entre barres, assurées par les joints.

En définitive, une construction tubulaire et une construction métallique ordinaire doivent se calculer suivant les mêmes règles et présentent alors la même sécurité.

Montage d'une construction tubulaire

Il ne présente rien de particulièrement spécial; les charpentiers s'adaptent rapidement et deviennent de bons monteurs de constructions tubulaires.

Toutefois, dans les montages importants, il y a un intérêt certain à renforcer les équipes par des spécialistes en constructions tubulaires démontables dont l'habileté et l'entraînement sont d'un grand secours.

Les photos ci-jointes montrent quelques modestes possibilités des systèmes et l'intérêt de l'emploi des tubes d'acier dans les constructions.

C. et P. M.





Fig. 83. Vue générale du nouveau pont sur le Hawkesbury River.
A l'arrière-plan, l'ancien pont.

Nouveau pont sur le Hawkesbury River (Australie)

Il y a un peu plus d'un demi-siècle, les Chemins de fer de la Nouvelle-Galles du Sud avaient construit un pont-rails franchissant le fleuve Hawkesbury sur la ligne principale Sydney-Newcastle à 40 km au nord de Sydney. Cet ouvrage métallique était composé de six travées de 126^m80 et d'une travée de 120^m20 de portée. Les maîtresses-poutres, du type en treillis, prenaient appui sur des piles massives en maçonnerie. Les fondations de ces piles furent établies à des profondeurs

atteignant jusqu'à 50 mètres sous le niveau des hautes eaux (au printemps).

L'augmentation de la vitesse et de la charge des trains a obligé les services techniques des chemins de fer à renforcer le pont entre 1926 et 1937. Quelque temps après ce renforcement, des fissures importantes ont été constatées dans les piles en maçonnerie, ce qui décida les autorités à construire un nouveau pont.

La vitesse des trains sur le vieux pont dut

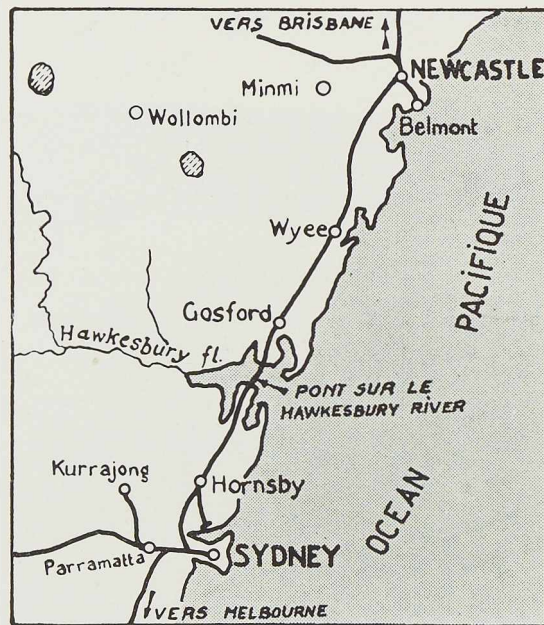


Fig. 84. Carte montrant l'emplacement du nouveau pont.

entretiens être limitée à 25 km à l'heure, ce qui constitua un sérieux handicap pour les transports militaires.

Les travaux, commencés un peu avant la seconde guerre mondiale, ont été retardés par les nécessités militaires. L'ouvrage a été finalement inauguré le 1^{er} juillet 1946.

Détails constructifs

On estima que le meilleur emplacement pour le nouveau pont se trouvait à environ 60 mètres en amont de l'ancien ouvrage. Mais la nature accidentée des rives aurait conduit dans ce cas à

construire deux nouveaux tunnels pour les travées d'approche. Le projet original se rapportait à 8 travées du système Pratt, de 103^m70 de portée chacune. Par la suite, il a été jugé souhaitable de modifier ces dispositions, de façon à rencontrer le rocher dans la ligne du fleuve. Le projet final comportait deux travées de 135^m70 de longueur chacun et d'un poids de 1.650 tonnes; 4 travées de 105^m80 pesant chacune 1.040 tonnes; 2 travées de 44^m80 de 260 tonnes chacune, ainsi que deux travées d'approche en béton armé de 22^m80 de portée. La longueur totale de l'ouvrage entier atteint 845 mètres. Le poids total de l'acier mis en œuvre est d'environ 8.000 tonnes.

La travée de 135^m70 du pont sur le Hawkesbury River est considérée comme la travée la plus longue du monde, complètement soudée en atelier.

M. V. Karmalsky, Ingénieur, chargé de l'étude du pont, déclare dans son rapport que l'expérience a prouvé que l'emploi sur une grande échelle de la soudure permet non seulement d'économiser 20 % de matières par rapport à la construction rivée, mais permet également d'abaisser le prix de 15 à 20 %.

Dans l'exemple australien toutefois, la rivure a été utilisée pour tous les assemblages sur chantier. Bien qu'une construction entièrement soudée soit plus légère, elle est aussi plus chère qu'une construction soudée en atelier, et rivée sur chantier, car ce dernier procédé permet de réduire les frais de montage.

Les maîtresses-poutres des travées de 135^m70 sont des poutres en treillis à membrures supérieures courbes.

Le contreventement a été réalisé par des poutres en K. Ce système convient particulièrement pour une grande longueur de travée et possède comme avantage supplémentaire la réduction des efforts secondaires.

Les différents éléments des maîtresses-poutres ont une section en U ou en H, suivant que ces éléments sont horizontaux ou non. A noter que la section en U est moins économique, car elle

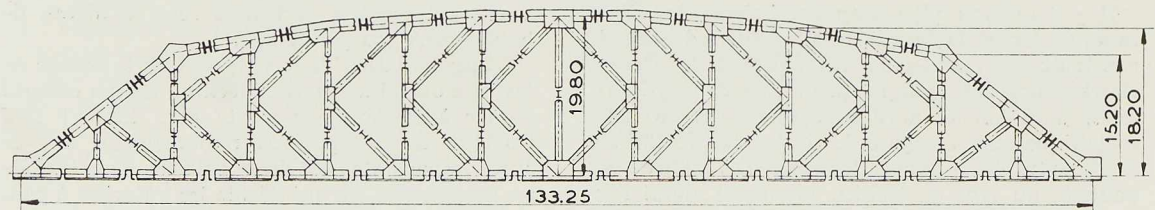


Fig. 85. Élévation d'une maîtresse-poutre, avec coupe des éléments.



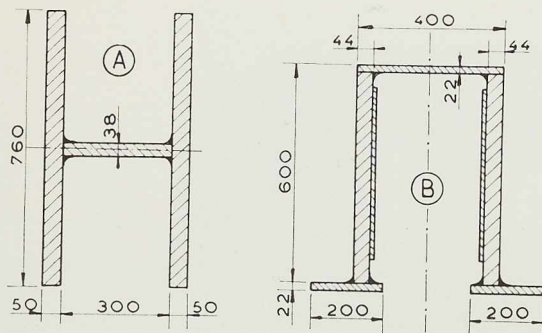
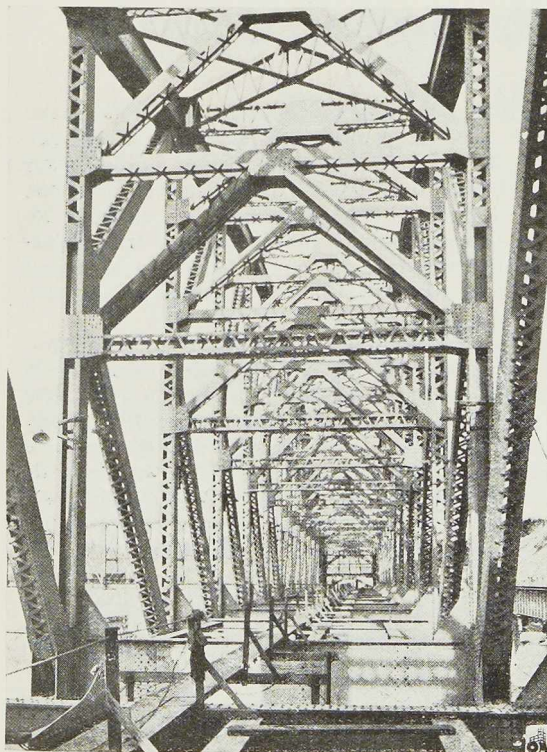


Fig. 86. Détails constructifs des maîtrespoutres : A. Membre supérieure; B. Membre inférieure.

exige six passes de soudure, tandis que la section en H peut être assemblée avec quatre passes seulement. La membrure inférieure a une section en U renversée, de façon à éviter l'accumulation des eaux de pluie. La superstructure métallique repose

Fig. 87. Vue d'enfilade du pont-rails sur le Hawkesbury River.



sur des piles massives fondées sur huit caissons mesurant chacun $55^m90 \times 8^m90$. Cinq de ces caissons furent foncés dans le sable à des profondeurs variant de 54^m30 à 55^m80 sous le niveau des hautes eaux. Chacun de ces caissons pesait 15.450 tonnes. Tenant compte du poids de la superstructure, et d'un train sur chacune des deux voies, on estime qu'une pression d'environ 19.000 tonnes est exercée sur le sable en dessous et autour de chacun de ces caissons. Les trois autres caissons sont fondés sur le roc à des profondeurs variant de 27^m50 à 33^m50 .

Les travaux de construction ont commencé en juillet 1939 et ont continué pendant toute la durée de la guerre. Le fonçage des caissons n'a donné lieu à aucun commentaire spécial, mais la mise en place des travées de 135^m70 pesant 1.650 tonnes a exigé des précautions spéciales. Toutes les travées furent montées dans un chantier situé sur la rive Sud du fleuve en amont du nouveau pont. Cette travée était soulevée ensuite à hauteur des piles. Des pontons spéciaux portant les chevalets de montage furent amenés par flottage sous chacune des travées et celles-ci mises sur les chevalets, à marée haute.

Mise en place des travées par flottage

Les travées métalliques chargées sur pontons furent remorquées et mises en place dans l'axe du pont à marée haute.

La travée descendait ensuite au fur et à mesure que la marée baissait, pour se trouver finalement sur les piles à marée basse. Trois pontons furent utilisés pour la mise en place des grandes travées de 135^m70 . Les pontons avaient une longueur de 30 mètres et une largeur de 12 mètres. Les petites travées furent mis en place au moyen de deux pontons. Pendant le transport des grandes travées, l'un des pontons était au centre de la portée, tandis que les deux autres se trouvaient sous le second panneau, en partant des extrémités. En position finale, les travées reposaient sur les piles au moyen d'appuis, dont l'un était fixe et l'autre mobile. Ce dernier se composait d'une série de rouleaux de 0^m35 de diamètre et de 1^m07 de longueur.

Préalablement à l'ouverture du pont au trafic, l'ouvrage fut soumis aux essais de charge. On a utilisé pour cela deux files de trois locomotives de la classe australienne C 38. Chacune de ces locomotives pesait 201 tonnes et avait une longueur entre tampons de 23^m20 . Pour déterminer les flèches maxima, les six locomotives furent placées dans différentes positions, de façon à réaliser les

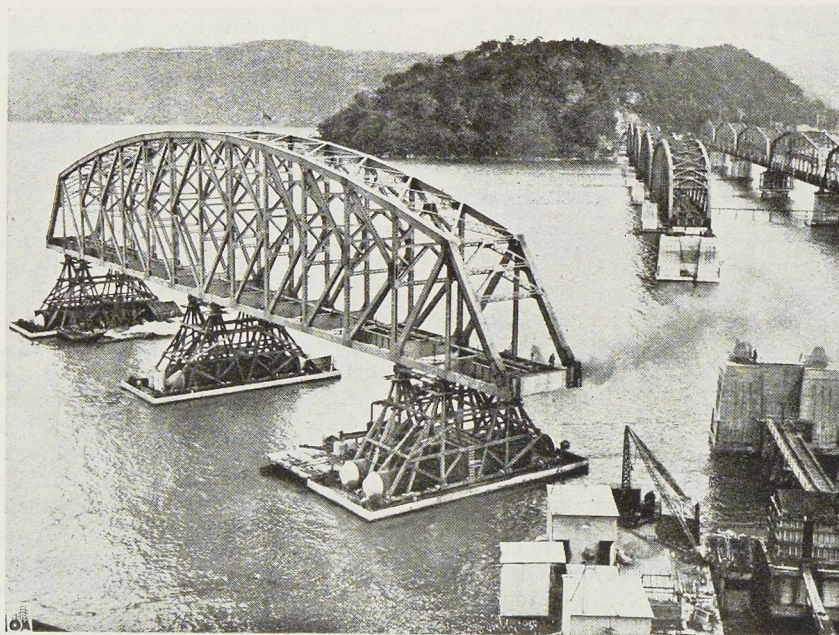


Fig. 88. Amenée d'une travée à pied d'œuvre au moyen de trois pontons.

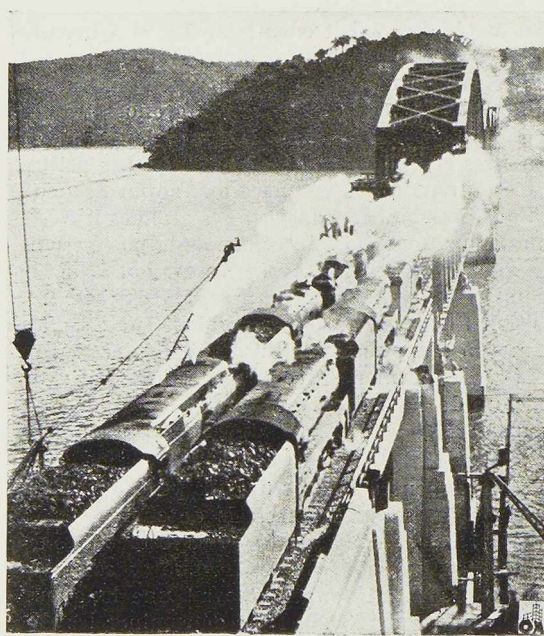


Fig. 89. Vue du pont, prise au cours des essais.

conditions les plus défavorables. La flèche maximum a été de 38 mm, inférieure à la flèche calculée (57 mm). La vitesse maximum autorisée sur le pont a été limitée à 112 km à l'heure. Toutefois, cette vitesse ne peut être atteinte que pour les voyages vers Sydney, tandis que les trains partant de cette ville ont une vitesse quelque peu inférieure par suite de la pente assez forte des voies d'approche.

Le pont sur le Hawkesbury River fut étudié par les services techniques des Chemins de fer de la Nouvelle-Galles du Sud. Sa construction a nécessité la mise en œuvre de 8.000 tonnes de profilés métalliques, laminés par les usines australiennes. Le coût total du pont s'est élevé à 2 millions de livres (soit plus de 350 millions de francs belges).

Par sa conception et sa réalisation, ce pont fait honneur aux ingénieurs australiens (1).

(1) Les photographies qui illustrent cet article nous ont été obligeamment prêtées par les Chemins de fer de la Nouvelle-Galles du Sud et le Bureau australien d'Information à Londres.

BIBLIOGRAPHIE :
Journal of the Institution of Engineers, Australia, No 3, 1945.
Railway Gazette, 16 août 1946.
Engineering News-Record, 27 décembre 1945.



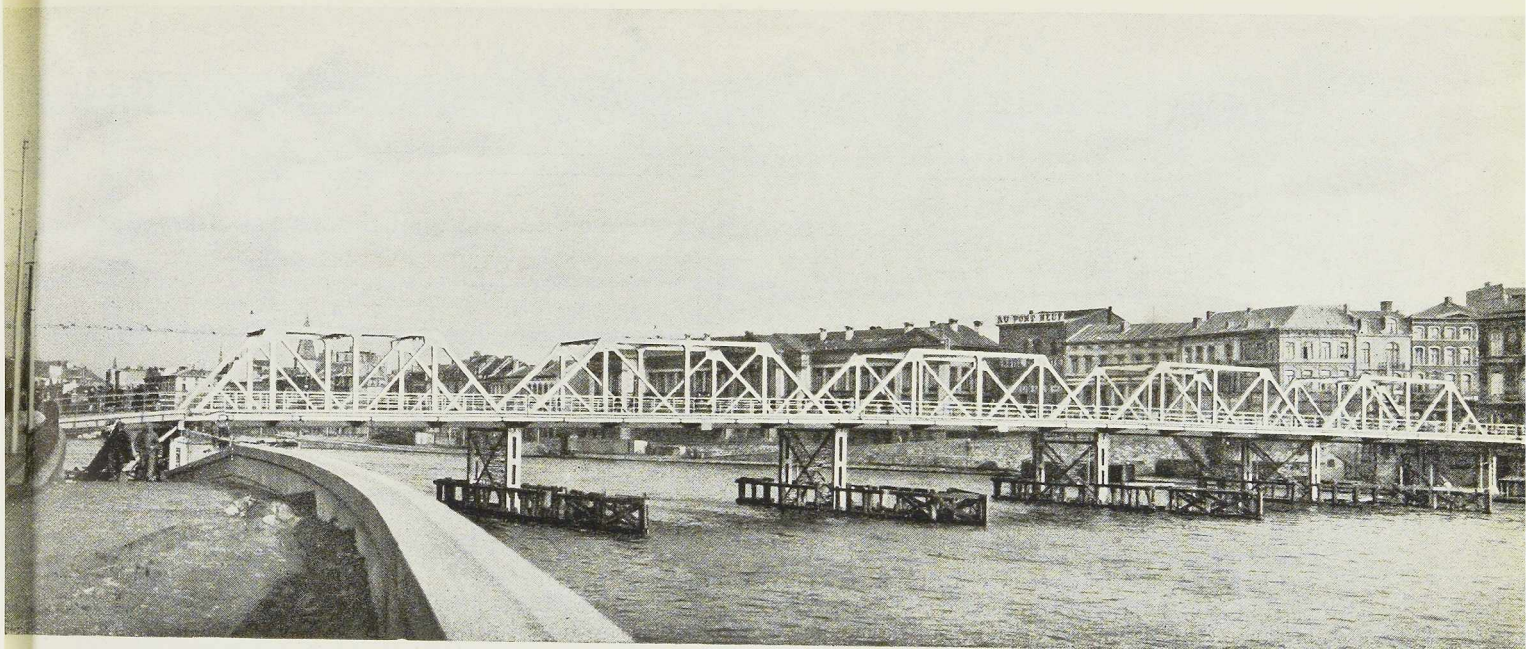


Fig. 90. Vue d'ensemble du pont provisoire de la Boverie, à Liège.

(Photo Célis.)

Construction d'un pont provisoire sur la Meuse à Liège

par **A. Hormidas**,
Ingénieur principal des Ponts et Chaussées

Depuis la destruction de ses ponts en 1940, la Meuse, dans sa traversée de la ville de Liège longue de 10 km, n'était plus franchie que par deux ouvrages provisoires à double voie charretière.

Ceux-ci s'avèrent bientôt insuffisants pour répondre aux besoins du trafic routier; aussi, à la fin du mois de février 1946, le Ministre des Travaux publics chargea l'Administration des Ponts et Chaussées de construire un pont supplémentaire.

Le programme imposé comportait notamment trois points essentiels :

1° Le pont devait comporter une double voie charretière de 7 mètres de largeur entre bordures, destinée à livrer passage à la circulation pondéreuse et à une double ligne de tramways, et deux trottoirs ayant chacun 2^m50 de largeur utile;

2° Il devait être achevé en un délai aussi réduit que possible, et pour cette raison :

α) Il devait être à caractère provisoire, ce qui permettait de le réaliser plus rapidement qu'un ouvrage définitif;

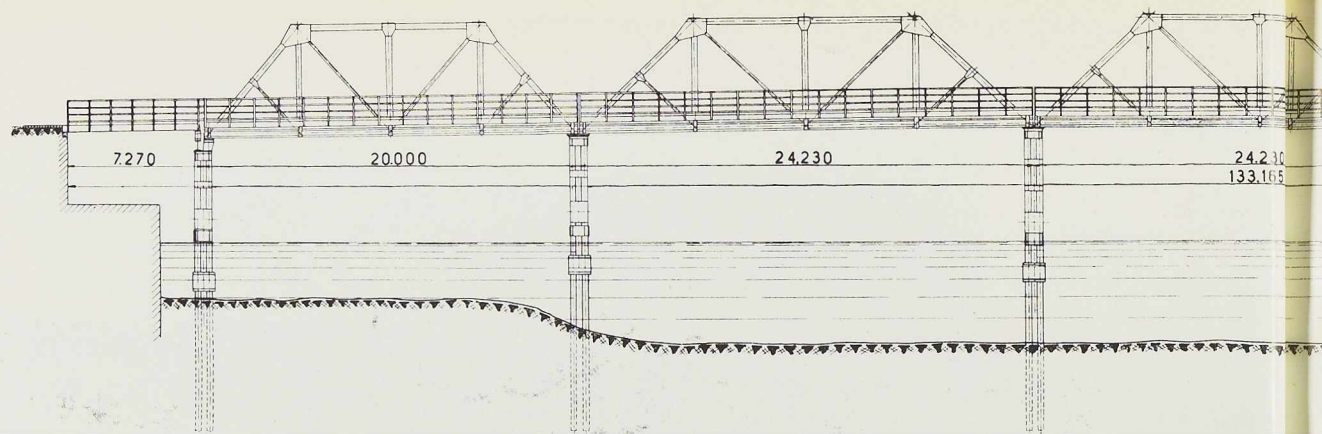
β) Sa conception devait être étudiée de manière à en accélérer l'exécution;

3° Il devait être constitué en matériaux non périssables tels que le béton et l'acier afin de :

α) Eviter les travaux de réparation ou d'entretien qui constituent une entrave pénible à la circulation;

β) Assurer au nouvel ouvrage une viabilité assez longue pour attendre la mise en service des ponts définitifs à reconstruire ultérieurement.

Les circonstances locales imposaient en outre



Rive gauche

Fig. 91. Elévation du pont de la Boverie sur la Meuse.

diverses sujétions dont les principales sont les suivantes :

a) Pour répondre aux besoins de la navigation sur la Meuse, il fallait réserver un tirant d'air de 5^m50 le long de la rive gauche et de 6 mètres dans la partie centrale du fleuve au-dessus de la cote 60 de la flottaison théorique normale;

b) La position des piles en rivière devait être choisie en tenant compte :

α) De la présence des palées toutes proches d'une passerelle pour piétons (voir fig. 93) qui devait rester en service jusqu'au moment où les usagers pourraient emprunter le nouveau pont;

β) De l'existence des ouvrages très importants de protection contre les débâcles de glace existant à l'amont de la passerelle et qu'il y avait intérêt à utiliser pour la protection des nouvelles piles;

γ) Et enfin des largeurs des passes navigables nécessaires à la navigation; ces largeurs devaient être au minimum de 16 mètres pour la passe de rive gauche et 20 mètres pour les passes centrales;

c) La chaussée du pont devant se raccorder à celles des deux rives, le niveau de celle-ci ne pouvait guère être modifié par suite de la proximité des immeubles.

Parmi les diverses conditions énumérées ci-dessus, les plus assujettissantes furent celles résultant du niveau imposé. Bien que l'emplacement de l'ouvrage ait été choisi à l'endroit où les rives sont le plus élevées, la différence de niveau entre la face supérieure de la charpente du tablier et les gabarits à laisser disponibles pour la navigation ne pouvait dépasser 0^m57. De ce fait, il était exclu de supporter le tablier par des maîtresses-poutres multiples placées sous celui-ci, les portées imposées, de l'ordre de 24 mètres, nécessitant des poutres d'une hauteur voisine de 1 mètre. L'emploi de 2 maîtresses-poutres à brides supérieures au-dessus du tablier s'imposait donc.

D'autre part, la largeur utile totale du pont étant au minimum de 12 mètres (7 m de chaussée et 2 trottoirs de 2^m50), il n'était pas possible

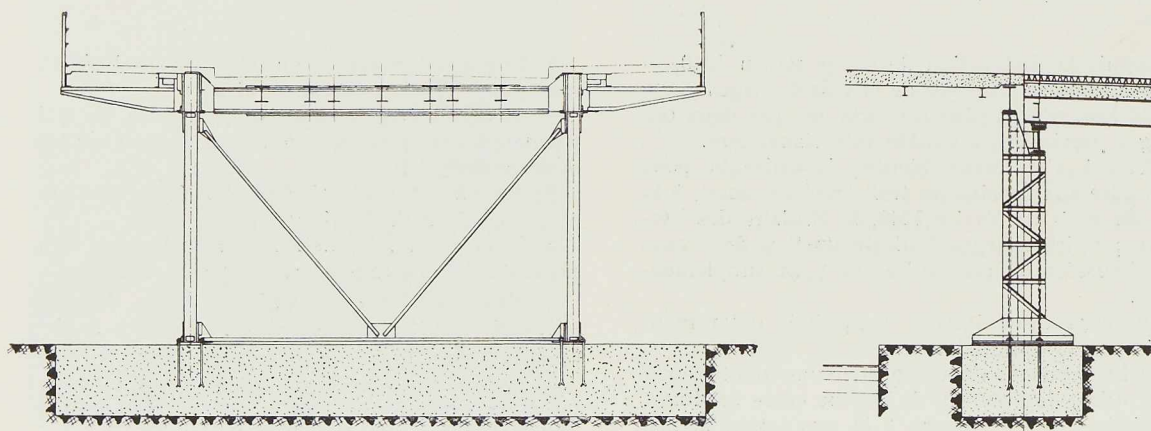
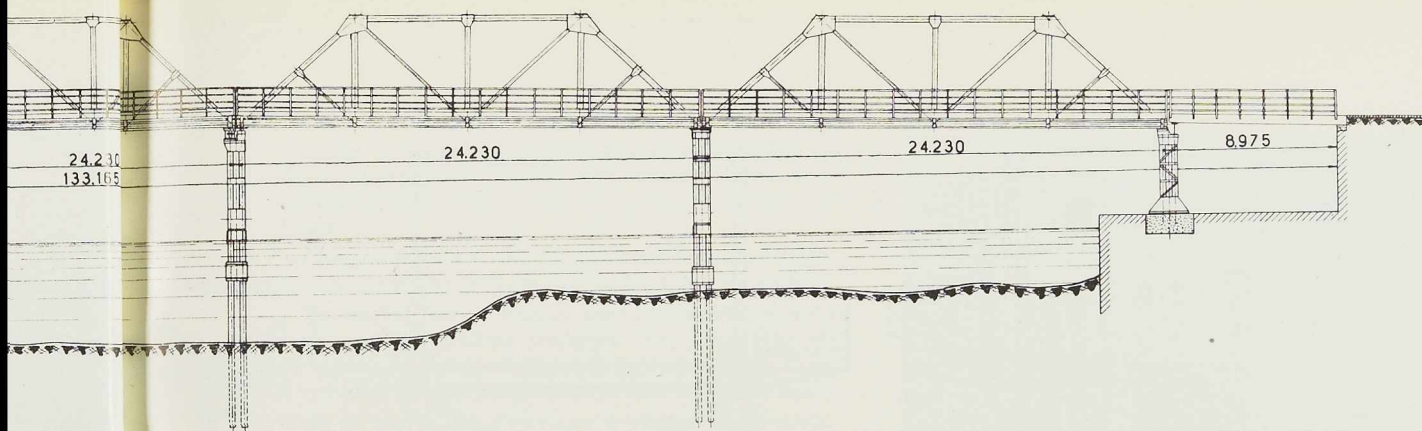


Fig. 92. Palée sur quai réalisée en poutrelles à larges ailes.





La longueur totale de ce nouvel ouvrage de Liège est de 133^m165.

Rive droite

de placer les maîtresses-poutres en garde-corps : cette disposition aurait nécessité des pièces de pont d'une hauteur également prohibitive. Pour la réduire, les maîtresses-poutres ont été placées entre la chaussée et les trottoirs. Ceux-ci sont en conséquence portés par des consoles, soulageant les poutres transversales (fig. 94).

Le pont devant livrer passage à des lignes de tramways et de trolleybus, la hauteur minimum à laquelle devaient être fixées les installations aériennes a imposé le niveau du contreventement supérieur et, partant, la hauteur minimum des maîtresses-poutres.

Matériaux utilisés

a) Palées d'appui

L'exécution de piles massives en maçonnerie eût

été à la fois trop onéreuse et trop lente. La préférence a donc été accordée à la construction de palées constituées de pilots battus.

Le bois étant exclu pour les raisons exposées plus haut et les pilots en béton exigeant une préparation de plusieurs semaines, le choix s'est porté sur des pilots en métal constitués simplement de poutrelles pouvant être mises en œuvre immédiatement. Il fut utilisé à cette fin des poutrelles à larges ailes 50 qui offraient le triple avantage d'être disponibles sans délai, de présenter une forte section ce qui permettait d'en réduire le nombre, et d'avoir un moment d'inertie minimum suffisamment grand. Elles furent battues à travers une couche de 5 mètres environ de gravier constituant le lit du fleuve (fig. 96) pour les ancrer, sur un mètre de profondeur, dans le

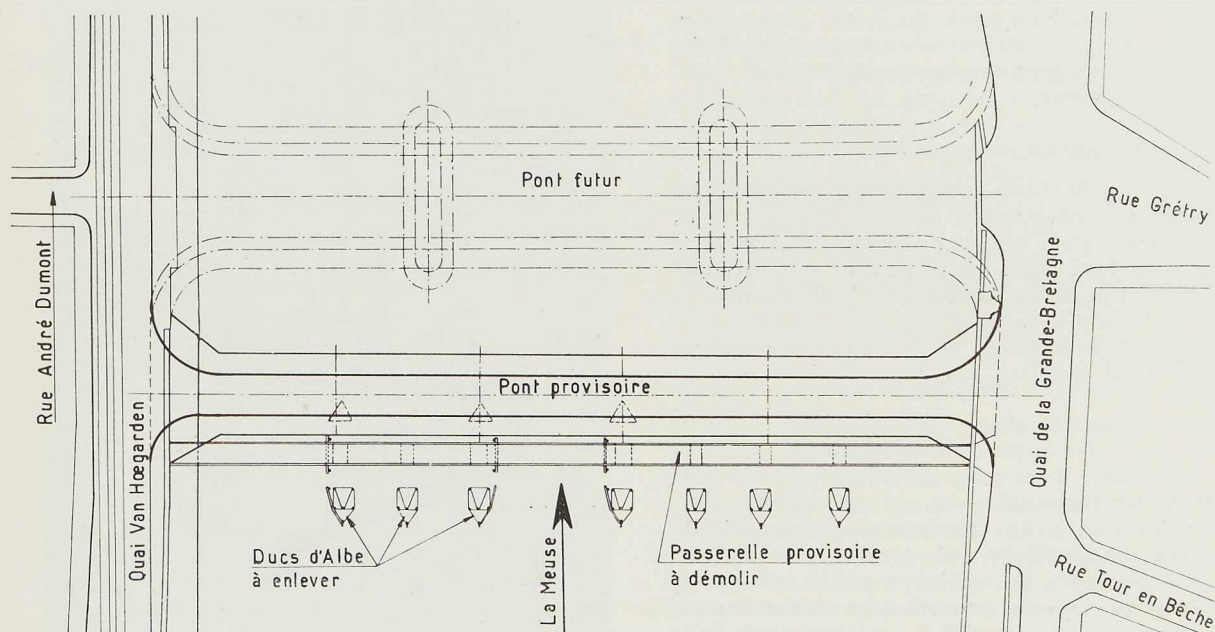


Fig. 93. Plan de situation montrant l'emplacement du pont et de la passerelle provisoire.

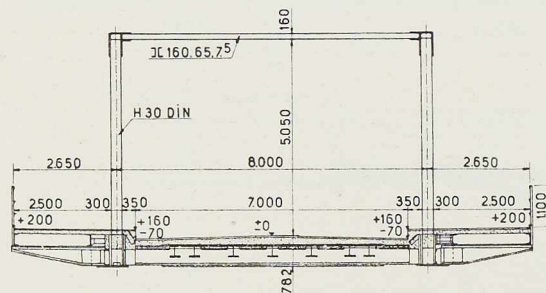


Fig. 94. Coupe transversale du pont provisoire de la Boverie. Le tablier livre passage à des lignes de tramways et de trolleybus (non indiquées sur la coupe).

Fig. 95. Palée en rivière. Les montants sont en poutrelles à larges ailes entretoisées par des plats de liaison.

schiste dur dont le niveau avait été déterminé par des sondages préalables.

Le battage s'est effectué au mouton à vapeur agissant sur la tête des poutrelles par l'intermédiaire d'un casque en acier portant à sa face inférieure une empreinte reproduisant la forme de la section des poutrelles. La base de celles-ci était à section horizontale.

b) Glissières de guidage et ducs d'albe

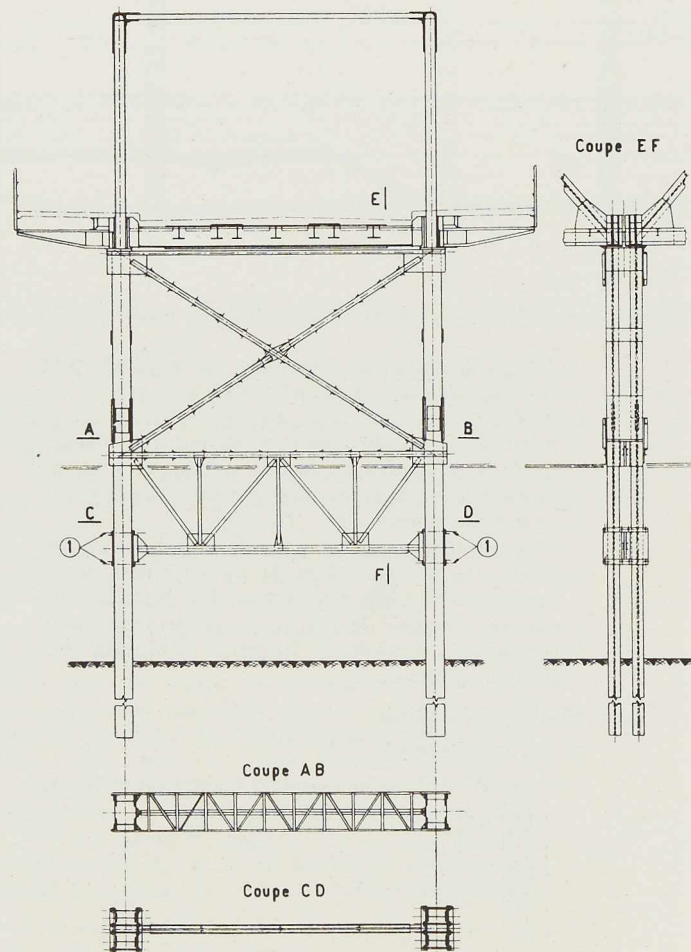
Ces constructions furent les seules exécutées en bois comme il est de coutume; leur rôle se limite en effet à protéger l'ouvrage contre les chocs éventuels des bateaux.

c) Superstructure

Les considérations précédentes, exposant les raisons qui ont guidé le choix du type du pont, ont fait écarter l'emploi du béton armé pour la superstructure: seul l'acier pouvait satisfaire aux conditions imposées en réduisant suffisamment la hauteur des pièces du tablier.

Toutefois le platelage est constitué de dalles en béton armé reposant sur la poutraison métallique.

Des blochets de chêne sont posés dans le béton pour permettre la fixation ultérieure des six rails de tramways (deux voies métriques et deux voies à écartement normal ayant un rail commun avec les précédentes). Ces blochets sont composés de 3 pièces trapézoïdales qui, tout en assurant un ancrage suffisant dans le béton par le coincement de la pièce centrale, peuvent être aisément remplacées en cas de nécessité par enlèvement de cette pièce centrale (fig. 100).



La chaussée définitive doit être constituée de pavages affleurant la surface supérieure des rails. Ceux-ci ne devant pas être posés immédiatement, la chaussée est provisoirement réalisée à l'aide d'un revêtement à liant hydrocarboné recouvrant les dalles de béton armé. Les trottoirs sont constitués de dalles en béton armé recouvertes de mortier asphaltique.

Particularités des différentes parties de l'ouvrage

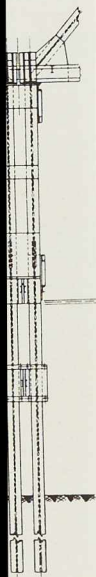
a) Palées

En principe chaque palée est constituée de deux montants situés chacun sous une file de maîtresses-poutres (fig. 95).

Le montant aval et le montant amont de chaque palée sont fortement solidarisés sur presque toute



e EF



leur hauteur par un entretoisement constitué de deux charpentes triangulées, l'une à peu près complètement sous l'eau, l'autre au-dessus de l'eau.

Chaque montant est composé de deux poutrelles à larges ailes entretoisées par des plats de liaison.

En réalité, les montants sont composés de deux tronçons : l'inférieur comporte des poutrelles de 12 mètres, battues et dépassant le niveau de l'eau d'environ 1 mètre (fig. 97) ; le supérieur est constitué de poutrelles d'environ 4 mètres de hauteur.

L'entretoisement sous l'eau des tronçons inférieurs des palées fut aisé grâce à l'adoption d'une solution réduisant au minimum le travail sous l'eau : les pièces d'entretoisement sont fixées avant immersion à des colliers coulissant le long des poutrelles verticales. Il a suffi de laisser glisser l'ensemble de l'entretoisement et de ses quatre colliers jusqu'au niveau prévu, puis de bloquer les colliers immergés sur les poutrelles à l'aide

Fig. 96. Battage des poutrelles de fondation.



(Photos Werrès)



Fig. 97. Poutrelles inférieures des palées d'appui.

des boulons non serrés dont ils étaient munis. Le travail au scaphandre, toujours délicat, a donc par ce moyen été limité à cette simple opération. A la partie supérieure, l'entretoisement émerge de l'eau et sa fixation a pu être exécutée à l'air libre.

Les tronçons supérieurs des palées, comportant les 4 poutrelles et leur entretoisement, ont été entièrement assemblés à l'usine et amenés au chantier complètement achevés.

Il a suffi de poser ces tronçons supérieurs sur les têtes des poutrelles inférieures préalablement arasées à la meule au niveau prescrit et de les assembler à celles-ci.

Les légères déviations de battage des poutrelles inférieures ont été auparavant relevées avec précision et reproduites dans la disposition relative des poutrelles des tronçons supérieurs.

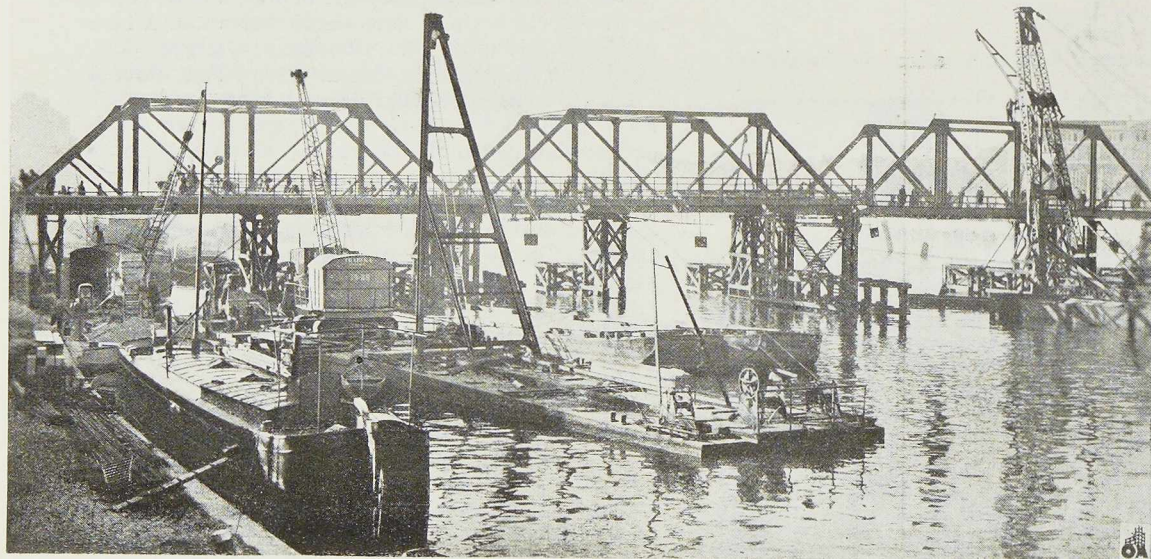
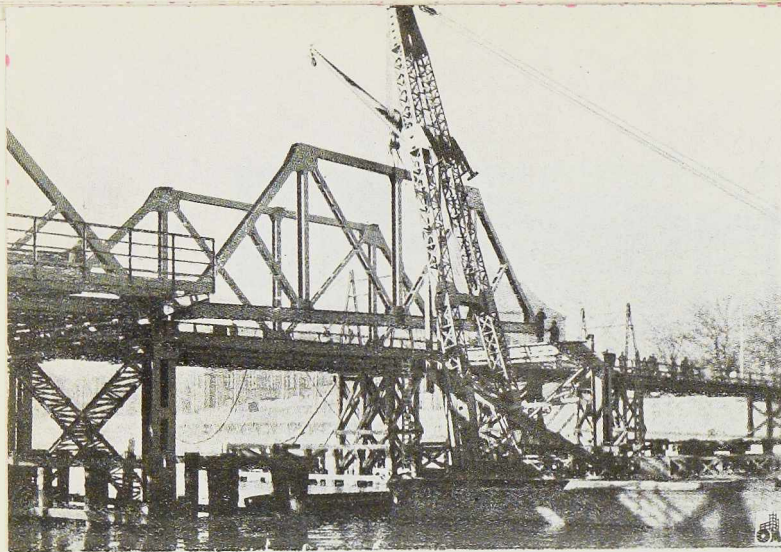
L'ensemble constituant chaque palée possède donc une grande rigidité transversale (parallèlement à l'axe du fleuve) mais une faible rigidité relative dans le sens perpendiculaire. Cette faible rigidité a été voulue et mise à profit dans la conception de l'ouvrage comme il est dit plus loin.

La première palée de rive droite (fig. 92) est placée sur une fondation en béton armé. Cette palée fut amenée d'une pièce, entièrement parachevée à l'usine.

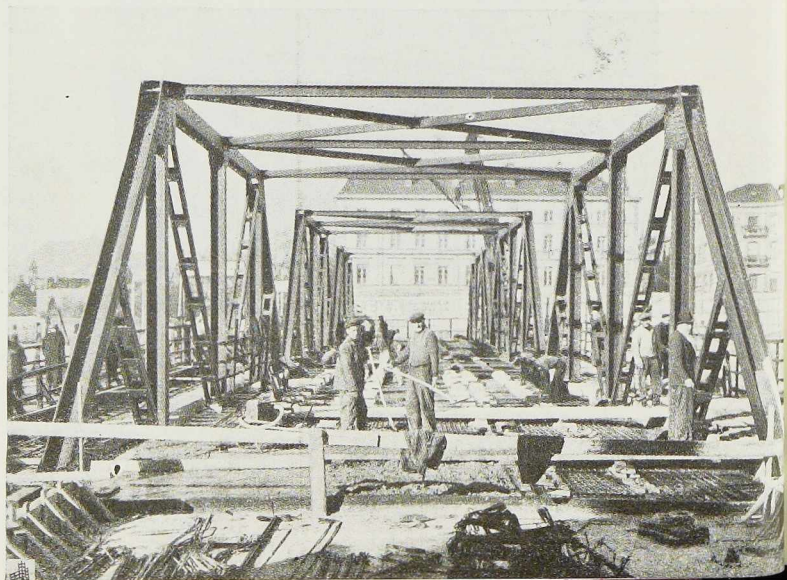
b) Superstructure

L'ensemble du pont comporte 7 travées (fig. 91) dont les portées sont déterminées par les conditions imposées pour les positions des palées. Ces positions ont cependant pu être choisies de telle manière que quatre des cinq travées au-dessus du fleuve ont des portées théoriques égales de 23^m63.





(Photos Célis.)



Bien que les déclivités longitudinales des travées soient différentes, les montants sont, non pas verticaux, mais disposés perpendiculairement aux membrures : de cette manière les quatre travées en question sont absolument identiques, ce qui facilite et accélère l'exécution. La cinquième travée qui n'a que 19^m40 de portée théorique a cependant un schéma aussi proche que possible des quatre autres : la hauteur des maîtresses-poutres et les profils des différentes pièces sont identiques à ceux des quatre grandes travées.

Les maîtresses-poutres de ces cinq travées furent amenées complètement usinées, et mises en place à l'aide d'une bigue flottante (fig. 98).

L'ouvrage comporte en outre deux travées de rive dont la constitution toute différente s'impose par la configuration des lieux : les voiries existantes auxquelles se raccorde l'ouvrage sont établies en bordure immédiate du fleuve, ce qui nécessite la réalisation d'évasements aux entrées du pont pour en faciliter l'accès. Ces évasements n'auraient pas pu être réalisés si les maîtresses-poutres en treillis avaient été prolongées jusqu'aux culées.

Le fait que la hauteur libre pouvait être réduite sous les deux travées de rives a été mis à profit pour constituer celles-ci à l'aide de maîtresses-poutres sous tablier.

Ces maîtresses-poutres sont simplement réalisées en poutrelles à larges ailes DIN de 360 mm du côté rive gauche et en poutrelles normales de 550 mm du côté rive droite, posées d'une part sur les culées et d'autre part sur les premières palées métalliques. Toutes les travées sont fixées sur les palées sans appareil de dilatation à l'exception de l'extrémité, côté rive droite, de la quatrième travée comptée à partir de la rive gauche, où un appareil à rouleau permet à cette extrémité de se déplacer sur la palée d'appui. Tout l'ouvrage est donc composé de deux tronçons rendus indépendants par cet appareil. Les dilatations et contractions des travées entraînent les têtes des palées qui fléchissent grâce à leur faible rigidité relative dans le sens longitudinal du pont.

Les efforts longitudinaux résultant de ces mou-

vements et ceux dus aux freinages des véhicules sont équilibrés sur chaque rive par un plateau d'ancrage disposé à l'arrière du mur de quai, et à une distance suffisante pour ne pas influencer la stabilité de celui-ci.

Cette disposition a permis de réduire à deux le nombre d'appareils d'appui, tout en assurant à l'ensemble du pont une stabilité longitudinale suffisante.

Sollicitation et calculs

L'ouvrage a été calculé conformément aux prescriptions de la circulaire n° 558 de l'Administration des Ponts et Chaussées contenant les instructions relatives au calcul des ponts métalliques et aux surcharges à admettre dans le calcul des ponts-routes.

Il peut donc livrer passage aux véhicules routiers de 32 tonnes et aux voitures de tramways les plus lourdes qui circuleront sur les réseaux à relier au pont. Les palées métalliques ont été calculées en tenant compte des flexions secondaires provoquées par les déplacements de leurs têtes dus aux dilatations et contractions des travées auxquelles elles sont attachées.

Etude et exécution

Les projets ont été établis sous la haute direction de l'Ingénieur en chef Honorez, Directeur du Service de la Province de Liège des Ponts et Chaussées.

L'entreprise générale a été confiée à la firme Trabeka à la suite d'une adjudication publique ayant eu lieu le 7 juin 1946. La dite firme a fait faire l'étude et les plans d'exécution par le bureau d'études Robert et Musette, et la charpente métallique par la Société anonyme d'Ougrée-Marihaye. L'étude, les plans et l'exécution ont été réalisés sous la direction et le contrôle du soussigné.

Les charpentes métalliques comportent la mise en œuvre de 618 t de métal dont 288 t de poutrelles à larges ailes de divers profils. Elles ont été chargées sur chalands à l'usine et amenées par voie d'eau au chantier. L'installation de fabrication du béton était également sur bateau et le béton monté sur le pont à l'aide d'une grue flottante (voir fig. 99).

Le coût total de l'ouvrage s'élève à 9 millions 800.000 francs.

Les travaux ont été entamés le 8 juillet 1946 et le pont a été ouvert à la circulation le 23 décembre 1946. La durée d'exécution a donc été de 5 mois et demi.

A. H.

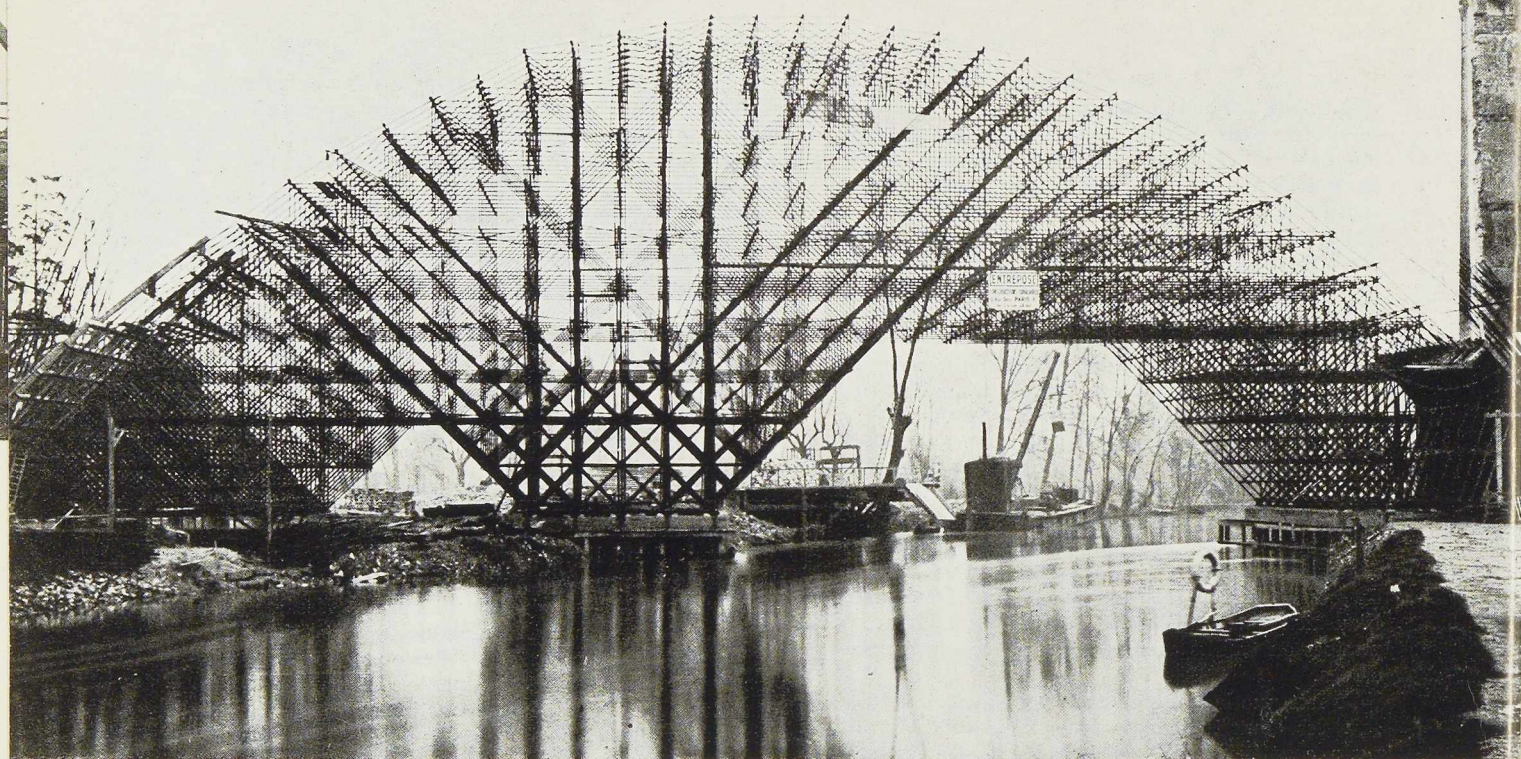
Fig. 98 à 100 (page ci-contre):

Fig. 98. Mise en place d'une maîtresse-poutre.

Fig. 99. Vue d'ensemble du chantier en octobre 1946.

Fig. 100. Vue sur le pont. Noter les blochets de fixation des rails posés dans la dalle en béton armé.





(Photo Henrot.)

Fig. 101. Cintre en tubes d'acier de l'arc de 67^m09 du viaduc de Nogent-sur-Marne.

Grands cintres en tubes d'acier à Nogent-sur-Marne (France)

par O. Leduc,

Ingénieur en chef du Service de la Reconstruction de la S. N. C. F.

Le pont de Nogent-sur-Marne, situé à 17 km de Paris, permet la traversée de la vallée de la Marne par la ligne de chemin de fer Paris-Bâle. Au cours de sa retraite en 1944, l'armée allemande a procédé à la destruction des quatre arches de 50 mètres d'ouverture, situées sur les deux bras de la Marne, et sur l'Île-aux-Loups qui les sépare.

Le Service de Reconstruction de la Société Nationale des Chemins de Fer français (S. N. C. F.) procède actuellement à la reconstruction de cet

ouvrage en béton armé. Le nouveau pont comprendra trois arcs de 80^m25, 70^m59, 67^m09 de portée. Les deux piles intermédiaires situées dans l'Île-aux-Loups, dégagent complètement les deux bras de la Marne. Le tablier du pont est prévu pour porter deux voies de chemin de fer. Les arcs ont une section en caisson à quatre compartiments. Leur largeur totale est de 9^m10. Les arcs 2 et 3 de respectivement 70^m59 et 67^m09 de portée ont été reconstruits sur cintres en tubes d'acier.



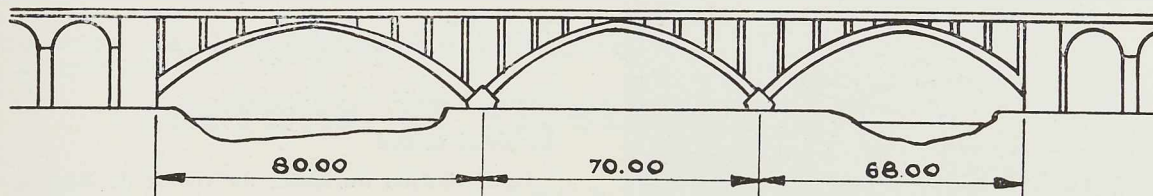


Fig. 102. Elévation de la partie reconstruite du viaduc de chemin de fer de Nogent-sur-Marne.

Principales caractéristiques des cintres

Les cintres en matériel tubulaire « Entrepose » des arcs 2 et 3 mesurent 61^m20 de longueur à la base, 20^m30 de hauteur libre et 8^m70 de largeur. Chaque cintre repose sur trois appuis.

Pour le cintre de l'arc 2, les appuis sont répartis de la façon suivante : un vers chaque pile et le troisième au centre. Entre ces appuis, des passages libres de 14^m40 de largeur assurent une circulation destinée à l'approvisionnement du chantier.

Le cintre de l'arc 3 devant dégager une passe marinière de 25^m10 , correspondant à la largeur du bras de la Marne, l'appui central se trouve désaxé de 7 mètres environ vers la pile située dans l'Ile-aux-Loups. La hauteur libre de la passe marinière est de 7^m20 par rapport au niveau moyen des eaux de la Marne.

Ainsi qu'on le voit sur la figure 101, un passage libre de 9 mètres de largeur est réservé entre les deux piles situées dans l'Ile-aux-Loups, pour permettre la circulation et l'approvisionnement du chantier.

Charges à supporter

Les cintres ont été prévus pour supporter :

1° Le poids du béton correspondant aux hourdis inférieurs, ainsi qu'aux voiles verticaux sur une hauteur de 1 mètre et au gousset de raccordement;

2° Le poids des coffrages, augmenté du poids propre de l'ossature tubulaire.

Le poids du béton atteint 10 tonnes au mètre linéaire sur la largeur totale de l'ouvrage. Sur chacun des nœuds de l'échafaudage, la charge totale est de l'ordre de 18 à 24 tonnes.

Etant donné la hauteur importante du cintre, ainsi que sa situation (très exposée aux vents), il a été tenu compte de l'action du vent sur l'ossature proprement dite, et sur le coffrage en bois se trouvant à la partie supérieure.

Pour annuler tous risques de mouvements, il a été prévu dans les appuis en béton, lors de leur exécution, le scellement d'étriers filetés qui ont

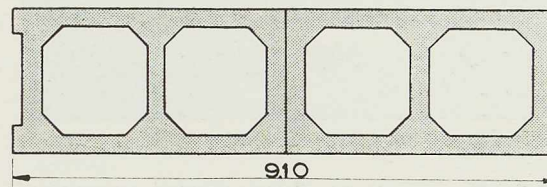
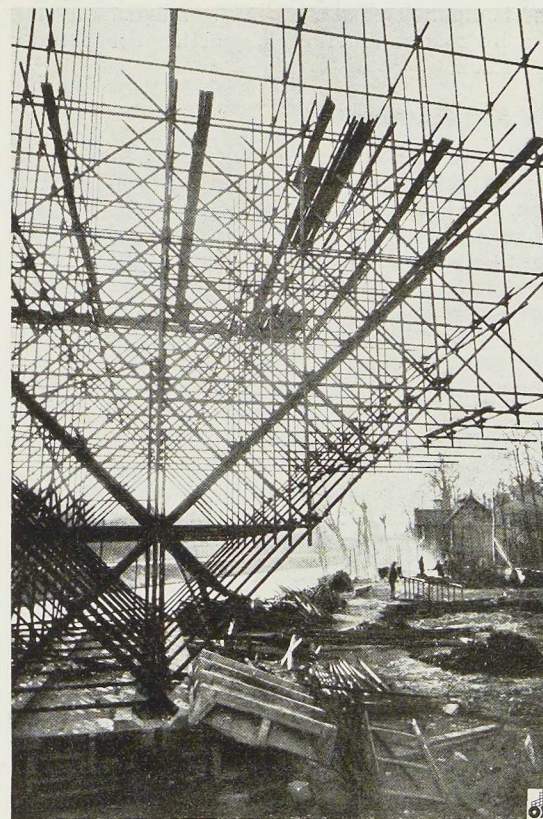


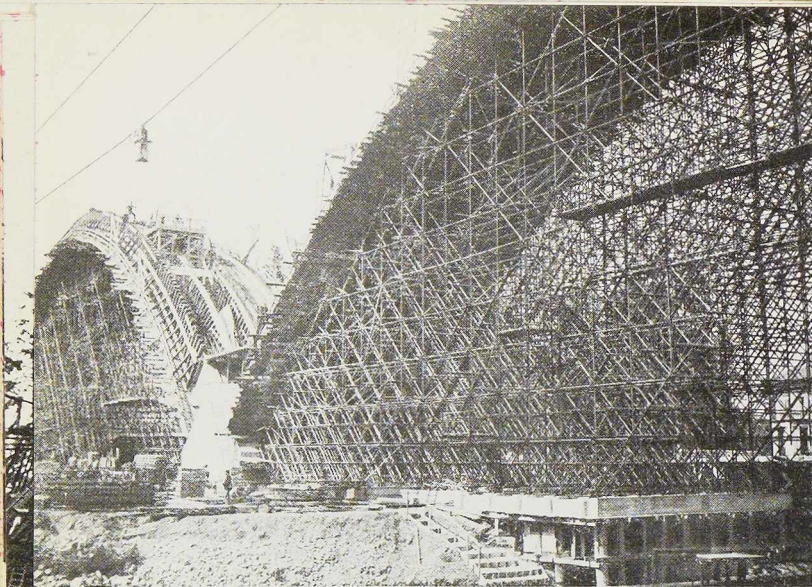
Fig. 103. Coupe à travers les arcs en béton.



(Photo Henrot)

Fig. 104. Détails des appuis du cintre.





(Photo Agence France-Presse.)

Fig. 105. Cintres en tubes d'acier supportant les coffrages des arcs en béton.

été boulonnés à l'aide de brides bloquant les lisses inférieures assurant la jonction des poteaux verticaux.

Détails constructifs

Chaque ferme comporte huit appuis vers les piles ou culées, et cinq appuis centraux. En raison des charges qui varient de 4 à 10 tonnes pour chaque appui des fermes, les charpentes tubulaires des cintres reposent sur des semelles en béton armé reliant les têtes des pieux en bois battus dans le sol. La partie supérieure des semelles en béton armé est aménagée en rigoles transversales dont les bords sont inclinés à 45°. Ces rigoles permettent ainsi un appui parfait des trois socles de base, des poteaux verticaux et des barres obliques constituant les éléments porteurs de l'ossature.

Pour l'arc 2, la largeur de l'étalement a été divisée en 8 travées formant ainsi 9 fermes portantes. Les charges sont ramenées sur les appuis par un jeu de tubes verticaux au droit de ceux-ci, et obliques inclinés à 45° dans les parties basses entre appuis.

Les tubes travaillent en compression. Ils sont assemblés dans un réseau d'éléments verticaux et horizontaux, les moisant à distances régulières calculées pour chacun d'eux afin d'éviter tous risques de flambage.

Pour des raisons de résistance, un certain nombre de tubes a dû être doublé. Certains tubes horizontaux ont été pris en considération dans le calcul pour absorber et transmettre les efforts dus aux composantes horizontales.

L'ensemble de toute la charpente a été raidi par des barres obliques formant contreventements et distribuées en croix de Saint-André dans les plans verticaux et horizontaux.

Matériel utilisé

La réalisation du cintre du viaduc de Nogent, dont l'importance est beaucoup plus grande que celle des travaux courants d'échafaudage, a été faite en utilisant uniquement du matériel standard, sans aucune pièce spécialement fabriquée. Ce matériel est constitué par des tubes en acier Martin laminés sans soudure, mi-dur ($R_e = 55$ à 60 kg/mm^2) de 41 mm de diamètre intérieur et 48,25 mm de diamètre extérieur. Ces tubes sont assemblés par des raccords orthogonaux brevetés « Entrepose ».

Les appuis sur fondations sont constitués par des socles courants de base en acier forgé. Les liaisons entre deux tubes préalablement coupés aux longueurs fixes du jeu standard utilisé en échafaudages, sont renforcées par un goujon d'assemblage se logeant à l'intérieur de ceux-ci.

Pour l'exécution complète du cintre de chacun des arcs, il a été mis en œuvre 149 tonnes pour l'arc 3 (15.000 joints) et 100 tonnes pour l'arc 2 (10.000 joints).

Montage des cintres

Pour assurer avec le maximum de rapidité le montage des cintres, il a été constitué une équipe dont l'effectif variait avec l'avancement du travail. Il est en effet évident que lors de l'implantation et de l'exécution des parties en porte-à-faux, l'effectif était plus faible que lorsque la construction de l'ossature a atteint la partie haute, dégagant la passe marinière et les passages libres pour la circulation.

Les durées totales de montage ont été de un mois et demi pour l'arc 3 et de deux mois pour l'arc 2, ceci malgré la réalisation en mauvaise saison, durant laquelle un certain nombre de journées ont été perdues en raison des chutes de neige, et d'une température très rigoureuse.

Le montage complet des arcs, y compris le temps passé à la préparation du matériel sur banc, a été de 450 journées de travail pour l'arc 3 et de 420 journées de travail pour l'arc 2.

L'emploi des échafaudages tubulaires « Entrepose » pour la construction des cintres des arcs 2 et 3 de l'important viaduc de Nogent a permis une économie considérable de bois de charpente, ainsi qu'une très grande rapidité d'exécution.

Le viaduc de Nogent a été reconstruit par l'Entreprise Limousin, de Paris.

O. L.



La normalisation des boulons, écrous et rivets en Belgique

par Ed. Drugmant,

Ingénieur A.I.Lg. et A.I.M.

Président de la Commission technique du Comptoir
des Boulonneries belges (C. B. B.)

Depuis longtemps déjà, de nombreuses études de normalisation ont été entamées dans de multiples domaines.

En ce qui concerne spécialement les produits de la boulonnerie, des standardisations existaient dès avant guerre. Les plus importantes étaient, sans conteste, la «British Standard Specification BSS», le «Federal Standard Stock Catalog», les normes allemandes ou «DIN», les normes françaises et hollandaises.

Toujours avant guerre, de nombreux efforts avaient été tentés pour réaliser une normalisation internationale, mais vainement.

Au cours du conflit mondial, les spécifications anglaises et américaines furent bouleversées et, à la base des modifications importantes survenues, figurait un souci impérieux : l'économie de matière conjuguée avec le maintien d'une sécurité suffisante dans l'emploi.

Les difficultés de certains modes de fabrication coopérèrent également à la réduction des dimensions officiellement adoptées avant guerre.

Il nous a paru intéressant de documenter l'utilisateur de boulons, écrous et rivets sur la normalisation établie par le Comptoir des Boulonneries belges et, en comparant celle-ci aux Standards anglais et américains, d'arriver à la conclusion que la normalisation belge s'est tenue dans un juste milieu.

Quelles furent les préoccupations de ceux à qui incomba la tâche d'établir cette normalisation ?

1° Choix des diamètres

La Belgique étant un pays d'exportation, il y avait un intérêt évident à adopter, pour les diamètres, les dimensions en pouces, se rapprochant très fort des dimensions métriques courantes en éliminant, autant que possible, les dimensions

intermédiaires peu demandées et par surcroît encombrantes, pour les stocks de matières premières.

Cette conception devait avoir pour résultat de permettre au producteur la constitution d'un stock de barres plus réduit, susceptible de satisfaire aussi bien aux besoins du marché d'exportation qu'à ceux du marché intérieur.

Pour l'utilisateur, la réduction à un nombre limité des diamètres des boulons et rivets exprimés en une mesure mondialement utilisée, présentait le gros avantage d'une sérieuse simplification.

Pour les constructeurs, et cette constatation peut être soulignée dès à présent sans qu'il soit besoin d'aller plus avant, il en résultait une économie appréciable par suite de la sérieuse diminution du stock de produits finis.

Cela étant, voici comment fut donc fixé le choix des diamètres :

Dimensions anglaises	Dimensions exactes métriques	Dimensions pratiques correspondantes
Pouces	mm	mm
1/4	6,35	6
5/16	7,94	8
3/8	9,52	10
1/2	12,70	13
5/8	15,87	16
3/4	19,05	19
7/8	22,22	22
1	25,40	25
1 1/8	28,57	28,50
1 1/4	31,75	32
1 1/2	38,10	38
1 3/4	44,45	45
2	50,80	50



Diamètre	Dimensions sur pans des têtes et écrous							Hauteur de la tête						Hauteur de l'écrou									
	C. B. B. (¹)			B. S. S. (²)		U. S. A. (³)		C. B. B. (¹)		B. S. S. (²)		U. S. A. (³)		C. B. B. (¹)			B. S. S. (²)		U. S. A. (³)				
	Nom.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Nom.	Max.	Min.	Max.	Min.	Nom.	Max.	Min.	Nom.	Max.	Min.	Max.	Min.	Nom.	Max.	Min.
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1/4"	11	11	10	11,3	11	9,52	9,22	5	6	4	5,1	4,6	4,37	4,78	3,96	5,5	6,5	4,5	5,6	5,1	5,56	5,97	5,16
5/16"	14	14	13	13,3	13,1	12,7	12,29	6	7	5	5,8	5,3	5,16	5,59	4,72	6,5	7,5	5,5	6,9	6,4	6,75	7,19	6,32
3/8"	17	17	16	15,2	14,9	14,29	13,83	7	8	6	7,1	6,6	6,35	6,81	5,89	8	9	7	8,4	7,9	8,33	8,79	7,87
1/2"	22	22	21	20,8	20,3	19,05	18,41	9	10	8	10,1	9,4	8,33	8,84	7,82	11	12	10	11,7	10,9	11,41	11,63	10,62
5/8"	27	27	26	25,7	25	23,81	23,01	11	12	10	13	12,2	10,72	11,28	10,16	13	14	12	15,2	14,2	13,89	14,45	13,34
3/4"	32	32	31	30,5	29,8	28,57	27,64	13	14	12	15,7	15	12,7	13,31	12,09	16	17	15	18,3	17,3	16,67	17,27	16,05
7/8"	36	36	35	33	32,3	33,34	32,23	16	17	15	17,5	16,5	15,08	15,75	14,43	18	19	17	20,6	19	19,45	20,12	18,80
1"	41	41	39,5	37,6	36,8	38,1	36,83	18	19	17	20,3	19,3	16,67	17,37	15,95	20	21	19	23,6	22,1	22,22	22,94	21,51
1 1/8"	46	46	44,5	42,4	41,7	42,86	41,43	20	21	19	23,1	22,1	19,05	19,81	18,29	22	23	21	26,9	25,4	25,4	26,16	24,64
1 1/4"	50	50	48,5	47,2	46,1	47,62	46,05	22	23	21	25,9	24,4	21,43	22,25	20,62	25	26	24	30,5	28,4	27,78	28,60	26,97
1 1/2"	60	60	58,5	56,4	55,2	57,15	55,24	27	28	26	31,5	30	25,4	26,31	24,49	30	31	29	36,8	34,8	33,34	34,26	32,44
1 3/4"	70	70	68,5	65,5	64	66,67	64,47	31	32	30	38,1	35,6	29,37	30,38	28,35	35	36	34	43,7	41,1	38,89	39,90	37,87
2"	80	80	78,5	70,1	68,6	76,20	73,66	35	36	34	40,9	38,4	34,13	35,26	33,02	40	41	39	47	44,4	44,45	45,57	43,33

(¹) : Normalisation du Comptoir des Boulonneries belges.
(²) : Normalisation anglaise : British Standard 916/1940.
(³) : Normalisation américaine : Federal Standard Stock Catalog (9 janvier 1934).

Tableau de comparaison des dimensions des boulons à têtes six pans ou carrés, avec écrous six pans ou carrés.

2° Choix des dimensions des têtes et écrous

La difficulté majeure d'introduire une normalisation réside dans le fait qu'elle bouleverse les habitudes du consommateur. Dans certains cas, les modifications d'outillages (clés de serrage, bouterolles, etc.) impliquent pour celui-ci des frais importants.

Il fallait donc, dans la mesure du possible, éviter ce bouleversement.

C'est pourquoi le choix des dimensions des têtes et écrous s'est porté sur celles employées depuis de nombreuses années par la Société Nationale des Chemins de fer Belges, laquelle les avait elle-même puisées dans les normes allemandes (DIN) d'avant guerre. Ces normes sont adoptées dans tous les pays nordiques, l'est et le sud-est de l'Europe. Disons en passant, qu'au cours des années 1940 à 1945, l'organisme allemand de standardisation n'hésita pas, tout comme le firent les orga-

nismes similaires anglais et américain, à réduire massivement, si l'on peut dire, certaines dimensions. Il limita également le nombre de diamètres à un nombre très réduit, pour ainsi aboutir à un système manquant incontestablement de souplesse et présentant donc en pratique de sérieuses lacunes (¹).

Contrairement à ce que l'on serait tenté de supposer de prime abord, cette combinaison de diamètres exprimés en pouces, avec des dimensions directement puisées dans les normes allemandes d'avant guerre ou s'en différenciant dans certains cas de très peu, n'a pas conduit à des produits de formes peu harmonieuses ou présentant une insécurité quelconque lors de l'emploi.

(¹) Voici en effet les diamètres adoptés par les nouvelles DIN allemandes : 6, 8, 10, 12, 16, 20, 24, 30, 36, 42 et 48 mm. Les écarts de 12 à 16, 16 à 20, 24 à 30, etc., sont indubitablement trop poussés.



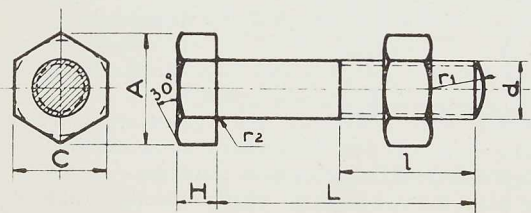


Fig. 106.

Diamètre nominal <i>d</i>	TETE			L. min.	<i>l</i>	<i>r</i> ₁	<i>r</i> ₂
	C	H	A				
6,35 (1/4")	11	5	12,7	15	13	5	0,5
7,94 (5/16")	14	6	16,2	20	16	6	0,5
9,52 (3/8")	17	7	19,6	25	20	8	0,5
12,7 (1/2")	22	9	25,4	30	25	10	0,5
15,87 (5/8")	27	11	31,2	35	32	15	1
19,05 (3/4")	32	13	37	40	38	18	1
22,22 (7/8")	36	16	41,6	50	44	20	1
25,4 (1")	41	18	47,4	55	51	22	1
28,57 (1 1/8")	46	20	53,1	60	57	25	1
31,75 (1 1/4")	50	22	57,8	70	64	30	1
38,1 (1 1/2")	60	27	69,3	80	76	35	2
44,45 (1 3/4")	70	31	80,9	95	89	40	2
50,8 (2")	80	35	92,4	110	102	45	2

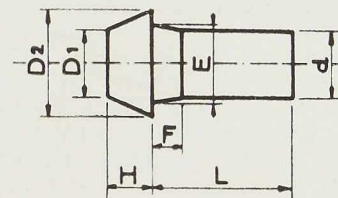


Fig. 107.

Diamètre nominal <i>d</i>	D ₁	D ₂	H	E	F	L min.
12,7 (1/2")	13	21	9	15	5	25
15,87 (5/8")	16	25	11	18	5	30
19,05 (3/4")	19	30	13	21	8	35
22,22 (7/8")	22	35	15	24	10	40
25,4 (1")	25	40	18	28	12	45
28,57 (1 1/8")	28	45	20	31	14	50
31,75 (1 1/4")	32	51	22	36	16	55

Rivets de bateaux, à tête tronconique, avec fraisage.

Boulons noirs avec écrous six pans.

Tableaux extraits du catalogue du Comptoir des Boulonneries belges (3^e édition, 1946).

La solution adoptée a, au contraire, en négligeant tout souci de facilité de fabrication, réalisé pleinement le but de l'économie de matière, c'est-à-dire de prix, et elle a évité la réduction exagérée, c'est-à-dire nuisible, de certaines dimensions.

Pour situer la normalisation belge, par rapport aux deux grandes normalisations britannique et américaine, nous avons reproduit, dans le tableau comparatif ci-contre, les dimensions du boulon à tête et écrou six pans.

Commentaire :

a) *Clés*. — Dans certains cas, et compte tenu du jeu des tolérances, les dimensions C. B. B. et B. S. S. se superposent ou sont très voisines. Ceci ne vaut toutefois que pour les diamètres inférieurs. Les dimensions U. S. A. sont très réduites pour les petits diamètres pour se rapprocher des normes anglaises à partir de 7/8 "

b) *Hauteur des têtes*. — Les dimensions B. S. S.

se situent entre les limites de tolérances du C. B. B. pour les dépasser pour les diamètres supérieurs. En général, les dimensions U. S. A. sont comprises dans les limites du C. B. B.;

c) *Hauteur des écrous.* — Les dimensions B. S. S. se superposent aux dimensions belges dans la première partie du tableau pour les dépasser par la suite, de même que les dimensions U. S. A.

En résumé, il n'existe aucune divergence accentuée entre les trois systèmes.

3° Longueurs des pièces

a) *Boulons divers.* — La longueur des tiges des boulons varie de 5 en 5 mm ce qui est suffisant pour permettre de réaliser n'importe quel serrage;

b) *Rivets.* — La longueur de tige des rivets varie de 2,5 en 2,5 mm sauf pour les grandes longueurs où les écarts sont de 5 mm. On évite de la sorte l'inconvénient fréquemment rencontré dans les ordres d'avant guerre sur lesquels figuraient des longueurs de tige variant de millimètre en millimètre.

4° Système de taraudage

Le système Whitworth Standard, universellement répandu a été adopté, de même que les tolérances qu'il impose.

Aucun autre choix ne pouvait apparaître plus judicieux.

*
**

La normalisation du Comptoir des Boulonneries belges a prévu la standardisation de trois types d'écrous, dix-sept types de boulons, cinq types de rivets, dont deux pour les rivets de charpentes métalliques et trois pour la construction navale.

Dans chaque cas, les dimensions finalement

adoptées ont été au préalable soumises à l'approbation des différents groupements de consommateurs par l'intermédiaire de la Fédération des Entreprises de l'Industrie des Fabrications Métalliques.

On peut encore affirmer que l'exportation des boulons et écrous aux dimensions de la normalisation du C. B. B. vers les pays nordiques ou certains pays d'outre-mer ne souffre aucune difficulté.

Nous donnons, page 79, à titre exemplatif, le tableau des boulons noirs N. 4, tête 6 pans avec écrous 6 pans N. 1 et celui des rivets N. 28, tête tronçonnique avec fraisage tels qu'ils figurent dans la brochure de normalisation, 3^e édition 1946.

Pour être complets, signalons que cette normalisation comporte, outre les feuilles de dimensions, les tableaux des poids pour chaque type de pièces, le poids de départ étant celui d'une pièce polie calibrée.

Les tolérances admises y figurent également de même qu'un tableau permettant de déterminer, pour un serrage requis, la longueur du boulon à commander.

*
**

A la lumière de ce qui précède, il est permis de conclure que la normalisation du C. B. B. a, tant par le choix judicieux de ses diamètres que par celui de dimensions déjà largement diffusées, répondu aux exigences de base d'une telle conception. Elle évite les inconvénients d'une réduction trop rigoureuse du nombre des diamètres ou d'une diminution trop accentuée des dimensions. Elle semble répondre parfaitement aux légitimes préoccupations techniques du producteur et de l'utilisateur. Nous n'en voulons d'autre preuve que l'accueil qu'elle a rencontré auprès de celui-ci, non seulement en Belgique, mais également dans certains pays étrangers.

Ed. D.

Articles à paraître prochainement :

Le nouveau théâtre de Malmö (Suède).

Le pont Reine Alexandrine, au Danemark.

Cintres métalliques pour grandes voûtes, par C.-F.-B. LEMAIRE.

Le pont bow-string de Tortosa (Espagne).



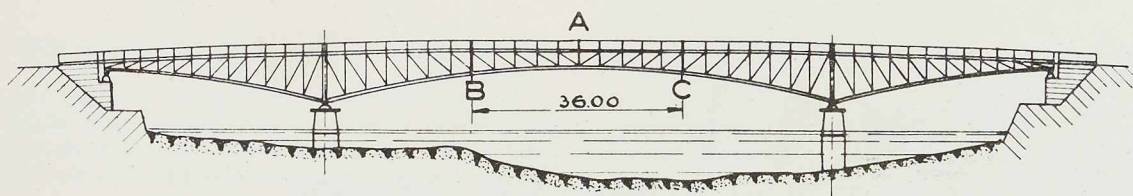


Fig. 108. Elévation du pont-route de la Mulatière, à Lyon.

Reconstruction du pont-route de la Mulatière à Lyon (France)

Dans leur retraite en 1944, les Allemands ont détruit la plupart des ponts lyonnais. Parmi ces ouvrages, se trouvait le pont-route de la Mulatière, donnant passage au-dessus de la Saône à la route nationale 86 de Paris à Beaucaire. Suivant leur méthode, les Allemands placèrent l'explosif à la clé de Parche, en A (fig. 108).

Toutefois, en raison du type de l'ouvrage (cantilever) à travée indépendante, le pont ne s'écroula pas entièrement. La travée indépendante, brisée en son milieu, pivota en B et C et s'affaissa dans le lit de la Saône, laissant subsister les travées consoles intactes.

La nécessité d'un ouvrage provisoire pour voitures apparut immédiatement et il fut décidé de faire la reconstruction en trois phases :

1° Etablissement sur la moitié amont d'une passerelle à voie carrossable, de 5^m50 de largeur avec deux trottoirs de 1 mètre;

2° Reconstruction de la moitié aval du pont définitif;

3° Démontage de la passerelle et reconstruction de la moitié amont.

Le problème urgent consistait donc à franchir cette brèche de 36 mètres. C'est un spécialiste des échafaudages tubulaires qui fut chargé de la construction d'une poutre droite originale qui constitue la première partie du programme de reconstruction du pont.

Caractéristiques de la passerelle

La passerelle comprend deux parties : une partie métallique et une partie en bois.

La partie métallique a une largeur de 6 mètres, une portée libre de 36 mètres et constitue une véritable poutre composée elle-même de 12 poutres élémentaires juxtaposées du type N, d'une hauteur totale de 4 mètres, entièrement construites en tubes d'acier de section standard.

Chaque poutre comporte une membrure inférieure et une membrure supérieure reliées entre elles par des montants verticaux espacés de 1^m50 les uns des autres. On constitue ainsi 24 cellules; la solidarisation, dans chacune d'elles, des membrures inférieures et supérieures est complétée par des diagonales résistant à l'effort tranchant (fig. 109).

Les 12 poutres sont reliées entre elles par des barres horizontales transversales, de 6 mètres de longueur, placées au droit des montants.

Cette passerelle est prévue pour donner passage à un convoi de camions de 3 tonnes se suivant à 5 mètres et pour des trottoirs de 1 mètre de large en encorbellement.

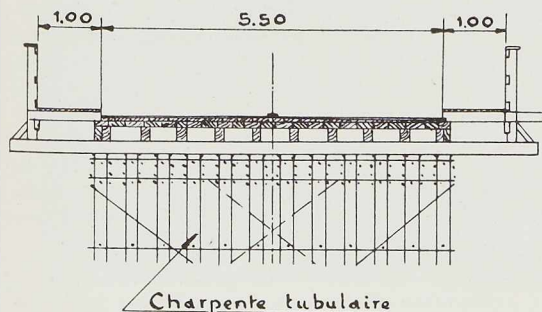
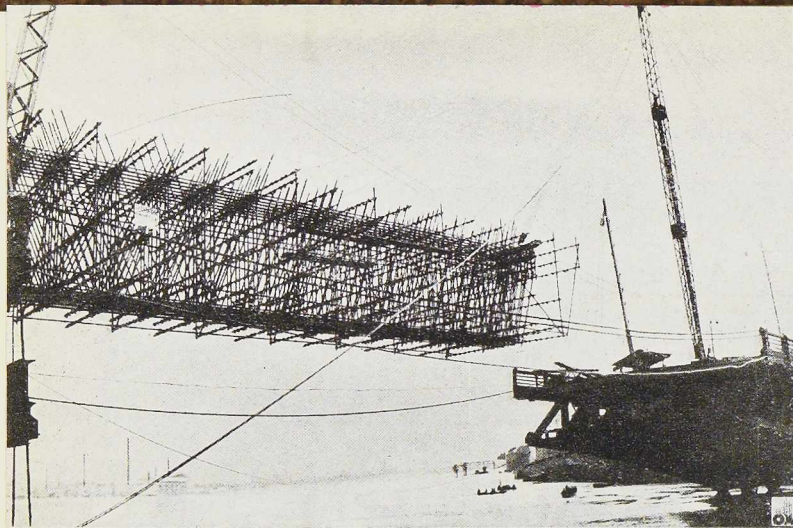


Fig. 109. Coupe transversale du pont-route de la Mulatière.



(Photo Sylvestre)

Fig. 110. Montage de la passerelle en construction tubulaire.

Le moment fléchissant maximum est de 452 tm. Quant à l'effort tranchant maximum, il est de 47 tonnes. Le platelage de roulement (en bois) a 7^m50 de largeur, se décomposant comme suit : 5^m50 de chaussée et deux trottoirs de 1 mètre.

Matériel de construction de la poutre métallique

La construction tubulaire « Entrepose » comporte exclusivement trois éléments constitutifs :

1° Les tubes, élément principal de l'ossature et constituant les membrures inférieures et supérieures, les montants et les diagonales; 2° les raccords; 3° les appuis des montants tubulaires.

Les tubes d'acier de l'ossature sont des tubes laminés sans soudure en acier Martin-Siemens; leurs caractéristiques sont les suivantes :

Poids : 4 kg par mètre courant; diamètre et 48 mm extérieur avec une épaisseur de 3,5 mm; résistance à la rupture : 60 kg/mm²; limite élastique : 36 kg/mm²; taux de travail admissible : 15 kg/mm².

Le travail moyen dans chaque tube est d'environ 5 kg/mm², donnant un taux de sécurité largement suffisant. Pour résister à l'effort tranchant supporté par les diagonales, on a placé (sur deux rangs) 72 diagonales dans la section 1, 60 diagonales dans la section 2, 48 diagonales dans la section 3.

L'effort maximum supporté par les diagonales est ainsi de 1,4 t. Les raccords correspondants ont été doublés. La sécurité, en cas de desserrement accidentel de boulons pour les effets dynamiques et de trépidation, est en outre assurée par une disposition inhabituelle à ce type de construction : des bagues soudées, plaquées contre les raccords d'extrémités, qui bloquent les

assemblages, s'opposant à tout début de glissement.

La passerelle repose sur l'ancien pont par l'intermédiaire de poutres métalliques à âme pleine 900 × 350 mm (sommiers) de 6 mètres de longueur et s'appuyant sur les trois poutres de rives de la travée console.

Cette poutre d'appui est elle-même reliée aux montants des poutres de rives par des fers U. Les appuis des tubes sur les sommiers se font à l'aide de socles reproduisant la pression sur une surface beaucoup plus grande que la section des tubes. Ils sont constitués d'une semelle circulaire de 20 cm de diamètre et d'une tige verticale à section cruciforme sur laquelle vient s'emboîter l'extrémité inférieure du tube.

Marche des travaux de construction

Le plus simple aurait été évidemment de construire la passerelle à sa place définitive en s'aidant de sapines de montage reposant sur le tablier effondré. Mais la nécessité de débayer rapidement la rivière en vue de permettre la reprise d'un important trafic fluvial empêcha d'adopter cette solution. Il ne restait alors qu'à construire la passerelle sur le pont existant et à la mettre en place par lancement. La nécessité de lancer une passerelle la plus légère possible conduisit à ne construire que les quatre poutres centrales; dans chaque cellule 16 diagonales seulement, réparties sur deux rangs, résistent à l'effort tranchant.

La passerelle fut tirée à l'aide d'un palan à six brins passant sur un mât de 21 mètres et accroché à la passerelle par un palonnier calé entre les deux rangées de diagonales. A l'arrière, un palonnier de retrait relié à la passerelle par un palonnier calé comme le palonnier de tirage permettait de freiner en cas de nécessité.

Mise en service

Le poids de la passerelle métallique est de l'ordre de 95 t. Le poids du platelage en bois est de 50 t. Afin d'augmenter de 2 à 3 le coefficient de sécurité, la circulation normale est limitée aux voitures de 2 tonnes. La surcharge totale maximum est ainsi voisine de 1/3 de la charge permanente. Le rapport est un facteur favorable de la bonne tenue de l'ouvrage. On constate bien que les vibrations au passage des véhicules restent insignifiantes.

BIBLIOGRAPHIE :

La reconstruction des ponts de Lyon, brochure éditée par l'École Centrale Lyonnaise.

La reconstruction des ponts de Lyon, par A. MOOK-ARAY, Circulaire de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série K, n° 13, 1946.



Ponts provisoires en poutres à âme pleine

Au cours des opérations militaires qui eurent lieu en Europe occidentale, en 1944-1945, les Alliés ont construit de nombreux ponts provisoires en poutres à âme pleine (principalement en poutrelles à larges ailes) dont certains constituent des ouvrages remarquables. M. W. Bowman, rédacteur en chef de l'importante revue américaine *Engineering News-Record* a publié, il y a quelque temps, une brochure faisant le bilan du travail accompli par le Génie militaire américain en Europe. Ci-après, on trouvera quelques exemples de ponts provisoires, extraits de la publication de M. Bowman, *American Military Engineering in Europe*.

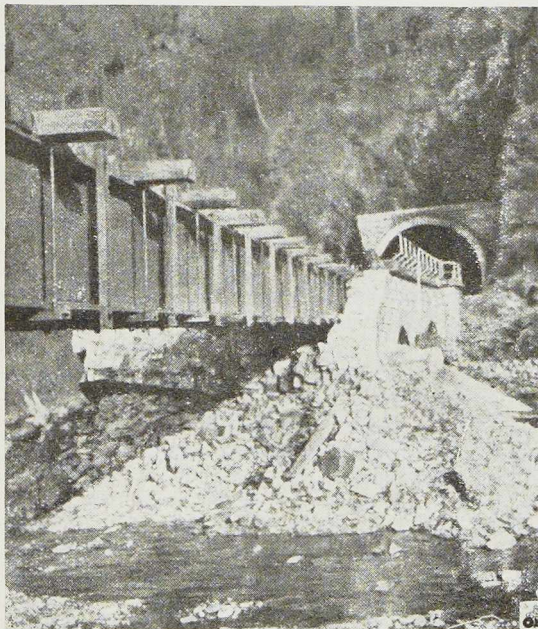


Fig. 111. Pont-rails en poutrelles à larges ailes sur la ligne d'Ettelbruck (Grand-Duché de Luxembourg).

Pont sur un canal à Metz (fig. 114)

Ce pont, en poutrelles à larges ailes de 1 mètre de hauteur, remplace un ouvrage détruit en maçonnerie de 260 mètres de longueur. Il a été construit en poutrelles à larges ailes de 1 mètre de hauteur au moyen d'une grue montée sur un wagon plat. Les maîtresses-poutres s'appuient sur des piles formées de tubes en acier foncés directement et qui faisaient partie de l'équipement des pionniers allemands; le génie américain, familiarisé avec l'emploi de pieux métalliques, soit sous forme de tubes, soit sous forme de poutrelles, a pu réutiliser directement ce matériel.

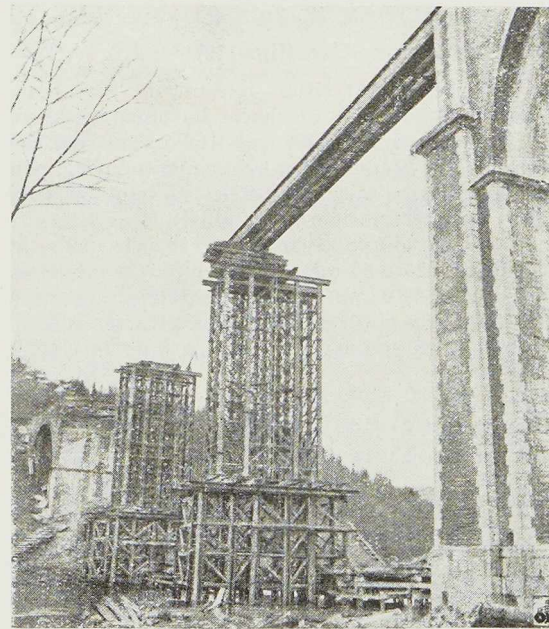


Fig. 112. Pont à Roanne-Coo (Belgique), sur la ligne Liège-Luxembourg, composé de trois travées de 26^m20 de portée.



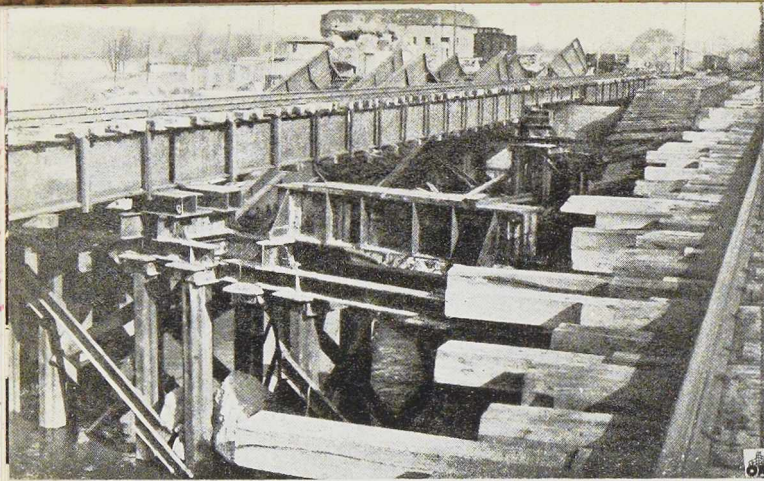


Fig. 113. Pont en poutrelles à larges ailes, à Thionville (France), reposant sur des piles en pieux creux en acier.

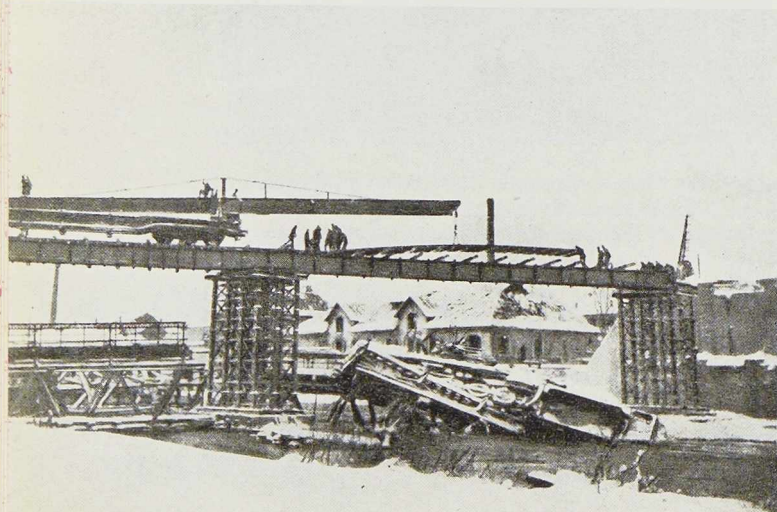
Pont de Thionville (fig. 113)

A Thionville, on a également utilisé des pieux métalliques en caisson, pris aux Allemands. Certains de ces pieux étaient constitués de palplanches métalliques à section semi-circulaire reliées ensemble; d'autres se présentaient sous forme de tuyaux avec un ou deux joints soudés. Même à travers les décombres, le battage de ces pieux ne présentait pas de difficulté. Par ailleurs, il était aisé de les entretoiser par des poutres transversales assemblées par soudure.

Pont de Roanne-Coo (fig. 112)

Cet ouvrage est situé au Nord de Trois-Ponts sur la ligne de chemin de fer Luxembourg-Liège. Le pont se compose de trois travées de 26^m20 de portée. Le système portant est constitué par 5 poutrelles à larges ailes de 1 mètre de hauteur, deux sous chaque rail et une au milieu. Une telle disposition, quoique correcte en théorie pour les portées de 25 à 30 mètres, est employée rarement, par suite de la difficulté d'entretoiser convenablement les poutres, ceci pour être sûr que la poutrelle du milieu porte sa part de la charge.

Fig. 114. Pont-rails, sur un canal à Metz, monté au moyen d'une grue roulante.



Généralement, on place trois poutrelles sous chaque rail, même si cela conduit à une dépense supplémentaire du métal.

Pont sur la ligne d'Ettelbruck, Grand-Duché de Luxembourg (fig. 111)

Cet ouvrage, réalisé en poutrelles à larges ailes, est entretoisé par des cadres en bois. Le pont est raidi en outre par des raidisseurs en poutrelles U, maintenu en place par des tiges filetées.

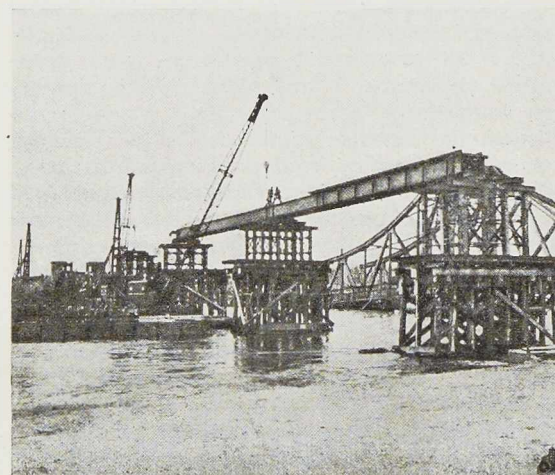
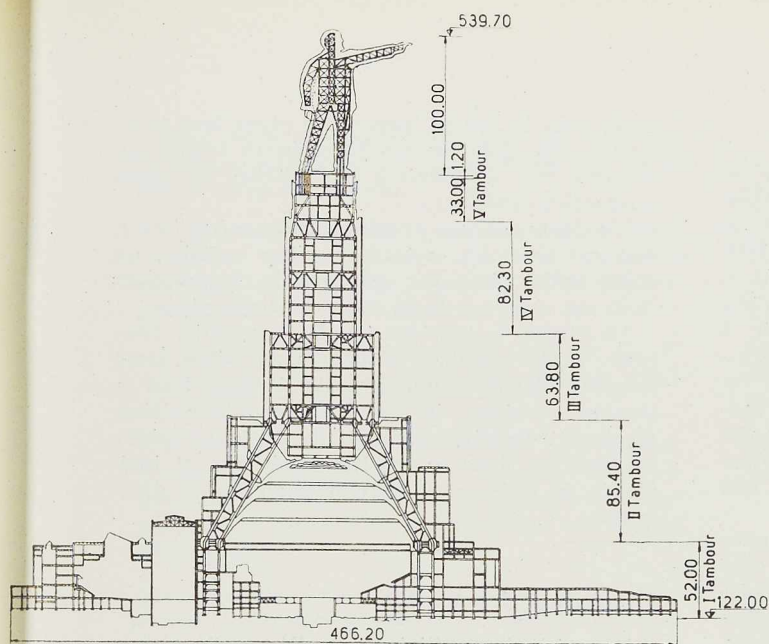


Fig. 115. Pont-rails sur le Rhin à Wesel (Allemagne).

Pont sur le Rhin à Wesel, Allemagne (fig. 115)

Le pont à Wesel est le premier ouvrage fixe construit sur le Rhin pour pallier le manque de liaison entre les deux rives du grand fleuve. Le Génie américain a monté ce pont en 10 jours 1/4, grâce à un programme de travaux soigneusement élaboré. Le pont-rails de Wesel est composé de 29 travées, dont vingt-huit de 22^m90 de portée et une de 28 mètres de portée. Les maîtresses-poutres sont en poutrelles à larges ailes de 1 mètre de hauteur.

Les notes qui précèdent montrent d'une façon éloquente les services que les poutrelles à larges ailes peuvent rendre dans la construction des ponts de portées moyennes; ces notes témoignent également de la grande habileté des ingénieurs américains à trouver des solutions adéquates, même dans les circonstances exceptionnellement difficiles.



Recherches expérimentales sur modèles de l'ossature du Palais des Soviets (Moscou)

par le Professeur **N. V. Kornoukhov,**
P. M. Varvak et V. G. Chudnovsky,

de l'Institut du Génie Civil de l'Académie des Sciences d'Ukraine

Quelque temps avant la seconde guerre mondiale, le Gouvernement de l'U. R. S. S. a décidé de construire un Palais destiné à abriter les services gouvernementaux de l'Union. Le nouveau Palais des Soviets sera le plus haut bâtiment du monde. Sa hauteur atteindra 417^m70 y compris une statue de Lénine, haute de 100 mètres.

L'ossature de cette gigantesque construction sera en acier, dont le tonnage à mettre en œuvre dépassera 3.000 tonnes. Les éléments principaux de la carcasse seront en acier spécial « D. S. » à 54-62 kg/mm². Tous les assemblages seront exécutés par rivure. La statue de Lénine sera en acier inoxydable.

Au moment de l'attaque allemande, en juin 1941, les fondations du nouveau palais étaient achevées et on procédait au montage des premiers éléments de la carcasse en acier. Etant donné l'importance de la construction, les laboratoires de l'U. R. S. S. se sont livrés à des essais approfondis en vue d'étudier la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de différentes sollicitations, et notamment sous l'effet de la pression du vent.

L'article qu'on va lire se rapporte à des recherches sur modèles de l'ossature du Palais des Soviets, effectués par le professeur Kornoukhov et MM. Varvak et Chudnovsky. **O. M.**

Introduction

L'Institut du Génie civil a mis au point une méthode théorique de calcul sur la stabilité dans l'espace du Palais des Soviets de l'U. R. S. S. Le calcul complet de l'une des variantes a été effec-

tué. A la suite de ces travaux théoriques, on a procédé à des recherches expérimentales sur la stabilité de l'ossature; on a utilisé des modèles simplifiés correspondant à la variante étudiée de l'ossature.



Disposition générale

La partie principale de l'ossature en acier du Palais des Soviets représente un système hyperstatique complexe dans l'espace, composé de 5 solides prismatiques réguliers extérieurs et intérieurs à 32 arêtes désignés par la suite sous la dénomination de tambour cylindrique inférieur et supérieur, et d'une pyramide tronquée à 32 arêtes intermédiaires, désignée sous la dénomination de tambour conique. L'ensemble est composé de cinq tambours: le premier, le troisième et le quatrième sont cylindriques; le second est conique; quant au cinquième, il est cylindrique dans sa plus grande partie, mais avec une petite partie de forme conique.

Chaque tambour est composé de 32 colonnes intérieures. Les colonnes sont reliées entre elles dans deux directions perpendiculaires par des entretoises puissantes à savoir dans la direction radiale des fermes, et dans la direction perpendiculaire des poutres tangentiels. Les 32 colonnes extérieures et les poutres tangentiels forment

entre elles 32 cadres tangentiels plans tous identiques. Par analogie, les 32 colonnes intérieures forment avec les poutres tangentiels 32 cadres tangentiels intérieurs.

Les deux colonnes situées sur un même rayon forment ensemble, avec les poutres radiales, un cadre radial plan. Par conséquent, chaque tambour est composé de 32 cadres radiaux plans.

Au niveau de tous les nœuds du premier tambour, se trouvent les planchers en béton armé formant disques annulaires tandis que dans le tambour conique, il y a des fermes annulaires situées à deux niveaux différents. La tour conique est pourvue dans ses parties supérieure et inférieure de puissantes entretoises en forme d'anneau.

Programme des travaux

Les essais de stabilité sur modèles avaient pour but de rechercher les conditions de flambage des éléments de l'ossature et de vérifier le degré d'exactitude des calculs théoriques.

En particulier, les recherches avaient pour but d'obtenir les indications nécessaires pour résoudre les points suivants :

1° Formes possibles de flambage et de renversement;

2° Quels sont les tambours et quels sont les éléments des modèles qui sont les plus faibles du point de vue du flambage et du renversement;

3° Sous quelle charge est atteinte la sollicitation maximum admissible dans les colonnes.

En faisant ces recherches, il a fallu tenir compte de deux exigences contradictoires :

1° Nécessité de maintenir la similitude géométrique avec les matières de l'édifice véritable qui est construit en acier spécial D.S. (1). L'acier D.S. a la composition chimique suivante :

0,12-0,21 % C; 0,25-0,40 % Si; 0,70-1,10 % Mn; 0,40-0,60 % Cr; 0,50-0,70 % Cu; P ne dépassant pas 0,04 %; S ne dépassant pas 0,04 %. Cet acier a une résistance à la rupture de 54-62 kg/mm² et une limite élastique de 36 kg/mm²; son taux de travail a été fixé à 16 kg/mm²;

2° Nécessité pratique de réalisation et de sollicitation des modèles dépendant d'une simplification indispensable de la construction et du mode d'application des charges.

(1) D. S. abréviation des mots russes « Dvoretz Sovietov » (Palais des Soviets).

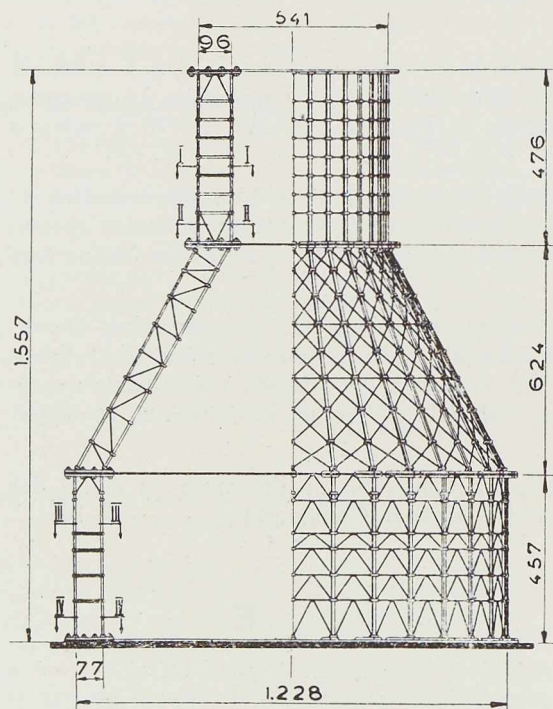


Fig. 117. Schéma et dimensions principales du modèle à l'échelle 1/130, correspondant aux trois premiers tambours.



Pour tenir compte de ces deux facteurs, les conditions suivantes ont été observées lors de la construction des modèles :

1° Les modèles sont géométriquement semblables au schéma général des trois tambours inférieurs de l'ossature dont dépend la stabilité générale de la construction;

2° Les modèles ont été réalisés avec un axe de symétrie, bien que, en réalité, les colonnes n'ont pas toutes la même section;

3° Les colonnes des modèles ont une section constante rectangulaire; les rapports entre les moments d'inertie principaux des colonnes des modèles et ceux de la construction réelle sont identiques;

4° Lors de l'essai des modèles, les charges étaient appliquées au niveau du disque supérieur du troisième tambour; on a adopté la même valeur pour trois tambours; cette valeur correspondant à la section des colonnes du premier tambour;

5° Les colonnes du modèle ont été fabriquées avec l'acier D.S.;

6° Le treillis d'entretoise secondaire du modèle a été exécuté au moyen de fils de fer en acier St. 3 ⁽¹⁾;

7° Le moyen d'assemblage des éléments de la poutraison et des colonnes devait exclure toute possibilité de surchauffe de ces derniers.

A cours des travaux sur modèle de l'ossature, on a effectué les essais suivants :

a) Application des charges au modèle à intervalles réguliers (8 à 10 étapes) en vue d'établir le rapport entre la force de compression et les déformations longitudinales et transversales du modèle, ainsi que pour définir la charge limite;

b) Mesures du raccourcissement de l'axe du modèle en vue d'étudier la loi de déformation longitudinale de l'axe du modèle par rapport à la charge;

c) Déformations longitudinales des colonnes (de 4 en 4) de l'enveloppe extérieure et intérieure dans les trois tambours. Ceci permettait d'observer la loi de répartition des efforts dans les colonnes suivant la circonférence, et d'avoir une idée sur la répartition de la charge entre l'enveloppe extérieure et l'enveloppe intérieure du modèle;

⁽¹⁾ L'acier St. 3 est un acier de construction produit en U. R. S. S.

d) On a mesuré les déformations radiales et tangentielles des disques et de certains nœuds particuliers du modèle, en vue de fixer les déformations transversales du modèle et leur accroissement en fonction de la force de compression.

La force comprimant le modèle a été mesurée au moyen de dynamomètres à disques. Le raccourcissement de l'axe du modèle se mesurait au moyen d'un extensomètre. Les déformations longitudinales suivant l'axe des colonnes ont été mesurées à l'aide d'extensomètres disposés dans 8 colonnes extérieures et 8 colonnes intérieures. Les déplacements radiaux et tangentiels des disques et des nœuds ont été mesurés au moyen

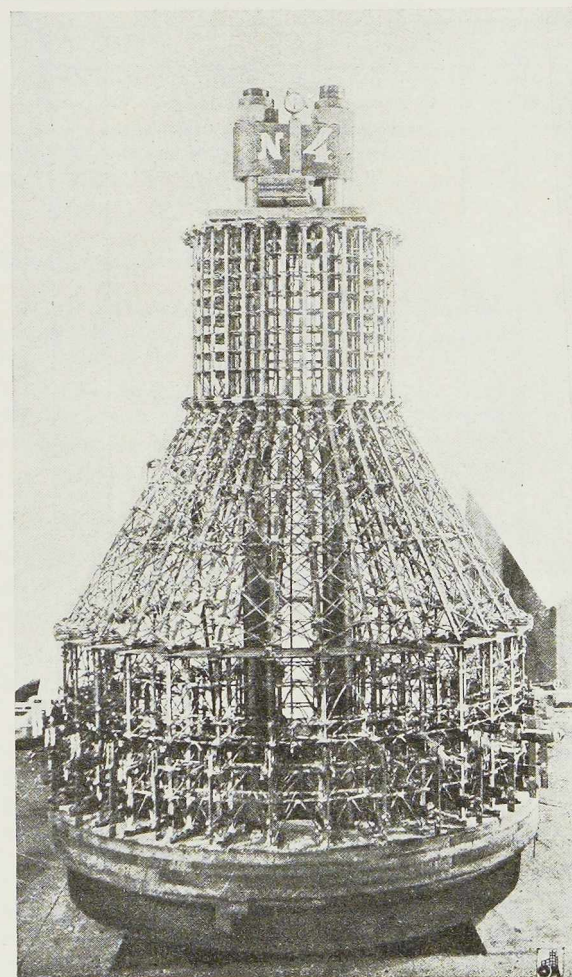


Fig. 118. Modèle n° 4 au cours des essais.

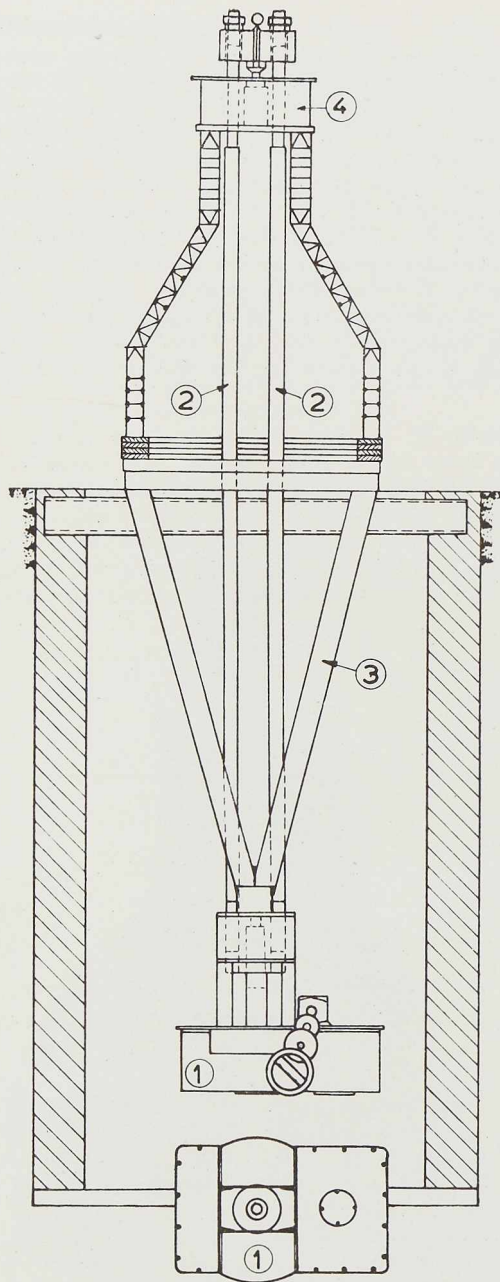


Fig. 119. Presse de 150 tonnes conçue et construite pour l'essai des modèles réduits de l'ossature du Palais des Soviets.

1. presse; 2. tirants; 3. supports; 4. poutre de mise en charge.

d'appareils spéciaux. Tous les modèles ont été essayés jusqu'au flambage.

Dans quatre modèles, la charge a été dirigée suivant l'axe vertical et dans les deux autres, avec une certaine inclinaison. Ce dernier mode de chargement a été exécuté en vue d'étudier l'influence de la charge horizontale sur la capacité portante de l'ossature.

Description du modèle

En partant du gabarit du bâtiment et de la puissance des appareils d'essais, les modèles de l'ossature ont été fabriqués à l'échelle de 1/130. Ils correspondaient aux trois premiers tambours de l'ossature. La hauteur du modèle est de 1.563 mm. Le schéma du modèle, ainsi que les dimensions principales sont indiqués à la figure 117.

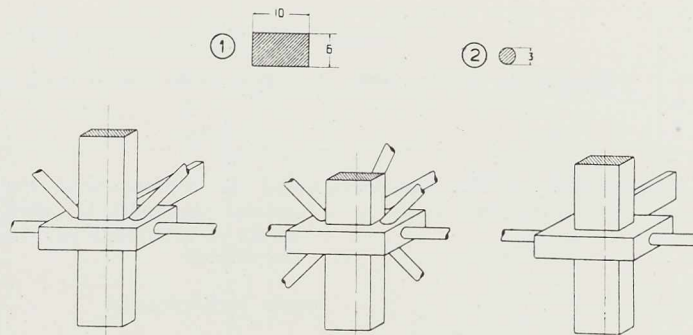
Les colonnes de l'ossature réelles sont composées de plats et cornières formant un profil double T. En raison de l'échelle adoptée, les dimensions des sections transversales des colonnes et des entretoises du modèle étaient tellement petites, qu'il était difficile de conserver la similitude des sections des colonnes du modèle et de la construction réelle. En raison de cela, il a été décidé que les colonnes du modèle auraient une section rectangulaire mesurant 6×10 mm en conservant ainsi la similitude des sections transversales des colonnes et l'égalité des rapports entre les moments d'inertie principaux de la section des colonnes du modèle et de la construction réelle. Il est bien entendu qu'on ne pouvait pas conserver l'égalité entre la raideur du modèle et celle de la construction réelle. Toutefois, étant donné le faible élancement des colonnes de l'ossature ($\lambda < 50$) la valeur de la tension critique ne dépend de l'élancement que dans une très faible mesure.

Dans l'ossature réelle, aux endroits de jonction du premier tambour avec le second, et du second avec le troisième, on a prévu deux puissantes poutres circulaires d'entretoisement : la poutre supérieure est comprimée et la poutre inférieure est tendue. Ces poutres circulaires supportent les efforts horizontaux transmis par les colonnes du tambour conique. Pour des raisons constructives, dans le modèle de l'ossature, les poutres circulaires d'entretoisement ont été exécutées au moyen de deux tôles de 2 mm d'épaisseur chacune, leur largeur étant de 160 mm. Cette façon de faire permettait d'assembler les modèles sous forme de tambours séparés et de réunir ensuite ces derniers au moyen de boulons. A la partie supérieure du



Fig. 120. Coupes axonométriques des nœuds du modèle n° 4.

1. section transversale des colonnes,
2. section transversale des poutres.



troisième tambour et à la partie inférieure du premier tambour, on a prévu, pour des raisons constructives, des disques circulaires en tôle de 6,2 mm.

Les poutres radiales du premier tambour ont été exécutées dans le modèle avec une section rectangulaire pleine, alors que, dans la construction réelle, cette section est creuse. Etant donné que les poutres travaillent principalement à la flexion, les dimensions de leurs sections transversales ont été déterminées en partant de la similitude des moments d'inertie des sections des poutres et des colonnes.

Les sections de la poutre du premier tambour sont rectangulaires et mesurent $3 \times 8 \text{ mm}^2$. Celles des poutres radiales du troisième tambour ont également une section rectangulaire mesurant $3 \times 6 \text{ mm}^2$. L'assemblage des poutres radiales des premier et troisième tambours aux colonnes a été fait au moyen de soudures. Tout le treillis d'assemblage a été exécuté avec du fil de fer de 3 mm de diamètre.

Les nœuds d'assemblage des éléments en fil de fer ont été réalisés au moyen de soudo-brasure.

La figure 118 montre le modèle n° 4; la figure 120 est relative aux nœuds du modèle (coupe axonométrique).

Pour exécuter les essais de stabilité des modèles, l'Institut a étudié et a construit une presse spéciale de 150 tonnes de capacité (fig. 119).

Calcul des charges critiques

En vue d'étudier l'ordre de grandeur des charges critiques et de les comparer avec des données expérimentales, on a fait préalablement à l'essai des modèles, des calculs relatifs aux charges critiques pour chacun des tambours, tant pour les systèmes isolés dans l'espace que pour le modèle dans l'ensemble, dans l'hypothèse d'un ren-

versement ou d'un flambage dans les limites de l'élasticité. En outre, on a déterminé les charges limites provoquant des tensions d'écoulement dans les colonnes du modèle. Les résultats de ces calculs sont consignés dans le tableau n° I.

Le calcul théorique des valeurs de la charge critique a montré que la perte de stabilité, par suite de torsion du troisième tambour, s'est produite avant le flambage du même tambour.

Essais des modèles

Nous décrirons en détail l'essai d'un des modèles désigné sous le n° 5, et donnerons les résultats d'essais des autres modèles.

Le modèle n° 5 a été essayé sous la sollicitation d'une charge verticale centrée. Lors de ces essais, on a mesuré les valeurs suivantes :

- 1° La force de compression;
- 2° Le raccourcissement de l'axe du modèle;
- 3° Les déformations longitudinales des colonnes séparées, ce qui permettait de calculer les efforts dans les colonnes;
- 4° Déplacements radiaux et tangentiels des nœuds isolés du modèle.

Les déplacements radiaux et tangentiels des nœuds du modèle ont été déterminés suivant deux diamètres opposés à l'aide de fleximètres. Les déplacements radiaux ont été mesurés à six niveaux différents et les déplacements tangentiels à trois niveaux.

D'après les indications des fleximètres, on a établi des graphiques d'augmentation des déplacements radiaux et tangentiels des nœuds séparés, en fonction de l'intensité de la charge sur le modèle.

Après avoir placé les appareils de mesure, le

No	Désignation du système calculé	Particularités constructives	Charges critiques théoriques en tonnes		Charge correspondant à la limite d'élasticité du métal des colonnes (en tonnes)
			Flambage	Torsion	
1	Troisième tambour considéré comme système isolé.	Avant le renforcement des cadres tangentiels extérieurs et intérieurs par des étrésillons.	81,3	59,2	138
2	Idem.	Après renforcement.	886	1.652	138
3	Deuxième tambour considéré comme système isolé.		493	2.112	121
4	Premier tambour considéré comme système isolé.	En tenant compte de tous les étrésillons dans le cadre tangentiel intérieur.	1.038	2.433	138
5	Idem.	Sans étrésillons dans l'un des panneaux supérieurs du cadre tangentiel intérieur.	865	1.910	138
6	Idem.	Sans étrésillons et sans entretoises intermédiaires dans les deux panneaux supérieurs du même cadre.	634	1.451	138
7	Le modèle dans son ensemble.	Troisième tambour muni d'étrésillons dans les cadres tangentiels extérieurs et intérieurs.	352	1.451	121

Tableau I. - Résultats des calculs théoriques

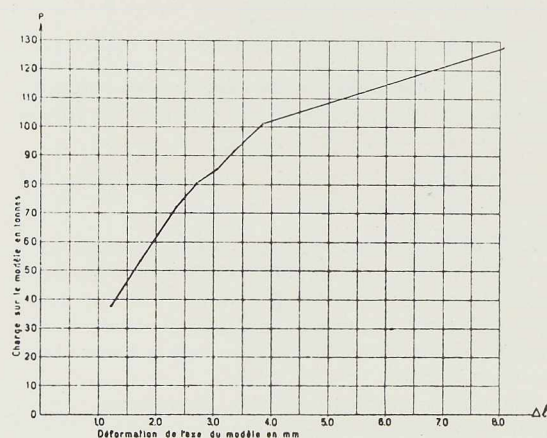


Fig. 121. Diagramme montrant le raccourcissement de l'axe du modèle en fonction de la charge appliquée.

modèle a été soumis à une compression en quatre étapes jusqu'à 50 tonnes, pour vérifier l'exactitude du travail des appareils.

Après la mise en compression, le chargement du modèle s'est fait par étapes jusqu'à perte de stabilité. En tout, il a été effectué dix étapes de chargement. La force qui a déterminé la perte de stabilité était égale à 127,8 tonnes. Les premières lectures dans tous les appareils ont été faites lorsque la charge atteignait 25,8 tonnes et par la suite, cette lecture était considérée comme origine pour toutes les valeurs mesurées. La relation entre le raccourcissement de l'axe du modèle et la charge est représentée graphiquement à la figure 121. Ce graphique montre que jusqu'à la charge de 80 tonnes, la relation entre le raccourcissement de l'axe et la force de compression est presque linéaire. Par la suite, le raccourcissement de l'axe croît plus rapidement que



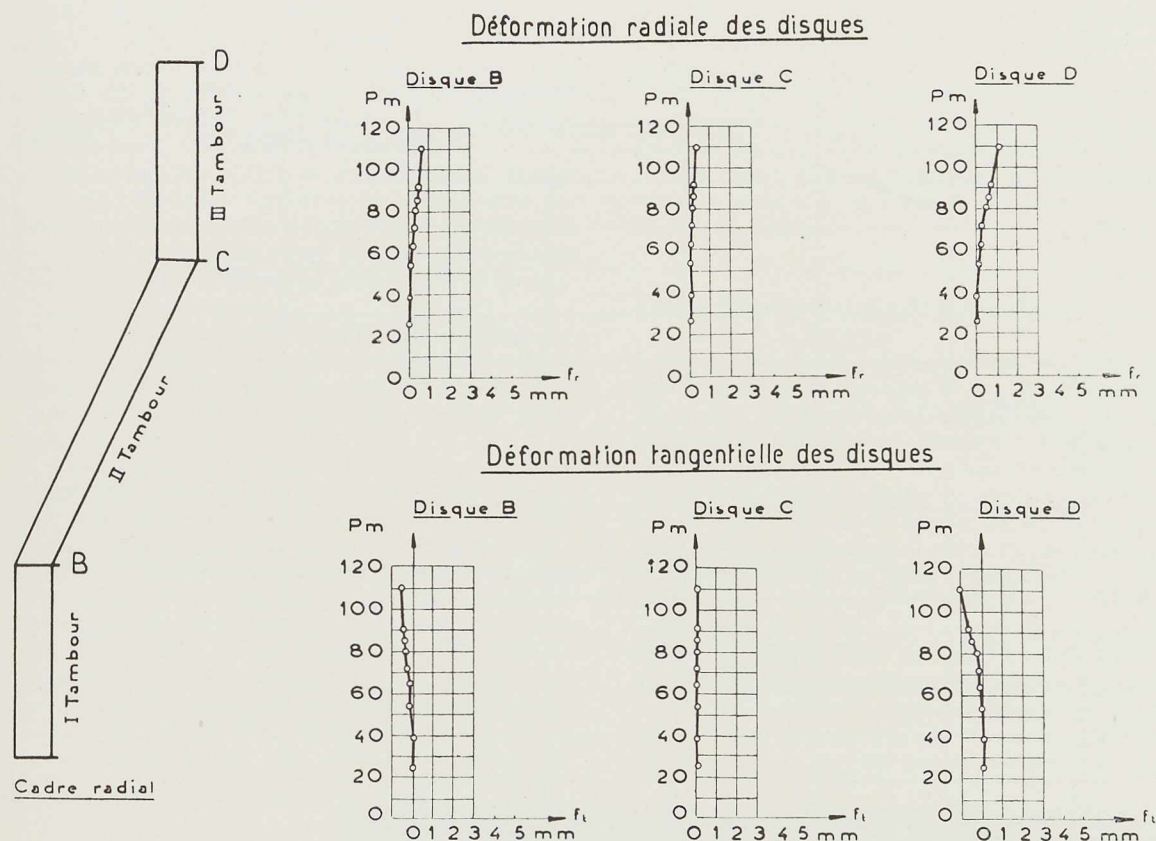


Fig. 122. Déformations radiales et tangentielles des disques du modèle n° 5 en fonction des charges.

la charge. Le raccourcissement total de l'axe du modèle, au moment du renversement, était égal à 8 mm (0,5 % de la hauteur du modèle).

Les déformations radiales et tangentielles du disque supérieur, représentées à la figure 122, ont été proportionnelles à la charge. Cette figure montre, d'autre part, que la valeur de ces allongements, est relativement faible; l'accroissement brusque des déplacements correspond au moment où le modèle perd sa stabilité.

Les efforts dans les colonnes ont été déterminés d'après les lectures relevées sur les extrémités établies dans chacun des tambours du modèle. On a calculé les efforts longitudinaux dans les colonnes d'après les lectures des extensomètres. Les courbes de répartition des efforts dans les colonnes sont indiquées à la figure 123. Ces courbes sont données pour le premier, le deuxième et le troisième tambour et correspondent à la sixième étape de chargement. En abscisse, sont portés les numéros des colonnes sur lesquelles se trouvaient

les appareils. En ordonnée, on a porté les augmentations des efforts dans les colonnes calculées d'après les lectures faites sur les extensomètres. Sur les graphiques se rapportant au tambour conique, on a porté les composantes verticales de tous les efforts. La répartition des efforts dans les colonnes extérieures est indiquée en traits pleins et celle dans les colonnes intérieures en traits interrompus. En outre, on a porté sur ce graphique une ligne horizontale en traits mixtes correspondant à l'effort moyen dans les colonnes, obtenu en divisant les accroissements de charges par le nombre des colonnes du modèle.

La nature des courbes indique que la répartition des efforts longitudinaux dans les colonnes suivant la circonférence, n'était pas uniforme; cela s'applique particulièrement au premier et troisième tambour et concerne plus spécialement les dernières étapes du chargement. Cette non-uniformité de répartition des efforts peut être partiellement expliquée par des rugosités inévi-

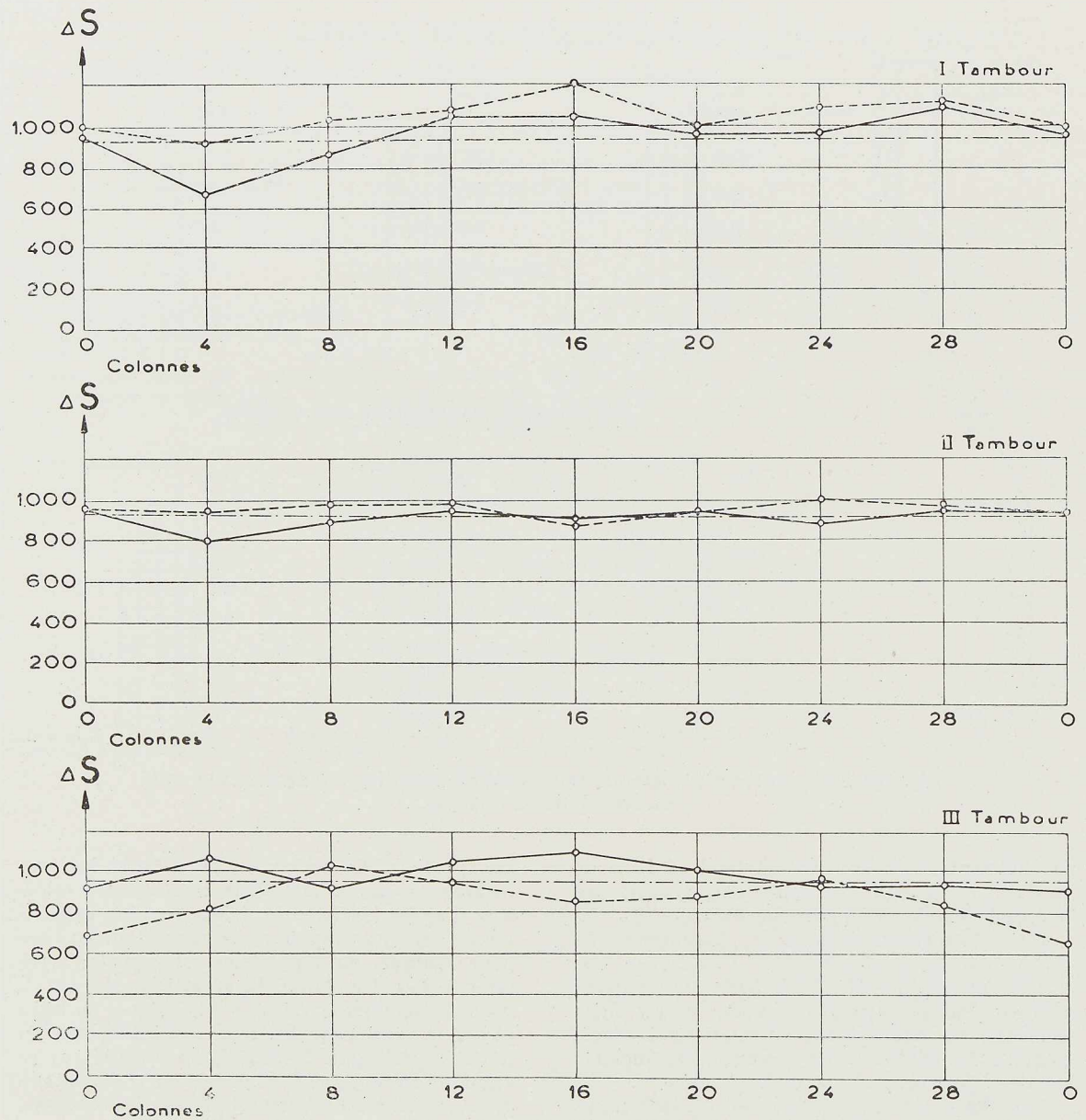


Fig. 123. Courbes de répartition des efforts dans les colonnes du modèle n° 5, correspondant à la sixième étape de chargement.

En traits pleins : colonnes extérieures. En traits interrompus : colonnes intérieures.
En traits mixtes : efforts moyens (d'après dynamomètre).



tables de l'anneau du modèle ainsi que du support en bois; cela peut également être expliqué par la non-uniformité de transmission des pressions sur le modèle par le tambour rigide de répartition malgré la présence de couches de plomb entre cette tour et le modèle.

En outre, il y a lieu de ne pas perdre de vue qu'une répartition uniforme des efforts dans un système possédant un si haut degré d'indétermination statique, peut être obtenue uniquement par un modèle absolument parfait, ce qui est pratiquement impossible.

Les efforts longitudinaux dans les colonnes du deuxième tambour conique sont répartis d'une façon plus uniforme. Cela tient au fait que ces colonnes sont plus éloignées des endroits d'application des charges.

Les courbes des efforts dans les colonnes intérieures et extérieures établies d'après les lectures des extensomètres forment des lignes brisées s'éloignant de l'horizontale en trait mixte correspondant à l'effort moyen dans les colonnes. En général les lignes en trait interrompu sont situées, à part quelques exceptions, plus haut que les lignes en traits pleins. Il en résulte que les colonnes intérieures de tous les tambours du modèle n° 5 sont plus sollicitées que les colonnes extérieures.

La perte de stabilité du modèle s'est produite d'une façon subite, par suite du flambage du

tambour conique. L'aspect intérieur du tambour conique après la perte de stabilité est montré à la figure 124.

Un certain dépassement de la charge critique par rapport à la charge théorique (calculée pour produire des tensions d'écoulement dans les colonnes) peut être expliqué par la participation dans la résistance aux efforts verticaux des éléments du treillis.

Résultat des essais d'autres modèles

Décrivons brièvement les résultats des essais des autres modèles : Le modèle n° 1 a été réalisé sans pièces de contreventement tangentielles dans les enveloppes extérieure et intérieure du troisième tambour supérieur. Les essais ont été effectués au moyen d'une force centrée. Le modèle a perdu sa stabilité par suite de la torsion du troisième tambour sous une charge de 62,8 tonnes, soit un chiffre voisin de la charge théorique de 59,2 tonnes (voir tableau n° I, p. 90).

Une telle diminution de la capacité portante du modèle témoigne d'une construction irrationnelle des liaisons dans l'enveloppe du premier tambour. L'essai des modèles a confirmé également que la solidité des assemblages de la poutraison aux colonnes jouait un rôle important pour la résis-

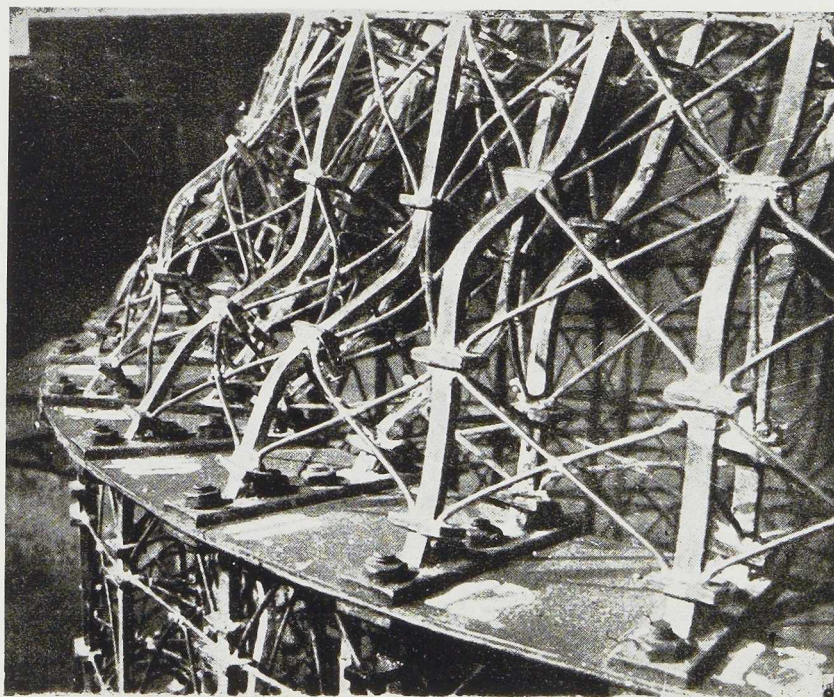


Fig. 124. Aspect du deuxième tambour après la perte de stabilité par flambage.

tance du modèle. Par exemple pour le modèle n° 3 où la résistance des assemblages des éléments de la poutraison aux colonnes, tout en étant déjà appréciable, est encore deux fois plus faible que l'élément assemblé lui-même, la valeur de la force maxima que le modèle a pu supporter a été égale à 72 tonnes.

Dans le modèle n° 2, la résistance des assemblages des éléments de la poutraison était une fois et demie plus faible que les éléments assemblés eux-mêmes. Dans ce dernier cas, la force critique était égale à 93 tonnes. Les modèles n°s 2 et 3 ont perdu leur stabilité par suite du flambage du tambour conique.

Deux modèles ont été essayés à la flexion composée (flexion avec compression).

Pour le modèle n° 4, la force maxima a atteint le chiffre de 108 tonnes. Ce modèle s'est écroulé par suite du flambage provoquant le voilement des fermes radiales du tambour conique.

*
**

Considérant le rôle important des liaisons pour assurer un travail d'ensemble des colonnes, certains modèles ont été essayés également, mais jusqu'à la limite élastique seulement, en vue de connaître les sollicitations des colonnes du premier tambour inférieur lorsque certaines colonnes du troisième tambour supérieur étaient sollicitées par des charges concentrées. En l'absence des liaisons et des anneaux d'entretoisement dans le modèle, ces charges auraient dû se transmettre uniquement aux colonnes au-dessus desquelles elles étaient appliquées. En réalité, étant donné la présence des liaisons, les charges isolées et localisées ont provoqué des sollicitations non seulement sur les colonnes directement chargées, mais également sur les colonnes voisines. Pour étudier la loi de répartition de ces efforts, la charge a été transmise au moyen d'une installation spéciale, uniquement à quatre colonnes du tambour supérieur. En même temps, on déterminait la répartition des efforts dans toutes les colonnes du tambour inférieur au moyen d'extensomètres.

Il a été étudié huit variantes d'application des charges. Pour se faire une idée claire des résultats des essais décrits ci-dessus, on a établi des graphiques des coefficients moyens de répartition des efforts dans les colonnes du premier tambour pour quatre variantes du chargement. Sur ces graphiques, les ordonnées représentent les moyennes arithmétiques du rapport entre l'effort dans la colonne étudiée et celui de la colonne chargée.

La figure 125 donne les graphiques pour deux

cas de chargement indiqués par des croix sur la figure à droite.

L'examen des graphiques montre que :

1° Toutes les colonnes du premier tambour participent au travail;

2° La transmission de l'effort des colonnes chargées vers les colonnes non chargées se produit, à part certaines exceptions, d'une façon plus ou moins régulière;

3° Les courbes de répartition des efforts dans les colonnes du premier tambour ont une allure sinusoïdale avec des pointes au droit des colonnes chargées.

Conclusions

1. Les calculs théoriques des modèles de la construction primitive (sans étrésoillons dans l'enveloppe extérieure et intérieure du troisième tambour) ont montré que le modèle devait perdre sa stabilité élastique sous une charge de 59,2 tonnes par suite de la torsion du troisième tambour.

Ces calculs ont été vérifiés lors des essais du modèle n° 1. Le perte de stabilité du modèle s'est produite sous une charge verticale centrée de 61,6 tonnes par suite de la torsion du troisième tambour.

2. Les calculs théoriques du modèle muni d'entretoises dans les enveloppes extérieure et intérieure du troisième tambour ont montré que sous une charge verticale centrée, la perte de stabilité devait se produire au delà de la limite d'élasticité par suite du flambage du second tambour.

Dans ce cas, la charge théorique maxima est déterminée par la valeur de la tension limite d'écoulement du métal et par la section transversale des colonnes (sans tenir compte du travail des sections des liaisons).

La valeur des charges limites pour le tambour cylindrique du modèle est égale dans ce cas à $P_{\max} = 138$ tonnes et pour le tambour conique (par suite de l'inclinaison des colonnes) à $P_{\max} = 121$ tonnes.

C'est pourquoi on devait s'attendre à ce que la perte de stabilité du modèle se produise par suite du flambage du tambour conique sous une charge verticale centrée, voisine de 121 tonnes.

Les essais du modèle, exécutés sous l'application d'une charge verticale centrée, ont montré que, dans tous les cas, la perte de stabilité du modèle se produisait par suite du flambage du tambour conique.

3. Un facteur très important influençant la valeur de la charge critique est constitué par la



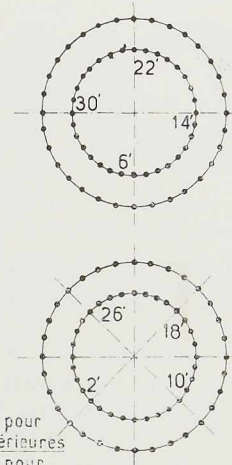
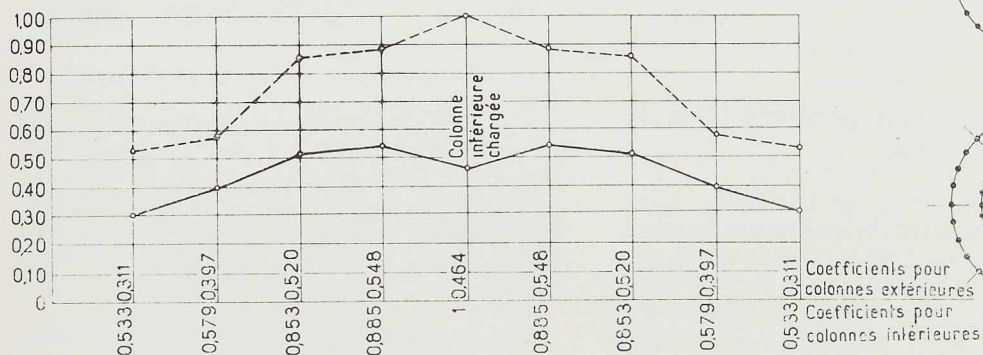
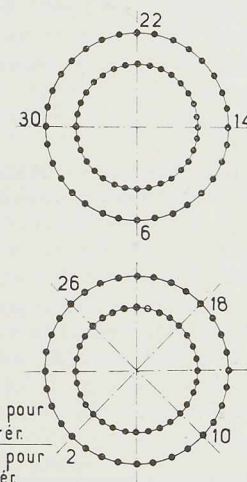
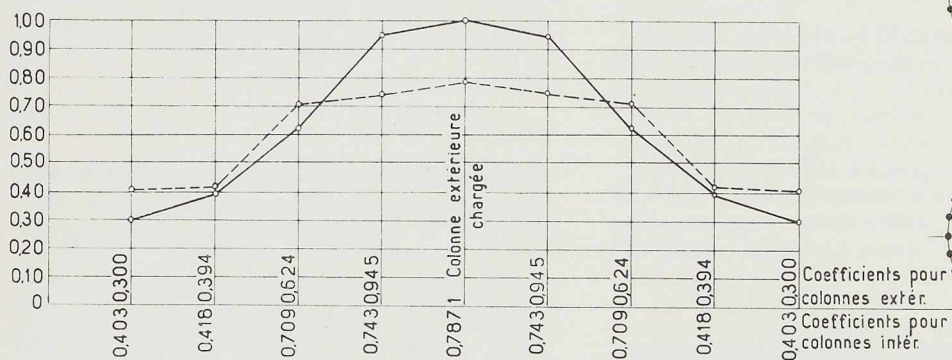


Fig. 125. Graphiques des coefficients moyens de répartition des efforts dans les colonnes du premier tambour du modèle n° 4.



solidité des assemblages aux nœuds. Si cette solidité est garantie complètement, c'est-à-dire si la résistance du nœud n'était pas moindre que la résistance des éléments assemblés, la valeur de la charge critique est voisine de la capacité portante, limite calculée en tenant compte de l'apparition de l'écoulement dans les colonnes du tambour conique.

4. Les charges limites lors de l'essai des modèles à la flexion composée (flexion avec compression) sont, comme il fallait s'y attendre, inférieures.

5. Les essais de chargement du modèle n° 4, exécutés dans les limites d'élasticité de huit façons différentes, ont montré que lorsqu'on chargeait uniquement quatre colonnes intérieures ou extérieures du troisième tambour :

a) Toutes les colonnes du premier tambour participaient à la résistance;

b) Dans les différentes combinaisons de chargement des colonnes du troisième tambour, le rapport de l'effort dans la colonne du premier tambour la plus éloignée du point d'application de la charge à l'effort dans la colonne chargée était de 0,157 à 0,300;

c) La transmission de la charge des colonnes chargées vers les colonnes non chargées se produit conformément aux prévisions.

Les coefficients de répartition, ainsi obtenus, caractérisent le degré de participation de la poutrelle et des disques dans la répartition des efforts entre les colonnes.

N. K., P. V. et V. C.

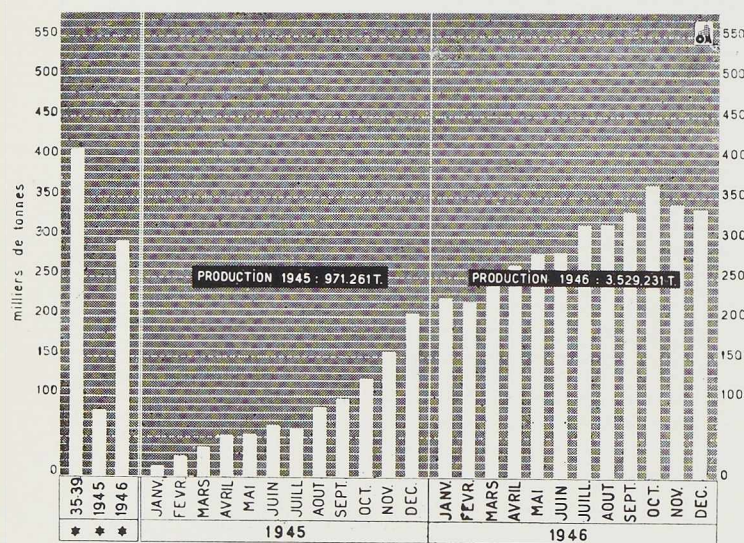
CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois de décembre 1946

Le mouvement de recul de l'ensemble de la production sidérurgique belgo-luxembourgeoise, amorcée en novembre, a continué au mois de décembre, bien que la production des usines belges, n'ait pratiquement pas changé. Les chiffres de production du dernier mois et pour l'ensemble de l'année 1946 sont les suivants :

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Décembre .	215.573	119.470	335.043
Année 1946 .	2.233.937	1.295.294	3.529.231

La production de l'année indique un redressement très net par rapport à celle de 1945 (total 971.961 t), mais elle n'atteint pas encore le niveau de l'année 1938, année de crise la plus grave de l'avant-guerre et dépasse à peine la moitié de celle de 1929, année record.



Mais c'est en comparaison avec la production mondiale que l'évolution de notre industrie sidérurgique apparaît sous une lumière plus significative encore : de 1900 à 1940 la production belgo-luxembourgeoise atteignait *grosso modo* un vingtième de la production mondiale. A l'heure actuelle, les chiffres ne représentent que 2 à 3 % de celle-ci.

Pour les prochains mois, la production se maintiendra probablement au palier actuel. Une nouvelle progression ne pourra être escomptée que pour le printemps, avec l'amélioration de la situation charbonnière. L'engagement de 20.000 ouvriers baltes, devant remplacer des prisonniers de guerre, assurera le maintien de la production de charbon belge; on s'attend à des arrivages de charbon plus importants d'Amérique et de Pologne.

Marché intérieur

La grève des dockers d'Anvers a retardé de trois semaines l'expédition des produits destinés à l'exportation. Il s'en est suivi une certaine facilité dans l'exécution des commandes intérieures. D'autre part, à la suite d'un récent accord entre producteurs belges et luxembourgeois, ces derniers se chargent de l'exécution de certaines commandes restées en suspens sur le marché intérieur belge, ceci en échange de fournitures de matières premières par la Belgique. Par contre, le dilemme des prix n'est toujours pas résolu.

A l'intérieur, nos ateliers de construction travaillent à plein rendement. Parmi les récentes commandes, on cite des wagons pour le chemin de fer du B. C. K., des wagons et des wagons-citernes pour la France. Par ailleurs, le gouvernement anglais a confié aux ateliers belges la réparation de quelque 200 locomotives circulant en Belgique et en France. La S. N. C. B. vient de mettre en adjudication 19 auto-motrices pour les lignes Bruxelles-Anvers et Bruxelles-Charleroi. Des commandes de wagons pour le réseau belge

Fig. 126. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.
*** Moyennes mensuelles des années 1935-1939, 1945 et 1946.



sont également attendues. On signale enfin une commande de 45 wagons-lits, confiée à un de nos principaux ateliers de construction par la Compagnie internationale des Wagons-lits.

Marché extérieur

A l'exportation, d'une façon générale, la situation reste aussi tendue que pendant les mois précédents. De nouveaux accords ont été conclus avec certains pays étrangers, tels la Hollande et la Suède, et des pourparlers sont en cours avec d'autres, notamment la Grande-Bretagne et le Danemark. La pénurie d'acier dans le monde persiste; en Amérique, les prix ont été augmentés de 10 à 15 % et de nouvelles hausses sont prévues.

A la Conférence internationale pour le Commerce et le plein emploi, qui s'est récemment tenue à Londres, à la Sous-commission des pratiques commerciales restrictives, a été soulevée la question des ententes et notamment celle de l'Entente internationale de l'Acier (E. I. A.) qui, avant la deuxième guerre mondiale, réglait en large partie, l'exportation des produits sidérurgiques dans le monde. S'il ne peut pas être question d'un rétablissement actuel de ces ententes, on a pu effacer la présomption défavorable existant à leur égard, notamment aux Etats-Unis.

Concours d'architecture organisé par le Centre Belgo - Luxembourgeois d'Information de l'Acier

Le Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier a organisé un concours d'architecture dont le programme essentiel comportait l'étude d'un immeuble pour bureaux, à construire rue des Drapiers, sur un terrain mesurant approximativement 60 mètres en façade et 61 mètres en profondeur.

Treize concurrents ont remis des projets complets. Le jury, composé de M. Eugène François, ingénieur, professeur honoraire de l'Université de Bruxelles, président, de MM. J. De Braey, architecte à Anvers, E.-O. Stubbe, architecte à Bruxelles, L. Lobet, architecte à Liège, P. Flesch, architecte à Esch-sur-Alzette, et de M. V. Bourgeois, architecte à Bruxelles, désigné au vote secret par les concurrents, a examiné très attentivement les documents soumis à son attention. Il a décerné les primes suivantes :

Prime de 30.000 francs à chacun des trois projets suivants, classés ex-æquo :

Projet de M. Y. Blomme, architecte à Bruxelles, ingénieur-conseil : S. Tutundji, Bruxelles.

Projet de M. G. Ricquier, architecte à Bruxelles, ingénieur-conseil : L. M. Chapeaux, Bruxelles. Projet de MM. L. Loschetter et P. Reuter, architectes à Luxembourg ; ingénieur-conseil : F. Assa, Luxembourg.

Il a, d'autre part décerné :

Une prime de 20.000 francs au projet de M. S. Jasinski, architecte à Bruxelles; ingénieurs-conseils : Verdeyen et Moenaert;

Une prime de 15.000 francs au projet de M. M. Brunfaut, architecte à Bruxelles; ingénieur-conseil : Ateliers de Willebroeck;

Une prime de 10.000 francs au projet de M. L. de Vestel, architecte à Bruxelles; ingénieur-conseil : le Bureau d'Etudes industrielles Courtoy.

Il est particulièrement intéressant de noter que tous les projets, où grâce à l'ossature métallique, les points d'appui ont été réduits à l'extrême, ont adopté le principe d'une construction avec des surfaces de planchers entièrement libres. Les occupants sont à même de placer à chaque étage les cloisons intérieures selon les dispositions qui leur conviennent.

Certains des architectes ont proposé des solutions de cloisons amovibles, entièrement ou semi-métalliques, ayant déjà fait leurs preuves à l'étranger, et dont les projets soulignent l'intérêt considérable.

Certains projets montrent également l'utilisation à un haut rendement de locaux de réunions par la mise en œuvre de cloisons et même de planchers amovibles.

Les architectes primés ont été félicités au nom du jury par le Président du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier.

Un prochain numéro de la revue *L'Ossature Métallique* sera consacré à la présentation des projets primés.

La soudabilité des aciers, conférence de M. R. A. Nihoul

La technique belge et luxembourgeoise, dans un effort de collaboration étroite entre constructeurs, producteurs et techniciens des grandes administrations, a mis au point le premier projet de normes d'aciers pour constructions soudées (1).

M. R. A. Nihoul a fait à Paris, sous la présidence du professeur Bastien, le jeudi 30 janvier, un exposé sur cette question.

(1) Voir à ce sujet « Spécifications belges des aciers pour constructions soudées », *L'Ossature Métallique*, n° 1/1947, pp. 35-48.



Les emplois de la tôle émaillée aux Etats-Unis

M. L. G. Rucquoi, ingénieur, délégué de l'industrie sidérurgique belgo-luxembourgeoise et de l'industrie de la construction métallique aux Etats-Unis, attire notre attention, dans une note du 31 décembre 1946, sur le fait que dans les débouchés traditionnels de la tôle émaillée, tels que baignoires, lavabos et cuisinières, une concurrence de plus en plus envahissante s'est affirmée de la part des émaux au four, de l'acier inoxydable, et même des matières plastiques.

Aussi les fabricants de tôle émaillée sont-ils très intéressés par des résultats encourageants d'essais d'émaillage en une seule couche. Ce procédé, qui est de pratique courante pour l'émaillage en noir, est sur le point de pouvoir être étendu à l'émaillage en teinte claire et en blanc. Deux améliorations sont à la base de ce procédé :

1° Une meilleure qualité de tôle d'acier présentant une composition et un fini adéquats;

2° Une qualité convenable de la poudre à émailler. Les fabricants de ces poudres, au nombre de quatre aux Etats-Unis, promettent une composition permettant l'émaillage en une couche aussitôt que les producteurs d'acier seront en mesure de fournir l'acier adéquat.

Il y a dix ans...

L'Ossature Métallique publiait, dans son n° 2-1937, un article sur quelques types constructifs de maisons métalliques.

On y trouvait des détails sur les solutions adoptées pour une trentaine de maisons fabriquées en usine, déjà populaires aux Etats-Unis il y a dix ans. Parmi celles-ci figuraient déjà des maisons à murs portants en acier et des maisons à ossature.

L'industrie sidérurgique polonaise

Avant la deuxième guerre mondiale, les aciéries polonaises produisaient près d'un million de tonnes d'acier. La guerre a causé, à l'industrie sidérurgique de ce pays, des pertes considérables.

En vue de reconstruire les installations endommagées ainsi que pour augmenter la production sidérurgique, les autorités polonaises ont élaboré un plan s'étendant sur trois ans. La réalisation de ce plan coûtera, au pays, une somme équivalente à 3 millions de francs belges. On espère qu'après l'exécution du plan, la production sidérurgique de la Pologne atteindra 1.500.000 tonnes

d'acier-lingot. Pendant le premier semestre 1946, la production a été de 585.000 tonnes d'acier-lingot.

Construction soudée de tanks métalliques à pétrole, en U.R.S.S.

Dans la revue russe *Artoguennoé Delo*, l'ingénieur A. S. Falkevitch donne des détails sur la construction, en U. R. S. S., d'une série de réservoirs métalliques soudés, d'une capacité de 10.000 m³, destinés au stockage des produits pétroliers. Ces réservoirs ont un diamètre de 34^m44 et une hauteur de 11^m40. L'épaisseur des tôles du fond est de 6 à 8 mm, tandis que le fût est construit en tôles, dont l'épaisseur varie de 6 à 14 mm. Les tanks sont surmontés d'une couverture en tôle de 3 mm. Tous les assemblages ont été réalisés par soudure à l'arc électrique. Le montage du fond a été effectué directement sur une aire de sable, d'après les procédés en faveur aux Etats-Unis. Les résultats d'exploitation des tanks à pétrole en U. R. S. S. semblent être satisfaisants.

Création d'un Centre belge de Métallurgie physique

Il vient de se créer à Liège un « Centre belge de métallurgie physique » (C. B. M. P.), qui a pour objet l'étude de tout ce qui se rapporte à l'amélioration de l'élaboration des métaux. Ce centre est national, et il s'adresse à toute l'industrie belge. Il est dirigé par un Conseil d'Administration; ses travaux sont orientés par un Comité technique placé sous la présidence du professeur Thyssen.

Le Directeur du C. B. M. P. est M. Pierre Coheur; M. Aristide Gillet en est Secrétaire, et M. Oscar Bihet rapporteur.

Errata

Spécifications belges des aciers pour constructions soudées

Une erreur typographique s'est glissée dans le tableau 152.11, p. 42, qui fait suite à l'article de M. R. A. Nihoul.

A la page 42, pour les aciers à haute limite élastique 52-62 kg/mm², la désignation abrégée est A 52, la limite élastique pour les produits d'une épaisseur inférieure ou égale à 16 mm est de 36 kg/mm² au minimum.



Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Manual of design for arc welded steel structures (Manuel de calcul pour constructions métalliques soudées à l'arc)

par LA MOTTE-GROVER.

Un volume relié de 285 pages, format 15 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Air Reduction Sales Co., New-York, 1946. Prix : \$ 2,40.

Le Manuel de calcul pour constructions métalliques soudées à l'arc, publié récemment par la Société Air Reduction, répond à un besoin exprimé maintes fois par des ingénieurs praticiens et des professeurs d'instituts techniques; c'est une source remarquable de documentation « up to date », qui rend le calcul rapide et fournit un bon manuel d'instruction aux étudiants des écoles d'ingénieurs.

Bien que de nombreux chapitres du livre se rapportent plus spécialement à l'emploi de la soudure dans le bâtiment, les lecteurs travaillant dans d'autres secteurs industriels, y trouveront de nombreux renseignements utiles.

L'auteur de l'ouvrage, président et membre d'importantes commissions de recherches de l'American Welding Society, est très connu dans les milieux américains s'occupant de constructions soudées. Les méthodes et procédés présentés dans ce livre sont basés principalement sur les spécifications de l'American Welding Society, ainsi que sur l'édition 1946 des spécifications de l'American Institute of Steel Construction, et les rapports du Welding Research Council.

Les méthodes de calcul pour assemblage de poutres, et les hypothèses pour leur développement, contenus dans cet ouvrage, ont servi à calculer les éprouvettes utilisées par l'Université de Lehigh pour les recherches entreprises par cet établissement pour le Welding Research Council.

Un des chapitres les plus remarquables de ce traité est constitué par une série de 20 diagrammes pour le calcul rapide des éléments soumis à des charges excentriques, l'emploi de ces diagrammes permettant aux ingénieurs d'économiser de nombreuses heures de calcul.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 14, rue Van Orley, à Bruxelles, ouverte de 8 h. 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h. 30 à 12 heures).

Un autre chapitre intéressant est constitué par une série de tableaux donnant les charges que peuvent porter, en toute sécurité, différents types de poutres.

Parmi les principaux chapitres du volume, on peut citer notamment les chapitres suivants : Généralités — Spécifications — Calcul et construction des assemblages soudés — Matériaux de base — Electrodes — Différents procédés de soudure — Formation et qualité des soudeurs.

Notons enfin une remarque préliminaire de M. La Motte-Grover qui rencontre la tendance à mettre en œuvre des constructions hyperstatiques. Bien que la majorité d'assemblages soudés types ainsi que le tableau relatif aux charges de sécurité, aient été établis à l'usage des éléments simplement appuyés, on ne doit pas conclure que l'auteur a une préférence pour ce type de construction, par rapport aux constructions semi-rigides, lesquelles offrent souvent de substantielles économies en métal et en main-d'œuvre.

Les constructeurs et soudeurs auront intérêt à consulter ce document.

Recherches, études et considérations sur les constructions soudées

par F. CAMPUS

Un ouvrage de 274 pages, format 16 × 25 cm, illustré de 112 figures. Edité par : Sciences et Lettres, Liège, 1946. Prix : 250 francs.

M. F. Campus, professeur à l'Université de Liège, a poursuivi, au cours des dernières années, des études systématiques sur les soudures, les constructions soudées et la soudabilité des aciers. Ces études l'ont amené à effectuer de très nombreux essais, permettant, peu à peu, de déceler certains facteurs particulièrement importants de la construction soudée. Le professeur Campus a su s'astreindre, dans un ouvrage très important, à donner le résultat de ses essais, et surtout à en dégager les grandes leçons et les conséquences pratiques.

Il faut féliciter l'auteur de cet ouvrage d'avoir, en partant de recherches, étudié les problèmes scientifiques mêmes que pose l'emploi de la construction soudée, et d'avoir présenté à ce sujet une série de conclusions intéressantes.

L'ouvrage du professeur Campus traite tout spécialement du retrait des soudures. Ce problème est l'un de ceux qui l'ont préoccupé spé-



cialement et l'on trouve dans son ouvrage les lois expérimentales globales qui y sont relatives, les effets mécaniques qui en résultent, et enfin, les précautions qu'il faut prendre contre le retrait.

Une autre question très étudiée est celle des effets d'entaille, auxquels le professeur Campus attache une particulière importance. A ce sujet, il traite d'une série de problèmes qui donnent des explications scientifiques et pratiques des ruptures constatées en construction soudée.

Un chapitre consacré à la résistance et à l'endurance des soudures est également important.

Enfin, les métallurgistes autant que les constructeurs liront avec un très vif intérêt le chapitre consacré à la soudabilité des aciers.

Nous croyons que cet ouvrage, qui est basé sur une expérience importante, apporte une solution à plusieurs problèmes qui préoccupaient depuis longtemps les spécialistes de la construction soudée. Il mérite de figurer dans la bibliothèque de tous les ingénieurs préoccupés de ces questions.

Cet ouvrage a été honoré d'une subvention de la Fondation universitaire.

De invloed van de atmosfeer en de warmtebehandeling bij het electrisch lasschen
(Influence de l'atmosphère et du traitement à chaud dans la soudure électrique)

par H. G. GEERLINGS

Un ouvrage de 152 pages, format 16 × 24 cm, illustré de 95 figures. Edité par Elsevier Publishing Co, Amsterdam, 1946.

Le travail du Dr Geerlings se rapporte principalement à la soudure des tôles de chaudières. Les différents chapitres de l'ouvrage concernent les sujets suivants : dosage des gaz diffusés dans l'acier; soudure d'après le procédé semi-automatique Elin-Hafergut; influence de l'azote, oxygène et hydrogène sur la structure et les propriétés de l'acier; méthode pour le traitement à chaud des soudures; choix des éprouvettes soudées; corrosion intercrystalline; influence de l'atmosphère ambiante sur les cordons soudés; etc...

Art. Numéro hors série de l'« Architecture d'Aujourd'hui »

Un ouvrage de 120 pages, format 24 × 31 cm, illustré de nombreuses figures et planches en noir et en couleurs. Edité par l'Architecture d'Aujourd'hui. Prix 500 francs français.

Cet album, présenté avec luxe et élégance, est consacré à l'architecture, à la sculpture, à la peinture et aux tapisseries.



Dans la section « Architecture », on trouve des études remarquables, signées de noms qui font autorité. C'est ainsi que Le Corbusier parle, dans son article « L'Espace indicible », d'une perfection absolue à atteindre dans l'occupation de l'espace par la construction de villes neuves, entièrement préconçues. Dans son article intitulé « Harmonies architecturales », M. Trezzini souligne que la beauté architecturale n'est pas l'effet d'un heureux hasard, mais bien le résultat d'une volonté consciente. Sont à citer ensuite les articles de Marcel Jean sur « L'Architecture allégorique », de M. R. Le Ricolais sur « Formes imaginées et formes concrètes », de J. Couële sur « L'Architecture naturelle » et de Paul Argens sur « Formes aérodynamiques ».

Cette belle publication de l'Architecture d'Aujourd'hui trouvera sa place dans la bibliothèque des bâtisseurs.

Cours pratiques de soudure et d'oxycoupage à l'arc (5^e édition)

Un ouvrage de 80 pages, format 14 × 21,5 cm, illustré de 68 figures. Edité par S. A. Arcos, Bruxelles, 1946. Prix : 60 francs.

Préoccupée à juste titre de la formation professionnelle des soudeurs à l'arc, la Société Arcos a créé dans ses usines, des cours d'apprentissage pratique et a publié une série de brochures sur la soudure.

La 5^e édition du cours pratique de soudure à l'arc tient compte des progrès réalisés dans la fabrication des électrodes, des travaux de laboratoire, de l'expérience pratique acquise dans les chantiers de construction et des enseignements fournis par le contrôle radiographique des soudures.

A côté de la terminologie employée en soudure et de quelques notions générales, le livre contient une série d'exercices pratiques. Ceux-ci seront particulièrement utiles aux soudeurs désireux d'apprendre à fond leur métier.

Résistance Welding Manual (Manuel de soudure par résistance)

Un ouvrage relié de 284 pages, illustré de nombreuses figures. Edité par la Resistance Welder Manufacturer's Association (R. W. M. A.) Philadelphie (U. S. A.).

L'ouvrage publié par la R. W. M. A. examine pratiquement tous les aspects de la soudure par résistance : différents procédés de soudure, machines à souder, contrôles, électrodes. Rédigé d'une façon pratique, ce livre rendra service aux utilisateurs d'un procédé d'assemblage dont les applications deviennent tous les jours plus nombreuses.

Arcs, voûtes, coupoles

par E. GOETHALS

Deux volumes cartonnés, format 22 × 28 cm, de 170 pages illustrées de 94 planches. Edité par les Editions Art de Bâtir, Bruxelles. Prix : 375 francs.

(Le même ouvrage existe en édition flamande sous le titre *Bogen, gewelven, koepels*, au prix de 375 francs.)

M. Goethals, professeur à l'Université de Louvain, vient de publier un ouvrage qui rendra certainement service aux architectes et constructeurs, car la documentation sur les voûtes et les coupoles n'est pas très abondante.

On trouvera, dans cet ouvrage, présenté avec soin, des données sur les sujets suivants : Berceau, voûte en berceau, voûtes d'arêtes et voûtes en arc de cloître, voûtes hémisphériques et ophéroidales, voûtes nervurées, matériaux et construction mixte de voûtes, etc...

L'importance des sujets traités et la personnalité de l'auteur font du livre *Arcs, voûtes, coupoles*, un ouvrage d'une grande valeur documentaire.

Publications de l'Académie des Sciences d'Ukraine

L'Académie des Sciences d'Ukraine, dont le siège est à Kiew, nous a envoyé les quatre publications suivantes, relatives à la soudure, rédigées en collaboration avec le Professeur E. O. Patton : *Voprosi svarnogo vagonostrojenija* (Problèmes relatifs à la construction soudée des wagons), *Automaticheskaja svarka pod flussom strojtelnikh metallokonstructzij* (Soudure automatique sous une couche de poudre des constructions métalliques), *Automaticheskaja svarka v soudostrojenij* (Soudure automatique en construction navale), *Experimenttalnoje issledovanije processa avtomaticheskoi svarki pod slojem flussa* (Recherches expérimentales relatives au processus de la soudure automatique sous une couche de poudre).

Toutes ces publications sont en langue russe. L'ouvrage sur la soudure des wagons est accompagné d'un résumé en langue allemande.

Les chemins de fer suisses au cours d'un siècle (1841-1941) 2^e édition

par E. MATHYS

Un volume de 268 pages, format 15 × 21 cm, illustré de 53 figures. Edité par l'auteur. Berne 1943. Prix : 4,50 fr. suisses.

Le livre de M. Mathys, bibliothécaire des Chemins de fer fédéraux (C. F. F.), constitue un aperçu historique et technique du réseau suisse. Dans cet aide-mémoire, on trouve d'intéressants renseignements sur les lignes exploitées à la vapeur et à l'électricité, le développement et l'aménagement des véhicules-moteurs, la construction des gares et des tunnels, les ponts-rails, la sécurité de nos chemins de fer, etc.

Le chapitre sur les ponts mérite une mention spéciale, car on y trouve des données complètes sur les ponts les plus importants du réseau suisse (année de construction, type, portée, nombre d'ouvertures, poids total, etc.).

Présenté avec soin et abondamment illustré, le petit livre de M. Mathys sera lu avec plaisir par tous ceux qui s'intéressent aux choses des chemins de fer.

Publications du Professeur Ed. Torroja (Espagne)

Nous avons reçu d'Espagne une série particulièrement intéressante de mémoires dus au professeur Ed. Torroja. Ce sont notamment :

Elasticidad con aplicación à la tecnica de la construcción (L'élasticité avec application à la technique de la construction).

Estudio de un muro de contención (Etude d'un mur de soutènement).

Las estructuras mixtas y el puente de Tordera (Les constructions mixtes et le pont de Tordera).

Viaducto Martin Gil (Le viaduc Martin Gil).

Comprobacion y comportamiento de una estructura laminar (Vérification et comportement d'une construction lamellaire).

Variantes modernas en las estructuras de puentes (Variantes modernes dans les constructions de ponts).

El problema de la auscultación (Le problème de l'auscultation).

Conoscere il vetro (Connaître le verre)

Un ouvrage de 115 pages, format 17 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par la Société Poligono, Milan, 1945. Prix : 250 Lires.

Publication de la même série que *Connaître l'Acier*, analysée dans *L'Ossature Métallique*, n° 5-6/1946, page 147. Cet ouvrage expose les différentes étapes de production du verre. Un lexique de termes techniques employés en verrerie termine ce livre présenté d'une façon attrayante.



Bibliographie

La bibliothèque du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier recevait, avant la guerre, le service d'environ 275 revues techniques émanant des principaux pays. Dès après la libération de notre pays, nous avons renoué nos contacts avec l'étranger.

Dans le n° 1-2/1946 de *L'Ossature Métallique*, nous avons donné une première liste des revues techniques concernant l'acier et ses applications. Ci-après, on trouvera une seconde liste des périodiques reçus par notre Association.

A l'heure actuelle, nous recevons le service régulier d'environ 200 revues. Nous rappelons à nos lecteurs que toute la documentation du C. B. L. I. A. peut être consultée à notre salle de lecture.

Liste complémentaire des périodiques reçus par le Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, depuis le 1^{er} janvier 1947.

Revue belges et luxembourgeoises :

Annales des Mines de Belgique, Bruxelles.
Arcos, Bruxelles.
Artimétal, Bruxelles.
Bulletin de la Brufina, Bruxelles.
Bulletin Fabrimitéal, Bruxelles.
Bulletin du Congrès des Chemins de Fer, Bruxelles.
Bulletin des Ingénieurs et Industriels, Bruxelles.
Bulletin de la F. I. B., Bruxelles.
Bouwchroniek, Bruxelles.
Chronique des Travaux publiés, Bruxelles.
Revue du Nickel, Bruxelles.
Straling, Anvers.
Usine Belge, Bruxelles.

Revue argentines :

C. A. C. Y. A., Buenos-Aires.
Revista de Arquitectura, Buenos-Aires.

Revue brésilienne :

Engenharia, São Paulo.

Revue de l'Empire britannique :

Architect's Journal, Londres.
Engineers' Digest, Londres.
Highways and Bridges, Ashford.
Journal of Royal Institute of British Architects, Londres.
Locomotive, Londres.
Machinery, Londres.
Overseas Engineer, Londres.
Revue trimestrielle canadienne, Montréal.
Roads and Roads' Construction, Londres.

Revue espagnole :

Quadernos de Arquitectura, Barcelone.

Revue des Etats-Unis :

Compressed Air Magazine, New-York.
Iron Age, New-York.
Steelways, New-York.
Welding Journal, New-York.

Revue françaises :

Bulletin technique du bureau « Veritas », Paris.
Echo des Mines et de la Métallurgie, Paris.
Galvano, Paris.
Nord Industriel, Lille.
Reconstruction, Paris.
Revue générale des chemins de fer, Paris.
Revue des matériaux de construction, Neuilly-sur-Seine.
Revue de la Soudure autogène, Paris.
Technique moderne — Construction, Paris.

Revue hollandaises :

Bouw, La Haye.
De Ingenieur, La Haye.
Holland Shipping and Trading, Rotterdam.
Polytechnisch Tijdschrift, La Haye.

Revue italiennes :

Domus, Milan.
Ingegnere, Milan.

Revue suédoises :

Esab's Tidning Svetsaren, Göteborg.
I. V. A., Stockholm.
S. A. R., Stockholm.

Revue suisses :

Bulletin des C. F. F., Berne.
Bulletin technique P. T. T., Berne.
Ideale Heim, Winterthur.
Stahlbau Berichte, Zurich.

Revue de l'U.R.S.S. :

Avtoquénnoé Delo, Moscou.

Revue polonaises :

Dom - Osiedle - Mieszkanie, Varsovie.
Przegląd Budowlany, Varsovie.
Inżynieria i Budownictwo, Varsovie.



Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier

10.0. - Ponts, routes et tunnels en 1946

The Engineer, 3, 10 et 17 janvier 1947, pp. 27-29, 49-51 et 64-66, 18 figures.

Comme chaque année, le périodique britannique *The Engineer* passe en revue les ponts, routes et tunnels construits dans le courant de l'année précédente.

En Europe, l'activité des ingénieurs civils a été orientée principalement vers la reconstruction des ponts endommagés au cours des hostilités.

La France a vu un grand nombre de ses ouvrages d'art détruits. C'est ainsi qu'à Lyon, non moins de 22 ponts (sur les 24 existants) ont subi des dégâts très graves. La reconstruction de ces ponts de différents types (ponts à arcs en acier, ponts suspendus, ponts en béton armé), est actuellement en voie d'achèvement. Une méthode nouvelle de relèvement de travées a été appliquée dans le cas des ponts Galliéni et Lafayette à Lyon.

En Belgique également, de nombreux ouvrages d'art furent détruits ou endommagés par bombardements, sabotage ou par les opérations militaires. Rien que sur le réseau de la S. N. C. B., 466 ponts nécessitèrent des réparations plus ou moins importantes. Grâce aux efforts des ingénieurs de chemins de fer belges, la plupart des ponts ont pu être remis en service. Un certain nombre de ponts ont été reconstruits définitivement; pour d'autres, on a pu recourir à des solutions provisoires. Dans de nombreux cas on a adopté le type à poutres à âme pleine, tandis que le pont du Val-Benoît, à Liège, par exemple, sera reconstruit en poutres Vierendeel.

En Allemagne, les Autorités occupantes ont procédé à la remise en état de quelques grands ouvrages d'art. C'est ainsi que les Royal Engineers britanniques ont construit deux ponts métalliques semi-permanents du type en treillis: les ponts Patton et Montgomery. Le pont Patton, franchissant le Rhin, a une longueur de 453 mètres. La travée centrale a une portée de 73^m20.

Les ingénieurs hollandais ont à leur crédit la restauration d'ouvrages d'art importants, et notamment de deux grands ponts métalliques (en treillis) du Moerdijk.

En Angleterre, on se prépare à entamer la construction d'un pont suspendu sur le Severn, qui sera le plus grand pont de ce type en Europe. Cet ouvrage aura, en effet, une travée centrale de 915 mètres et deux travées latérales de 305 mètres. Rappelons à ce sujet que les plus grands ponts suspendus américains ont les portées suivantes :

Golden Gate : 1.280 mètres; George Washington : 1.067 mètres; Bronx-Whitestone : 701 mètres et San Francisco-Oakland : 704 mètres.

En Australie, il faut signaler la construction du pont-rails sur le Hawkesbury River, ainsi que celle du dock Capitaine Cook à Sydney.

20.12a. - Le Pont Callender-Hamilton

Railway Gazette, 25 octobre 1946, p. 474, 3 fig.

Ce pont se compose de pièces en acier coulé de haute ductilité, aux formes standardisées et toutes boulonnées entre elles. Son usage s'applique à tous genres de ponts, depuis des passerelles jusqu'aux ponts-routes à travée unique et même les ponts-rails.

Ces poutres en V, conviennent évidemment surtout pour les buts militaires.

Pour protéger l'acier contre la corrosion, on a galvanisé toutes les pièces. Il peut s'écouler ainsi de 10 à 15 ans avant de devoir repeindre ou regalvaniser la structure.

Toutes les méthodes de lançage sont applicables au pont Callender-Hamilton. Sur la rivière Bulkadoba on remplaça un pont emporté par la crue par un type Callender-Hamilton d'une portée de 75^m50. Son montage et lançage avec avant-bec a demandé 6 semaines.

40.2. - Applications de la soudure dans les compagnies de chemins de fer américaines

Railway Gazette, 25 octobre 1946, p. 470.

Au cours des dernières années, et spécialement pendant les années de guerre, la soudure s'est sensiblement développée dans les ateliers de construction des chemins de fer américains. Elle a pris des aspects très divers.

Dans le domaine des locomotives, on a exécuté avec succès des cylindres soudés, des roues soudées; enfin, on a remplacé de nombreuses pièces en fonte par des pièces en acier, assemblées par soudure. De nombreuses chaudières de locomotives sont, dès aujourd'hui, soudées, et l'une d'entre elles est en service depuis 7 ans dans de bonnes conditions. Ces chaudières sont beaucoup plus légères, et sans être, à l'heure actuelle, plus économiques, permettent une construction en série qui deviendra, ultérieurement, particulièrement intéressante au point de vue prix de revient.

Dans la construction des boîtes à feu, on a



fait usage de joints soudés. En ce qui concerne les parties de charpente du matériel roulant, la soudure s'est fortement développée et c'est ainsi que les tenders, les châssis des locomotives Diesel font un très large usage de la soudure. On a même utilisé dans la construction des blocs moteurs Diesel des assemblages soudés adaptés à des profils spéciaux.

Les difficultés rencontrées proviennent notamment de la tendance à employer trop de soudure ou à appliquer des systèmes hybrides, comme celui de consolider par soudure des rivets.

Signalons enfin que la réparation des pièces en fonte par soudure s'est généralisée, et que dans de nombreuses lignes de chemins de fer, les rails sont soudés sur de très grandes longueurs.

40.24. - Voitures standard de 3^e classe

Railway Gazette, 15 novembre 1946, p. 557, 2 fig.

Les voitures de 3^e classe, adoptées par le Great Western Railway en Grande-Bretagne, sont les plus longues qui roulent sur les voies de cette contrée.

Elles ont 2^m71 de largeur, 19^m22 de longueur et 19^m50 aux extrémités des tampons. On a augmenté leur section intérieure et par le fait même, leurs compartiments sont plus élevés. Elles pèsent 32^t5. Le châssis portant et la charpente du plancher sont en profilés, assemblés par rivure. Les tampons et crochets de traction sont directement montés dans l'axe central de la charpente du plancher, dessinée dans ce but.

Le plancher directement assemblé à la charpente inférieure est formé de deux épaisseurs de bois imprégnés de peinture anti-feu, entre lesquelles est intercalé un joint d'amiante, qui protège contre l'incendie et diminue le bruit. Cette forme de construction non seulement augmente la résistance de la charpente mais supprime avantageusement les membrures de bois.

Les longs pans de la voiture sont en acier doux.

A noter que les porte-bagages sont fixés supérieurement aux fenêtres au lieu d'être attachés à la toiture.

La voiture a 64 sièges répartis en 8 compartiments.

Un corridor intérieur dessert 8 portes.

42.3. - La nouvelle cale sèche « Sturrock » du Cap

C. M. J. W. KÖHLER, *De Ingenieur*, 6 décembre 1946, pp. 87-91, 4 fig.

D'après son volume (360^m00 × 45^m00 × 12^m20) à marée basse, elle est la plus grande cale sèche du monde. La nouvelle cale est pourvue d'une porte d'entrée glissante en acier.

Cette cale sèche peut être divisée en deux parties par une porte en acier qui est flottante, de sorte que plusieurs navires peuvent être réparés en même temps.

Tous les bateaux, qui y entrent, sont calés sur des blocs en fonte aciérée, disposés en dessous de leur quille.

Les joints des portes qui doivent arrêter l'eau sont formés de blocs en bois taillés dans le cœur des troncs d'arbres encore verts, munis d'un dispositif d'étanchéité en caoutchouc.

La construction de la cale fut exécutée sous la protection d'un batardeau formé d'une rangée de palplanches en acier battues jointivement, sur une longueur totale de 1.460 mètres.

Après excavation du volume des terres de la cale sèche, la longueur des palplanches jointives mesurée avec le plus de précision possible, était de 1.466 mètres ce qui correspond à une dilatation de 1,6 mm par joint de palplanches, preuve de leur résistance efficace aux pressions du niveau hydrostatique et au mouvement des terres.

Les coffrages des parois et des conduites souterraines de la cale sèche étaient en acier, sauf pour les petits travaux de bétonnage où l'on eut recours aux coffrages en bois.

L'efficacité des coffrages résulte des deux proportions suivantes :

$$\frac{\text{Surface des coffrages en acier}}{\text{Surface du béton mis en place}} = \frac{1}{17}$$

$$\frac{\text{Surface des coffrages en bois}}{\text{Surface du béton mis en place}} = \frac{1}{5}$$

Ces chiffres démontrent la grande supériorité économique des coffrages en acier.

Les travaux durèrent 18 mois, ce qui constitue un record de rapidité.

54.0. - La lutte contre la corrosion

Railway Gazette, 25 octobre 1946, p. 458.

D'après des recherches effectuées dans les régions industrielles, les fers et aciers non protégés peuvent se désagréger jusqu'à la cadence annuelle de 900 grammes par mètre carré. Il suffit pour cela que la pluie, parcourant une atmosphère polluée, soit, en fait, transformée en acide sulfurique dilué.

Dans les déserts secs, au contraire, la rouille est pratiquement négligeable et un acier poli exposé durant 5 ans, a conservé son aspect. Cette même surface exposée durant un jour dans une région industrielle humide d'Europe, avait perdu une partie de son éclat.

Parmi les agents qui protègent le mieux contre la rouille, il faut citer l'oxyde de plomb rouge. D'après les dernières recherches, l'acier non protégé contenant de petites quantités de cuivre, chrome et nickel, qui ne peut être considéré comme un alliage inoxydable, se corrode moins que l'acier doux ordinaire.



Le décapage

Oxy- Δ cétylénique

Assure des surfaces

- sèches
- tièdes
- adhérentes

avant
peinturage...
et

SUPPRIME

SOUFFLURES

ÉCAILLES

PIQURES DE ROUILLE

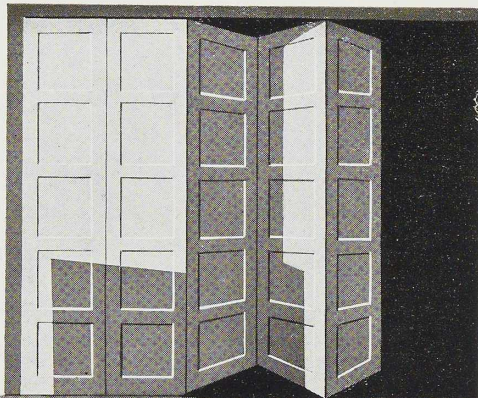
RIDES

par l'emploi des BRULEURS DE DÉCAPAGE DE
"L'AIR LIQUIDE, S.A." 31, Quai Orban, Liège

J. Em. Dupuis

Portes industrielles
métalliques

maniabiles
rigides
légères
tous modèles
toutes dimensions



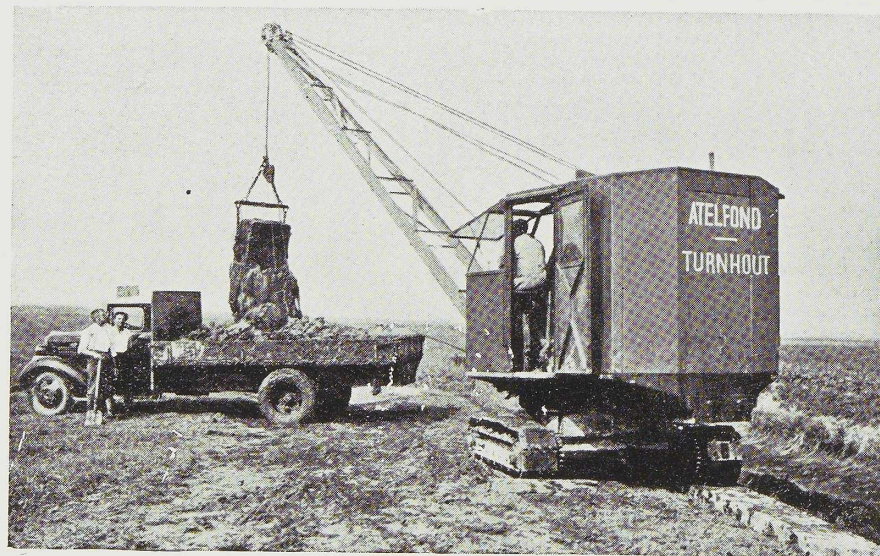
VANDERPLANCK

Tel: MANAGE 124 • FAYT • LEZ • MANAGE

S. P. R. L.
Studio Simor Stevens

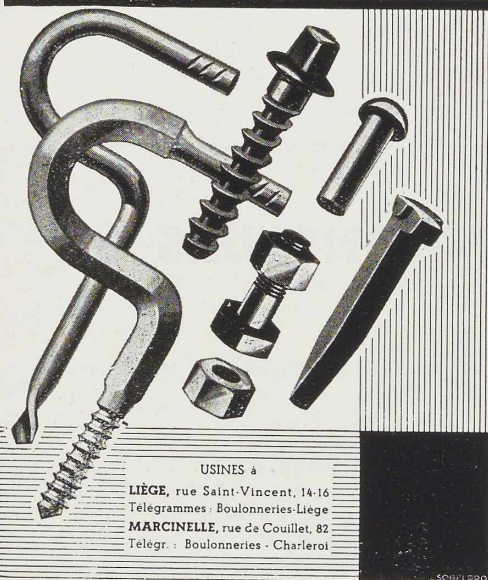
S. A. ATELIERS DE CONSTRUCTION « **ATELFOND** »
TURNHOUT

Grues - Constructions métalliques



Draglines - pelles mécaniques

**MAISON DES BOULONNERIES DE LIEGE
ET DE LA BLANCHISSERIE**



USINES à
LIÈGE, rue Saint-Vincent, 14-16
 Télégrammes : Boulonneries-Liège
MARCINELLE, rue de Couillet, 82
 Télégr. : Boulonneries - Charleroi

INDUSTRIELS

La concurrence s'annonce àpre.
 Abaissez vos prix de revient!



Spécialisé en
 ÉLECTRICITÉ
 MÉCANIQUE
 THERMO - DYNAMIQUE
 GÉNIE CIVIL
 Se charge d'étudier
 l'ORGANISATION
 l'AMÉLIORATION
 la TRANSFORMATION
 l'AGRANDISSEMENT
 de vos usines

Bureau d'Études Industrielles **F. COURTOY**
 S. A. — 43, rue des Colonies, BRUXELLES

MÉCANIQUE ET CHAUDRONNERIE DE BOUFFIOULX

Anciennement
 « LA BIESME »

Société Anonyme

BOUFFIOULX
 (Belgique)

Téléphone : Charleroi : 300.65 - 300.66 - 300.67 Adresse télégraphique : Biesme - Châtelineau

GRUES électriques ou à moteur Diesel, sur rails ou sur chenilles, avec équipement en pelle, dragline, grappin, crochet.

GRUES A VAPEUR sur rails à écartement normal
 Type 643 - 6 T. à 4 m Type 1243 - 12 T. à 4 m.
 à 1 et 2 tambours de levage.

PONTS ROULANTS, SAUTERELLES, TRANSPORTEURS, GRAPPINS, APPAREILS DE LEVAGE ET DE MANUTENTION

MÉCANIQUE GÉNÉRALE - CHAUDRONNERIE



Nous rachetons à l'heure actuelle, à Frs 25,- l'exemplaire, les numéros suivants de L'OSSATURE MÉTALLIQUE :

1932 : n° 1, 2, 4.
1933 : n° 2, 3, 6.
1934 : n° 2, 4, 6.

1936 : n° 4.
1940 : n° 1.
1946 : n° 1.

Sur votre envoi, prière d'indiquer vos nom et adresse et le numéro de votre Compte Ch. Postaux.
L'OSSATURE MÉTALLIQUE, 38, boulevard Bischoffsheim, Bruxelles.

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A		J	
L'Air Liquide	27	S. A. Ateliers de Construction Jambes Namur	25
Arcos, « La Soudure Electrique Auto-gène »	2	L	
Ateliers Métallurgiques Nivelles	16	Laminoirs de Longtain	7
Atelfond	28	M	
B		Marigrée, Société Commerciale d'Ougrée	13
B.E.I.	29	N	
Usines Gustave Boël	20	Nobels-Pelman.	26
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis. Mécanique et Chaudronnerie de Bouffioulx, S. A.	12 29	O	
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie	29	L'Ossature Métallique	30
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve . couv.	II	L'Oxydrique Internationale . . couv.	III
C		S	
P. & M. Cassart	5	S.N.C.B.	24
Cockerill	14	Someba	17
Columeta	8-9	Soudométal	16
D		T	
Davum	23	Titan Anversois	10
Alexandre Devis & C ^o	6	Usines à Tubes de la Meuse	21
E		U	
Electromécanique	19	Ucométal	15
Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi couv.	IV	V	
E.S.A.B.	11	Ateliers Vanderplanck, S.P.R.L.	28
		Forçes et Boulonneries Vormans	18
		W	
		Anciens Ets Paul Würth	22