



# L'OSSATURE METALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER ÉDITÉE PAR  
LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

11<sup>me</sup> ANNÉE

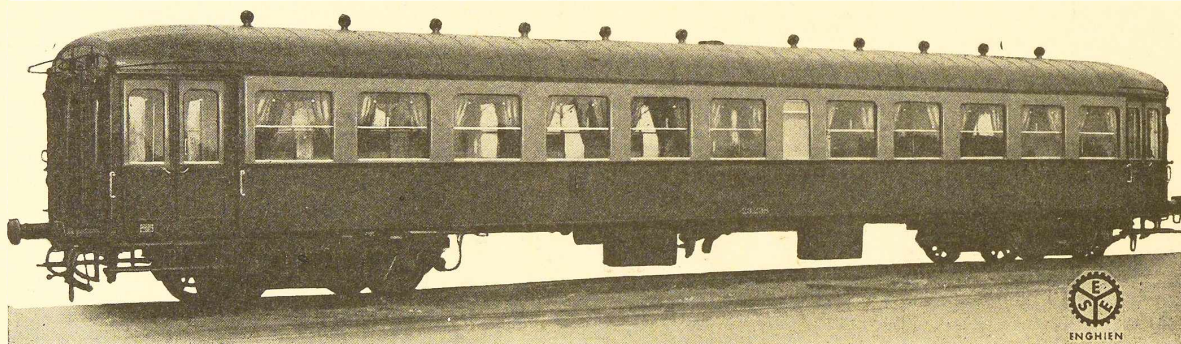
**9-10**

SEPTEMBRE-OCTOBRE  
1946

Société Métallurgique

# D'ENGHIEN S<sup>T</sup>-ELOI

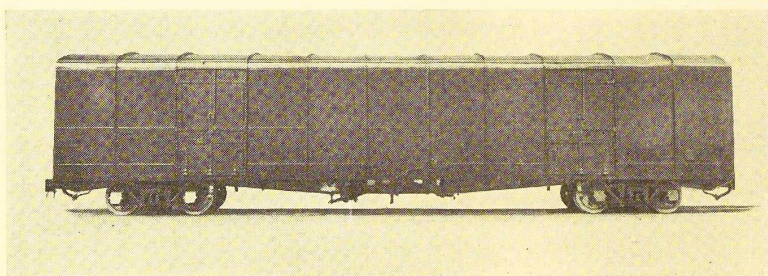
ENGHIEN-Belgique



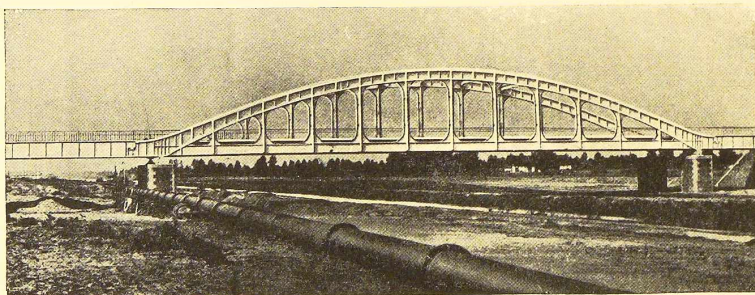
VOITURE  
MÉTALLI-  
QUE 22m.  
A BOGIES



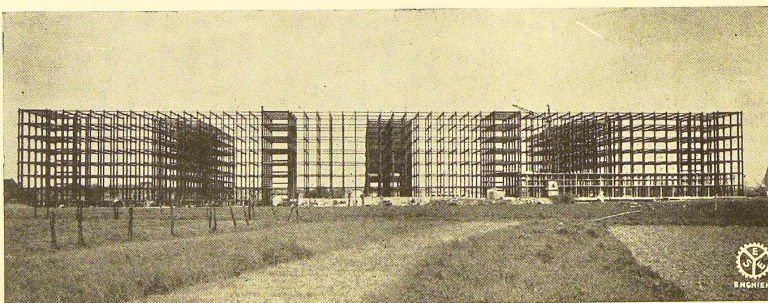
Wagons-Voitures  
Ponts - Charpentes - Chaudronnerie - Appareils de levage  
Produits de boulonnerie



WAGON FERMÉ MÉTALLIQUE A BOGIES



PONT SOUDÉ DE LUMMEN



HOPITAL ACADÉMIQUE DE L'UNIVERSITÉ  
DE GAND. OSSATURE DE 3.000 T.

Imp. G. Thone, Liège (Belgique)

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

**LE CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS  
D'INFORMATION DE L'ACIER**

38, boul. Bischoffsheim, Bruxelles - Téléph. : 17.16.63 (2 lignes)  
Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

11<sup>e</sup> ANNÉE

N° 9-10

SEPTEMBRE-OCTOBRE

1946

## S O M M A I R E

Construction d'un pont semi-provisoire, à Chalampé (France), par O. Leduc . . . . .	203
La maison métallique « Howard » . . . . .	211
Reconstruction du pont Prince Joseph Poniatowski, à Varsovie . . . . .	214
Emploi rationnel des rivets et boulons, par F. H. Frankland . . . . .	217
Reconstruction du viaduc de Nevers (France) . . . . .	221
Exemples d'utilisation de profils en feuillards, par A. C. Raes . . . . .	223
Un nouveau type de château d'eau, par R. M. Dowe . . . . .	227
L'acier et ses applications . . . . .	230
Influence de la rigidité de la superstructure d'une construction en arc, par B. Enyedi . . . . .	231
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois d'août. - Activité de la Commission n° IV de l'A. B. E. M. . . . .	245
BIBLIOTHÈQUE . . . . .	247

**ABONNEMENTS** 1946 (6 numéros bimestriels) :

**Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge** : 100 francs belges.

**France et ses Colonies** : 400 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences GIRARDOT & Cie, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6<sup>e</sup> (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

**Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions** : 5 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxemburg, Room 3055, 630 Fifth Avenue, New York 20, N. Y.

**Autres pays** : 175 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours le 1<sup>er</sup> janvier.

**PRIX DU NUMÉRO** :

**Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge** : francs belges 20,- ;  
**France** : francs français 80,- ; **autres pays** : francs belges 35,-.

**DROIT DE REPRODUCTION** :

La reproduction de tout ou partie des articles ou des illustrations ne peut se faire qu'en citant **L'Ossature Métallique**.

Dès à présent,  
veuillez renouveler votre abonnement à  
**L'OSSATURE MÉTALLIQUE**  
pour l'année

**1947**

Pour les conditions, voir p. 246

UNIVERSITEIT GENT  
AFBEELING voor BOUWKUNST  
22, Plateaustraat, GENT

*Dans la construction navale*

## LES ELECTRODES

# OK



**DES NAVIRES DE  
15.000 TONNES ET PLUS  
SONT ENTIEREMENT  
SOUEDES AVEC NOS  
ELECTRODES**

AGRÉÉES PAR LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING  
BUREAU VERITAS ET AUTRES SOCIÉTÉS  
DE CLASSIFICATION

# ESAB

SOCIÉTÉ ANONYME  
116-118, rue Stephenson  
BRUXELLES Téléphone 15.91.26



# CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Président d'Honneur : M. Albert D'HEUR.

## CONSEIL D'ADMINISTRATION

### Président :

M. Léon GREINER, Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges.

### Vice-Président :

M. Aloyse MEYER, Directeur Général des A. R. B. E. D., à Luxembourg.

### Administrateur-Conseil :

M. Eugène FRANCOIS, Professeur à l'Université de Bruxelles.

### Membres :

M. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.,  
M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY, S. A.,  
M. René DEFALQUE, Directeur de la S. A. des Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence;

M. Alexandre DEVIS, Associé commandité de la S. C. S. Alexandre Devis & C<sup>ie</sup>, Délégué de la Chambre Syndicale des Marchands de Fer et du Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique.  
M. Hector DUMONT, Administrateur-Directeur de la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur,  
M. Emile HOUBAER, Directeur de la Métallurgie de la S. A. John Cockerill,  
M. Louis ISAAC, Administrateur délégué de la S. A. Métallurgique d'Enghien-Saint-Elloi,  
M. Louis NOBELS, Vice-Président et Administrateur Délégué des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman,  
M. Henri NOEZ, Directeur Général de la Fabrique de Fer de Charleroi,  
M. François PEROT, Administrateur Directeur Général de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, Vice-Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges,  
M. Henri ROGER, Directeur Général des H. A. D. I. R., à Luxembourg.

## LISTE DES MEMBRES

### ACIERIES BELGES

Usines Gustave Boël, S. A., à La Louvière.  
Fabrique de Fer de Charleroi, S. A., à Charleroi.  
Forges de Clabecq, S. A., à Clabecq.  
John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.  
Métallurgique d'Espérance Longdoz, S. A., 1, rue de Huy, Liège.  
Usines Gilson, S. A., à La Croÿère, Bois-d'Haine.  
Usines Métallurgiques du Hainaut, S. A., à Couillet.  
Forges et Laminiers de Jemappes, S. A., à Jemappes.  
Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.  
Laminiers, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence, S. A., à Marchienne-au-Pont.  
Aciéries et Minières de la Sambre, S. A., à Monceau-sur-Sambre.  
Métallurgique de Sambre et Moselle, S. A., à Montigny-sur-Sambre.  
Hauts Fourneaux, Forges et Aciéries de Thy-le-Château et Marcinelle, S. A., à Marcinelle.

### ACIERIES LUXEMBOURGEOISES

Aciéries Réunies de Burbach-Eich-Dudelage (Arbed), S. A., avenue de la Liberté, Luxembourg.

Hauts Fourneaux et Aciéries de Differdange, Saint-Ingbert, Rumelange (Hadir), S. A., 26, avenue de la Porte Neuve, Luxembourg.  
Minière et Métallurgique de Rodange, S. A., à Rodange.

### TRANSFORMATEURS

Laminiers d'Anvers, S. A., 38, rue Métropole, Schooten.  
Forges et Laminiers de Baume, S. A., à Haine-Saint-Pierre.  
Tôleries Delloye-Matthieu, S. A., à Marchin (Huy).  
Emaileries et Tôleries Réunies, S. A., Gosselies.  
Usines Gilson, S. A., à La Croÿère, Bois-d'Haine.  
Laminiers de Longtain, S. A., à La Croÿère, Bois-d'Haine.  
La Métal-Autogène, S. A., 490, rue Saint-Léonard, Liège.  
Usines de Moncheret, à Acoz, Division de la S. A. des Aciéries et Minières de la Sambre.  
Laminiers de l'Ourthe, S. A., Sauheid-lez-Chênée.  
Phénix Works, S. A., 1, rue Paul Borquet, Flémalle-Haute.  
Laminiers et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.  
Travail Mécanique de la Tôle, S. A., 100, avenue des Anciens Etangs, à Forest-Bruxelles.  
Usines à Tubes de la Meuse, S. A., à Flémalle-Haute.  
Usines à Tubes de Nimy, S. A., Nimy.

## ATELIERS DE CONSTRUCTION

Établissements André & Yernaux, S. A., 51, rue Paul Pastur, Courcelles.

Société Anglo-Franco-Belge des Ateliers de La Croÿère, Seneffe et Godarville, S. A., à La Croÿère.

Awans-François, S. A., à Awans-Bierset.

Mécanique et Chaudronnerie de Bouffoulx, Bouffoulx-lez-Châtelaineau.

Ateliers de Construction de la Basse-Sambre, S. A., à Moustier-sur-Sambre.

Baume et Marpent, S. A., à Haine-Saint-Pierre.

Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis, S. A., 249-253, chaussée de Vleurgat, Bruxelles.

Ateliers de Construction Alphonse Bouillon, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.

Société Anonyme Anciennes Usines Canon-Légrand, 17, rue Terre du Prince, Jemappes-lez-Mons.

Ateliers de Construction Paul Bracke, s. p. r. l., 30-40, rue de l'Abondance, Bruxelles.

Usines de Braine-le-Comte, S. A., à Braine-le-Comte.

La Brugeoise et Nicaise & Delcuve, S. A., à Saint-Michel-lez-Bruges.

Chaubobel, S. A., à Huyssinghen.

John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.

La Construction Soudée, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., chaussée de Buda, Haren.

« Cribla », S. A. Construction de Criblages et Lavoirs à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.

Compagnie Centrale de Construction, S. A., à Haine-Saint-Pierre.

Les Ateliers De Meester Frères, Heule-lez-Courtrai.

Ateliers de la Dyle, S. A., à Louvain.

Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi, S. A., à Enghien.

Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est, S. A., Marchienne-au-Pont.

Société Anonyme des Ateliers de Construction Flamen-court & C<sup>ie</sup>, 112-114, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.

Ateliers Georges Heine, S. A., chaussée des Forges, Huy.

Ateliers de Construction Heuze, Malevez & Simon Réunis, S. A., 59, rue des Gloires Nationales, Auvclais.

Ateliers de Construction de Jambes-Namur, S. A., à Jambes-Namur.

Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse, S. A., Anc. Ateliers Georges Dubois, à Jemeppe-sur-Meuse.

L'Industrielle Boraine, S. A., Quiévrain.

Ateliers Emile Kas, avenue de Mai, 264-266, Woluwe-Saint-Lambert.

Ateliers de Construction J. Kihn, Rumelange (G.-D.).

Société Anonyme des Ateliers de La Louvière-Bouvry, La Louvière.

Ateliers de Construction de Malines (Acomal), S. A., 29, Canal d'Hanswyck, Malines.

La Manutention Automatique, S. A., Machelen.

Les Ateliers Métallurgiques, S. A., à Nivelles.

Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Felman, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).

Ateliers de Construction de Mortsel et Etablissements Geerts et Van Aalst réunis, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.

Ougrée-Marihaye, S. A., à Ougrée.

Ateliers Sainte-Barbe, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.

Constructions Métalliques Hub. Simon, 148, rue de Plainevaux, Seraing-sur-Meuse.

Chaudronneries A.-F. Smulders, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.

Ateliers Arthur Sougniez Fils, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.

Etablissements D. Steyart-Heene, à Eecloo.

Ateliers du Thiriau, S. A., La Croÿère.

Ateliers de Construction Mécanique de Tirlemont, S. A., à Tirlemont.

Ateliers Vanderplanck, s. p. r. l., Fayt-lez-Manage.

Compagnie Belge des Freins Westinghouse, S. A., 105, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.

Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck, à Willebroeck.

Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth, à Luxembourg.

Chaudronneries et Ateliers de Construction Lucien Xhignesse & Fils, S. A., rue d'Italie, Ans-Liège.

## CHÂSSIS MÉTALLIQUES

Chamebel (Le Châssis Métallique Belge), S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.

« Soméba », Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).

## MEUBLES MÉTALLIQUES

Maison Desoer, S. A. (meubles métalliques ACIOR), 17-21, rue Ste Véronique, Liège; 16, rue des Boiteux, Bruxelles.

## SOUDURE AUTOGÈNE

## Matériel, électrodes, exécution

Electromécanique, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.

ESAB, S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.

Philips, S. A., 37-39, rue d'Anderlecht, Bruxelles.

L'Air Liquide, S. A., 31, quai Orban, Liège.

La Soudure Electrique Autogène « Arcos », S. A., 58-62, rue des Deux Gares, Bruxelles.

L'Oxyhydrique Internationale, S. A., 31, rue Pierre van Humbeek, Bruxelles.

Soudométal, S. A., 83, chaussée de Ruysbroeck, Forest-Bruxelles.

## COMPTOIRS DE VENTE

## DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

Columeta (Comptoir Métallurgique Luxembourgeois), S. A., Luxembourg.

Cosibel (Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge), S. C., 9, rue de la Chancellerie, Bruxelles.

Davum, S. A. Belge, 4, quai Van Meteren, Anvers.

Gilsoco, S. A., La Louvière.

Société Commerciale d'Ougrée, S. A., Ougrée.

Ucométal (Union Commerciale Belge de Métallurgie), 24, rue Royale, Bruxelles.

## MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES

## Individuellement :

Ets Georges L.-J. Alexis, 31, rue Dartois, Liège (Aciers Martin Siemens & Spéciaux exclusivement).

P. et M. Cassart, 120-124, avenue du Port, Bruxelles.

Alexandre Devis & C<sup>ie</sup>, 43, rue Masui, Bruxelles.

Métaux Galler, S. A., 22, avenue d'Italie, Anvers.

Etablissements Geerts et Van Aalst réunis, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.

Etablissements Glot Hustin, 14, rue de l'Etoile, à Namur.

J. Libouton & C<sup>ie</sup>, S. A., 15, rue Zénobe Gramme, Charleroi.

Util, s. p. r. l., 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles.

Fers et Aciers Fante et Masquelier, S. A., 30, rue du Limbourg, Gand.

Peeters Frères, 10, Marché-au-Poisson, Louvain.

Collectivement :

Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique, 10, rue du Midi, Bruxelles.

Chambre Syndicale des Marchands de fer, 10, rue du Midi, Bruxelles.

## BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

Bureau d'Études Industrielles Fernand Courtoy, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.

MM. C. et P. Molitor, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstaël, Bruxelles.

M. G. Moressée, ingénieur-conseil (A.I.Lg.), Le Petit Beaumont, Ham, Esneux.

M. J. F. Van der Haeghen, ingénieur-conseil (U.I.Lv.), 104, boulevard Saint-Michel, Bruxelles.

MM. J. Verdeyen et P. Moenaert, ingénieurs-conseils (A.I.Br.), 5, rue Jean Chapelié, Bruxelles.

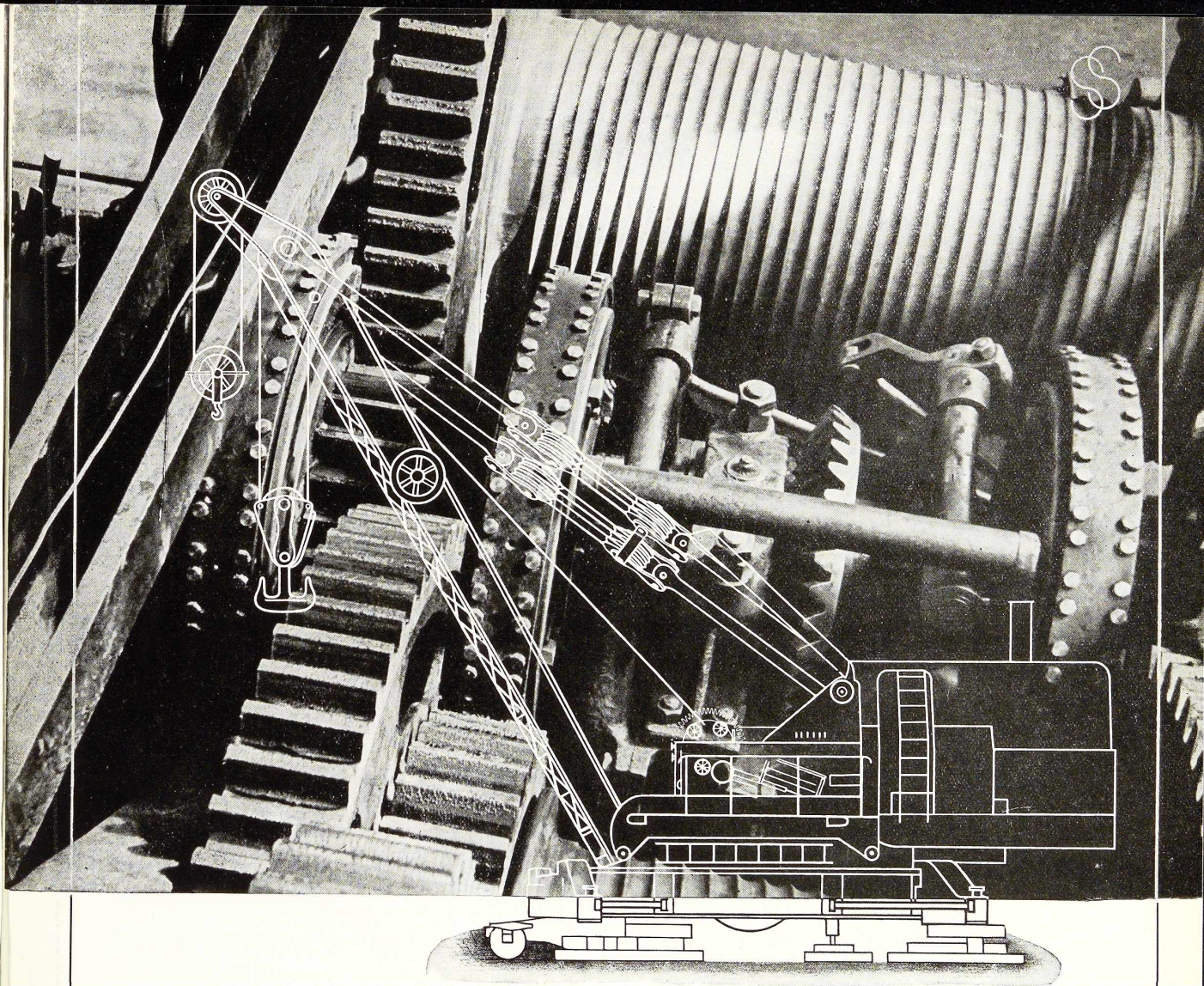
## MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin, S. A., à Hennuyères.

## MEMBRES INDIVIDUELS

M. Eug. François, professeur à l'Université de Bruxelles, 110, boulevard Auguste Reyers, Bruxelles.

M. Marcel François, membre associé de la firme François, 43, rue du Cornet, Bruxelles.



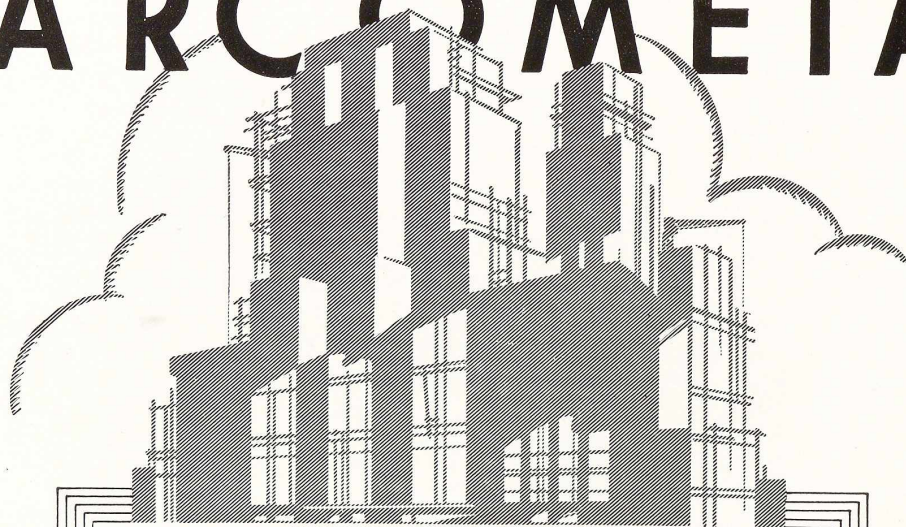
DETAIL DU MECANISME D'UNE GRUE ROULANTE DE  
**150 Tonnes** FOURNIE AUX CH. D. F. FRANÇAIS

**COCKERILL**

SERAING

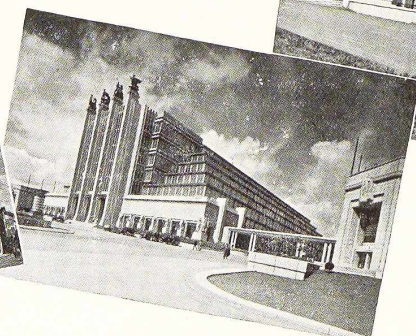
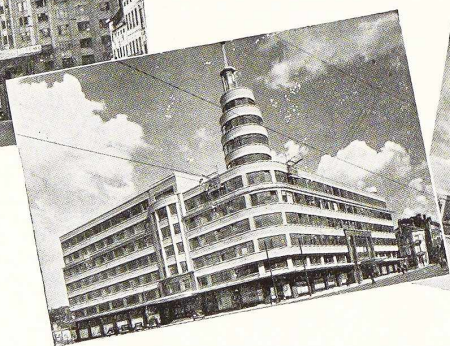
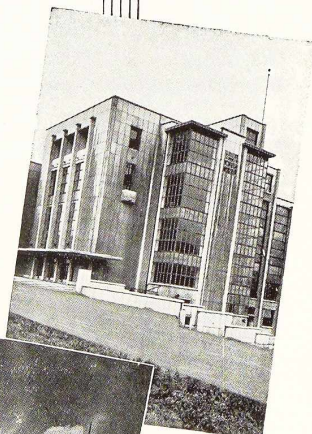
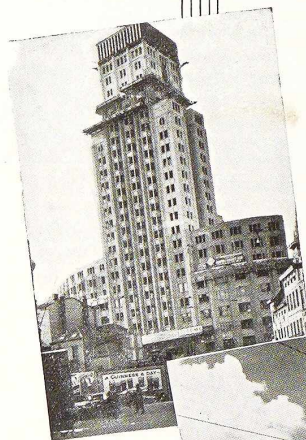
Studio Simar-Stevens

# FARCOMETAL



Armature - coffrage métallique pour béton armé et lattis métallique léger pour cloisons et plafonds. • Supprime le bois de coffrage et tous ses inconvénients. " Accroche " le béton et les enduits de façon parfaite.

Demandez-nous, sans engagement, notre notice détaillée.



**ATELIERS DE BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS**

SIÈGE SOCIAL : 249-253, CHAUSSÉE DE VLEURGAT, BRUXELLES • TEL. 44.48.80 (4 LIGNES)

USINES A BOUCHOUT ET VILVORDE



de nouveau en route!

**COCKERILL**

USINES MÉTALLURGIQUES A  
SERAING, GRIVEGNÉE, ATHUS

**PROVIDENCE**

USINES MÉTALLURGIQUES A  
MARCHIENNE-AU-PONT,  
REHON, HAUMONT

**SAMBRE & MOSELLE**

USINES MÉTALLURGIQUES A  
MONTIGNIES-SUR-SAMBRE ET  
CHATELNEAU

*fournissent par:*

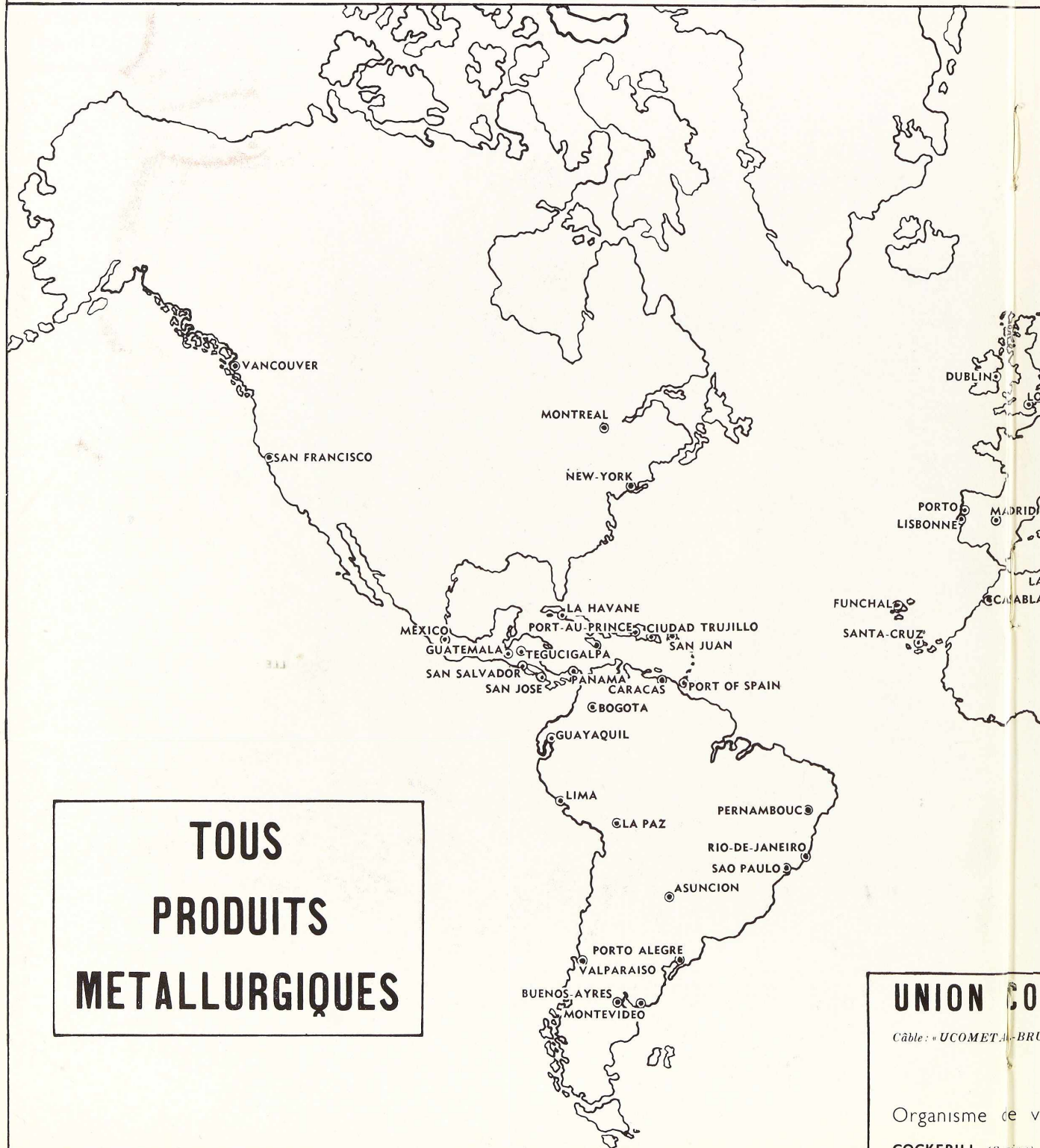
**UCOMETAL**

CAPACITÉ DE PRODUCTION: 3 MILLIONS DE TONNES PAR AN

*tous produits métallurgiques*

UNION COMMERCIALE BELGE DE MÉTALLURGIE S. A.  
BRUXELLES • 24, RUE ROYALE, 24 • TÉLÉPHONE : 12.51.40

# AGENTS et REPRESENTANTS



**TOUS  
PRODUITS  
METALLURGIQUES**

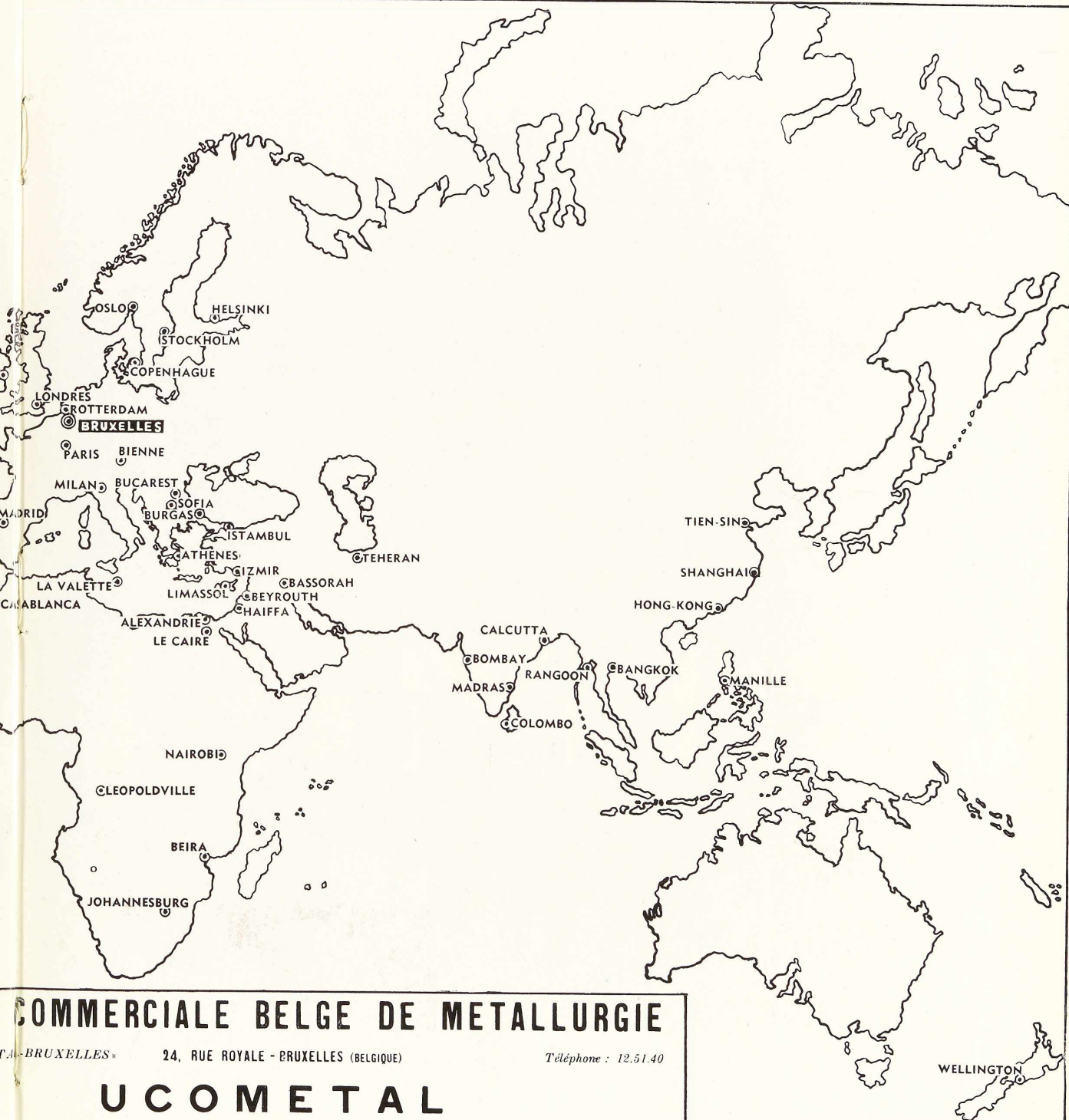
**UNION CO**

Câble: • UCOMETAL-BRU

Organisme de v

**COCKERILL** (Setting)

# NTS dans le MONDE ENTIER



**COMMERCIALE BELGE DE METALLURGIE**

TA - BRUXELLES

24, RUE ROYALE - BRUXELLES (BELGIQUE)

Téléphone : 12.51.40

**UCOMETAL**

de vente pour tous pays des produits sidérurgiques des usines

(Sering) — PROVIDENCE (Marchienne-au-Pont) — SAMBRE & MOSELLE (Montignies-s/Sambre)

# UNION COMMERCIALE BELGE DE MÉTALLURGIE

Câble : « Ucometal-Bruxelles »

24, RUE ROYALE, BRUXELLES

Téléphone 12.51.40



COCKERILL

PROVIDENCE

SAMBRE & MOSELLE

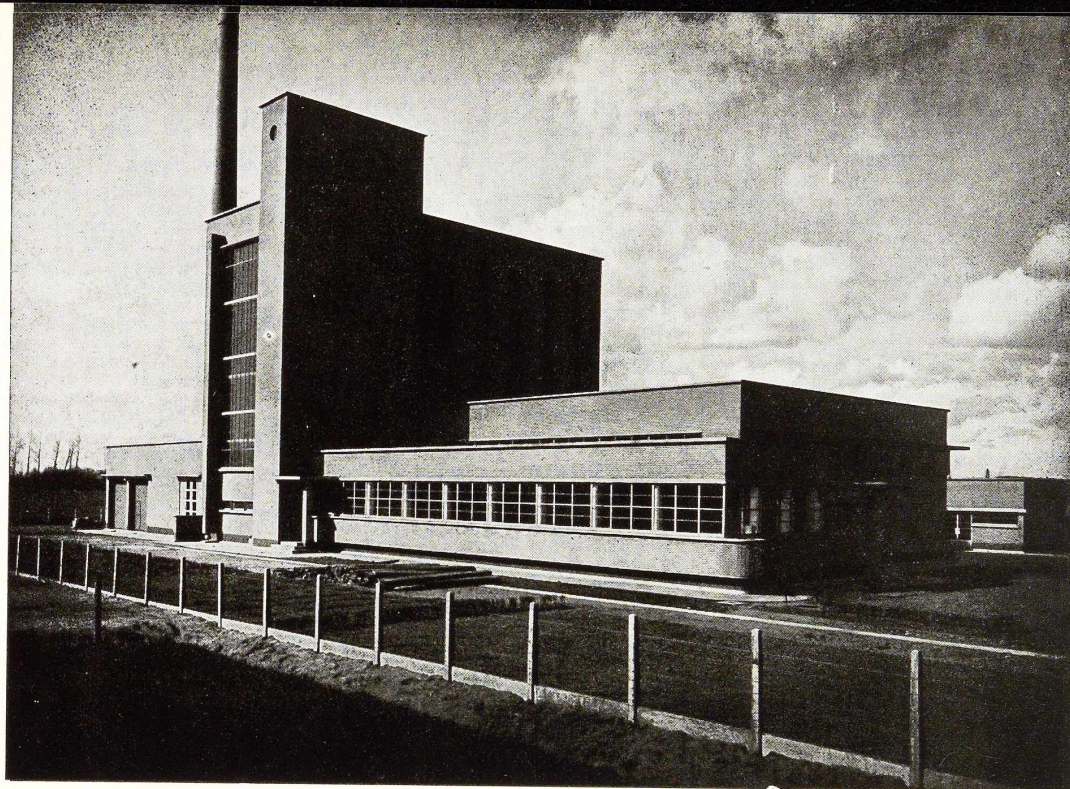
# UCOMETAL



ACIERS MARCHANDS  
RAILS  
FIL MACHINE  
DEMI-PRODUITS

CAPACITE DE  
PRODUCTION ANNUELLE  
3.000.000 DE TONNES

PROFILES DIVERS  
TOLES FORTES,  
MOYENNES & FINES  
LARGES PLATS  
PRODUITS FINIS



Usine à Terdonck

Architecte : J. Lippens, Gand

SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE DE BAUME S. A.

# SOMIEBA

TÉLÉPHONES : 279 LA LOUVIÈRE  
15.81.57 BRUXELLES

LA LOUVIÈRE

## MENUISERIES MÉTALLIQUES

CHASSIS, PORTES, CLOISONS EN ACIER  
ANTICORODAL ET BRONZE  
CHAMBRANLES ET TOLERIES  
SABLAGE, PARKÉRISATION

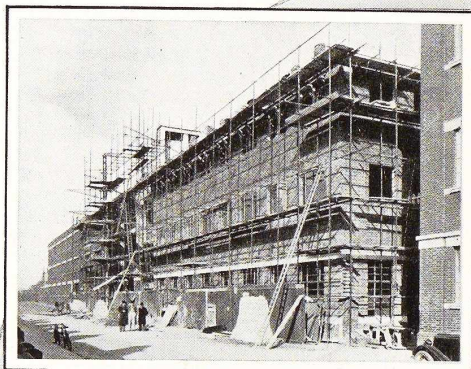
METALLISATION

## CONSTRUCTION

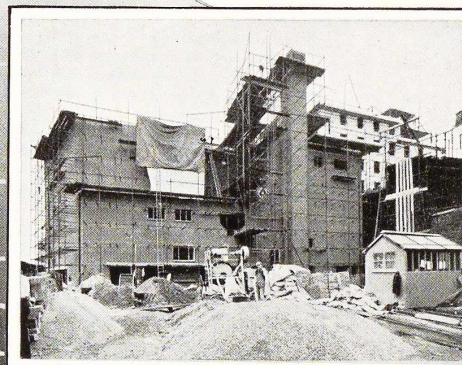
CHARPENTES, RÉSERVOIRS  
TUYAUTERIES, POTEAUX  
SOUDURE ÉLECTRIQUE

REGISTRE DE COMMERCE : MONS 378

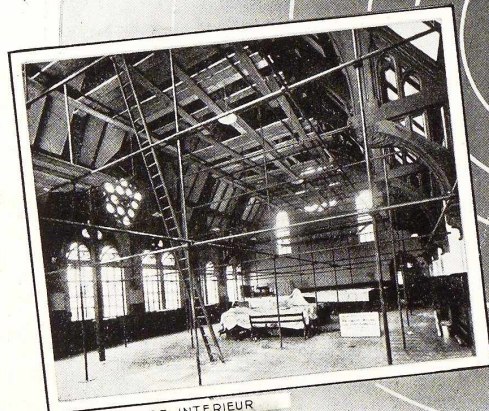
# ECHAFAUDAGES TUBULAIRES "BURTON"



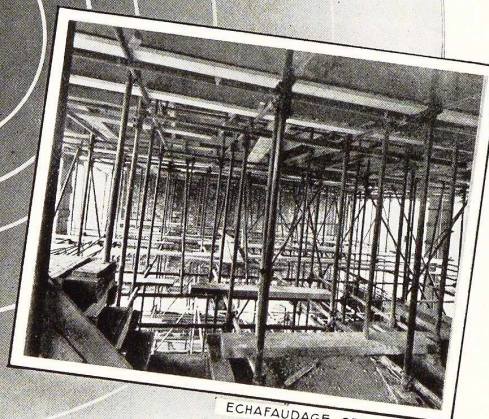
ECHAFAUDAGE INDEPENDANT



ECHAFAUDAGE SIMPLE

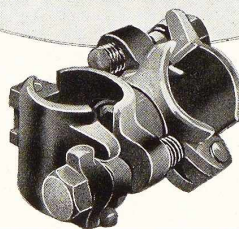


ECHAFAUDAGE INTERIEUR



ECHAFAUDAGE SERVANT D'ETANÇON

Systeme "DOUBLE-GRIP" en acier forgé-estampé



RAPIDITÉ

SÛRETÉ

Concessionnaires exclusifs pour la Belgique, le G.-D. de Luxembourg et le Congo Belge

## ALEXANDRE DEVIS & C<sup>IE</sup>

SOCIÉTÉ EN COMMANDITE SIMPLE

43 rue Masui  
BRUXELLES  
Tél. 15.49.40 (4 lignes)

296, rue Saint-Denis  
FOREST  
Tél. 44.48.50 (3 lignes)

45 rue Goffart  
IXELLES  
Tél. 11.76.38 - 11.76.98

Les constructions tubulaires « Burton » sont brevetées en Belgique et à l'étranger



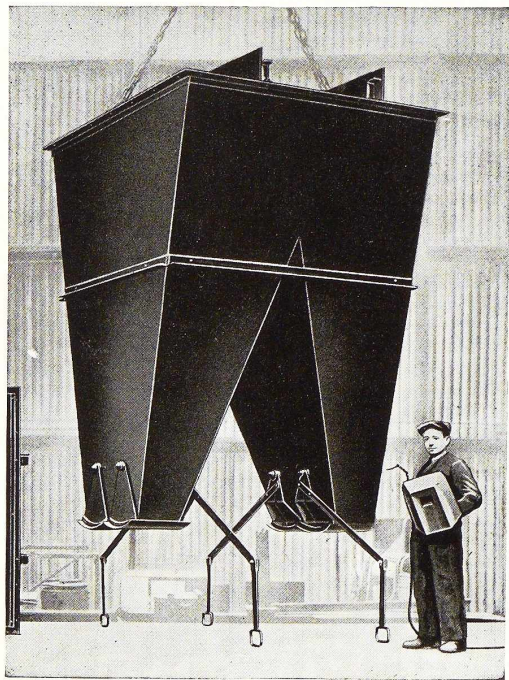
**TOUS LES PRODUITS MÉTALLURGIQUES**

**120-124, AVENUE DU PORT**  
**4-6, QUAI DES CHARBONNAGES**

Tél. 26.98.10 (plusieurs lignes)  
Tél. 26.98.17 (2 lignes)

C. C. P. 87.61  
R. C. B. 10.741

PUBLINO, RUE DE VAROUX 1, LIEGE



CONSTRUCTIONS  
METALLIQUES  
DE JEMEPPE-SUR-MEUSE

SOCIETE ANONYME

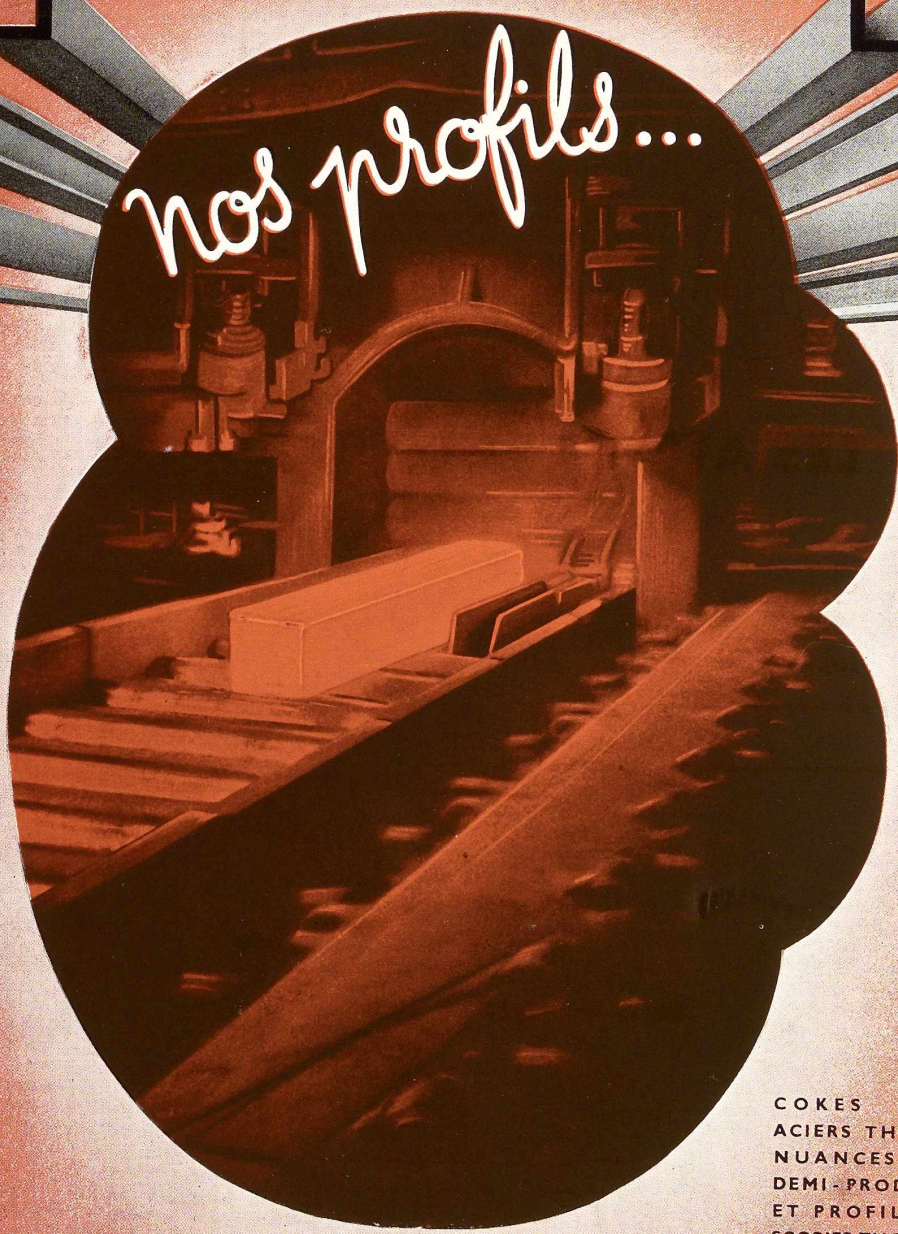
*Anciennement: Ateliers Georges Dubois*

TELEPHONES: *Liège 309.73 et 309.74.*  
TELEGR. *COMEPPE Jemeppe - sur - Meuse.*



S

*nos profils...*



COKES ET FONTES,  
ACIERS THOMAS TOUTES  
NUANCES EN LINGOTS,  
DEMI-PRODUITS, BARRES  
ET PROFILS SPÉCIAUX,  
SCORIES THOMAS ET CIMENTS.

SOC. AN. DES HAUTS-FOURNEAUX FORGES & ACIERIES DE  
**THY-LE-CHATEAU & MARCINELLE**

MARCINELLE : TÉL. CHARLEROI 122.93 • TÉLÉGR. WEZMIDI-CHARLEROI

Studio Simar-Stevens



NOS SPÉCIALITÉS :

Brides de tuyauteries pour hautes pressions  
Tôles et accessoires galvanisés  
Emboutis lourds et moyens  
Ressorts - Am'Acier - Pièces en acier moulé  
et pièces forgées (brutes et parachevées)

**LES ATELIERS MÉTALLURGIQUES** S.  
A.  
**NIVELLES**

USINES A NIVELLES - TUBIZE - LA SAMBRE - MANAGE

Locomotives - Tenders - Wagons - Voitures - Ponts - Grues - Charpentes



**MONTAGES - SOUDURE ÉLECTRIQUE.**  
**EN ATELIER. SUR CHANTIER.**

TÉL : 210.04

12, RUE DU BRÉSIL.

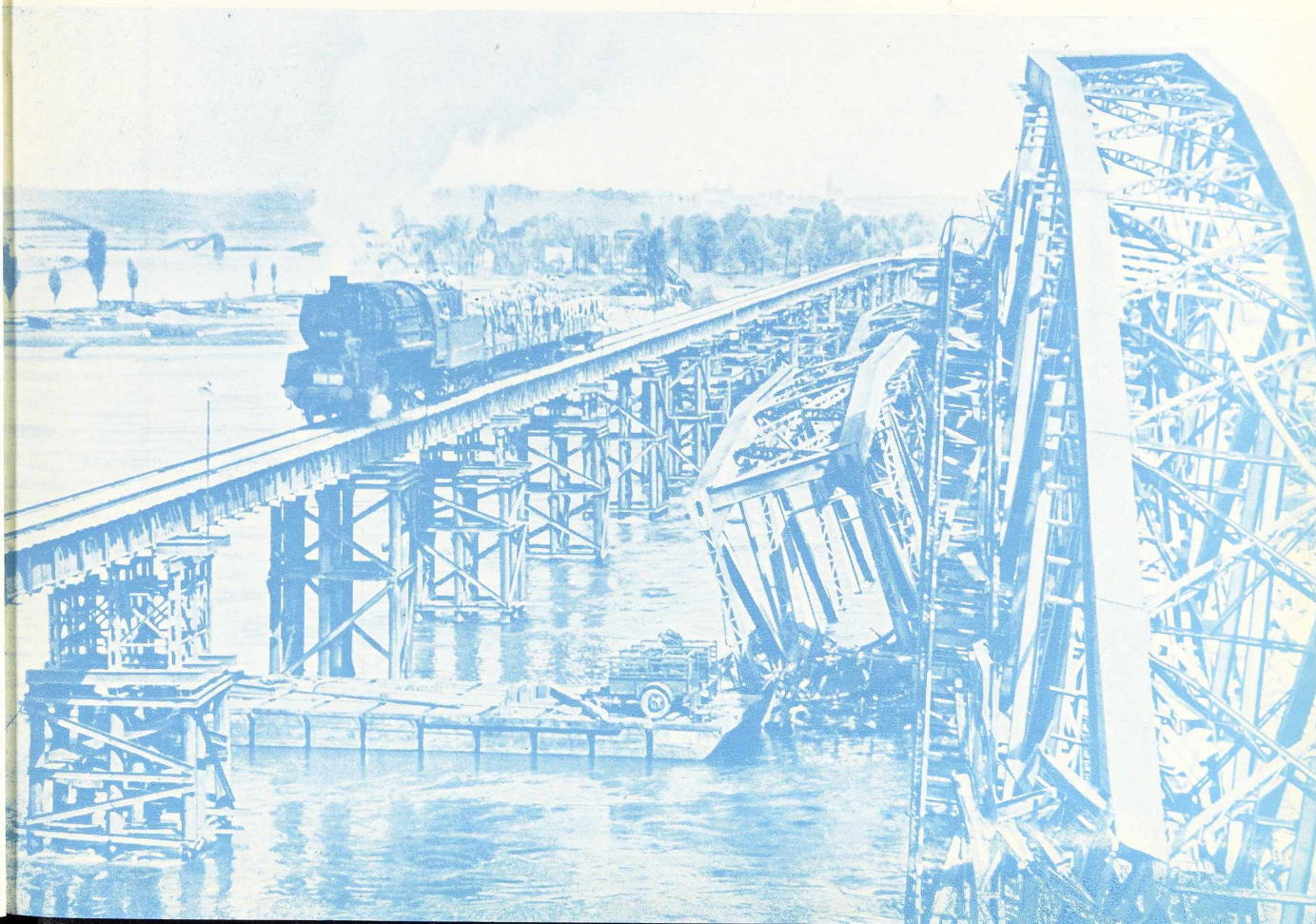
ANVERS.

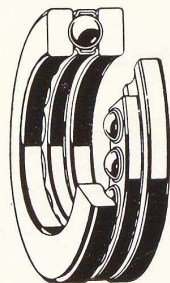
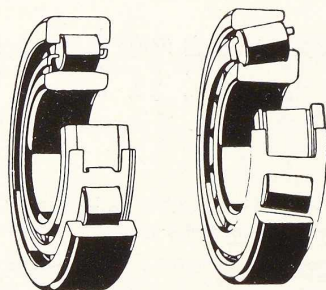
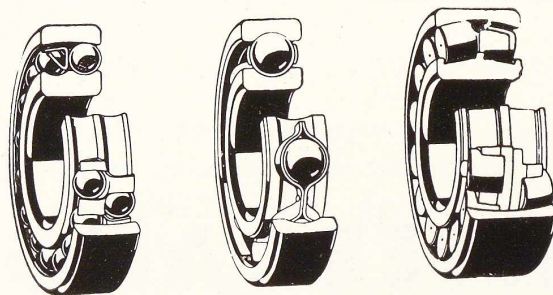


# DE DIFFERDANGE

AGENCE DE VENTE POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE  
DAVUM, S. A., 22, rue des Tanneurs, 22, Anvers.  
Téléphone 299.17. (5 lignes) — Télégramme Davumport

Pont sur le Rhin construit en poutrelles GREY, en un délai de 8 jours,  
par le Génie militaire allié.





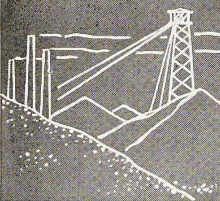
**SOCIETE BELGE DES ROULEMENTS A BILLES SKF**

SOCIETE ANONYME

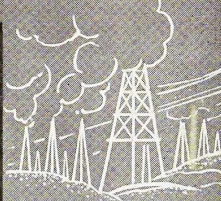
117. BOULEVARD ANSPACH BRUXELLES Téléphone: 11.65.12 - 13 - 14 - 15

# TUBES POUR TOUTES ACTIVITÉS

CHARBONNAGES



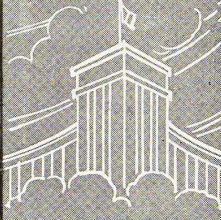
PÉTROLE



CANALISATIONS

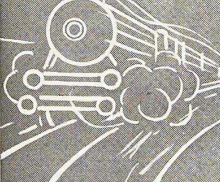


TRAVAUX PUBLICS

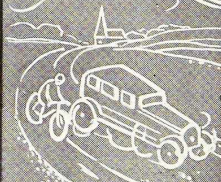


EAU  
GAZ

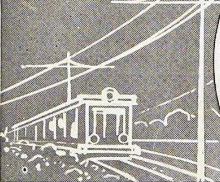
CONSTRUCTION  
MÉCANIQUE



SPORTS



TRANSPORT  
DE FORCE



LE HOME



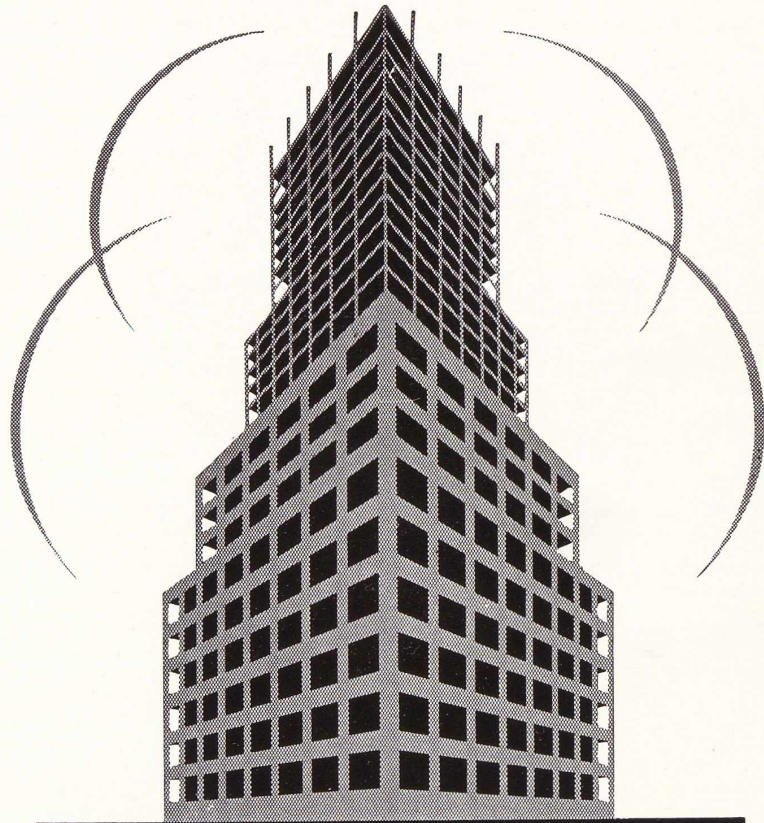
TOUS DIAMÈTRES  
DE 3<sup>m</sup> A 1250<sup>m</sup>  
ET PLUS



# USINES A TUBES DE LA MEUSE

STÉ A ME FLÉMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO



La Société Anonyme des Anciens Établissements Paul Wurth, à Luxembourg, occupe le premier rang parmi les ateliers de construction du Grand-Duché. Son activité s'étend :


- 1° **AUX PONTS ET CHARPENTES**, construction de ponts, charpentes et tous travaux de grosse chaudronnerie ;
- 2° **AUX APPAREILS DE LEVAGE ET DE MANUTENTION** : ponts-roulants, palans, treuils, monorails, grues, chevalets, monte-charges, transbordeurs, chariots à laitier, chariots-automoteurs pour transport de bennes à minerai et à coke ;
- 3° **A LA FONDERIE D'ACIER ET MÉCANIQUE GÉNÉRALE**, tous moulages d'acier bruts, dégrossis et finis, toutes parties mécaniques complètes ajustées, engrenages taillés.

Chacune de ces divisions a son bureau d'études autonome dirigé par des ingénieurs spécialisés.

Une notice détaillée vous sera envoyée volontiers sur demande adressée à la

SOCIÉTÉ ANONYME DES ANCIENS ÉTABLISSEMENTS  
**PAUL WURTH • LUXEMBOURG**

# APPAREILS DE LEVAGE, DE MANUTENTION ET DE TRACTION ÉLECTRIQUE



Grues de port. Grues pour chantiers navals.  
Grues industrielles à crochet et à grappin.  
Grues de façade pour entrepreneurs.

Ponts roulants en tous genres à crochets et à  
grappins. Ponts spéciaux de métallurgie : strip-  
peurs, mélangeurs, enfourneurs de Fours Martin,  
pitts, défourneurs.

Cabestans. Grappins automatiques, etc.  
Installations de manutention en tous genres :  
transporteurs à courroies, transporteurs à ra-  
clettes, élévateurs à godets, vis d'Archimède, etc.

SOCIÉTÉ ANONYME

**LE TITAN ANVERSOIS**

**H O B O K E N**  
BELGIQUE

---

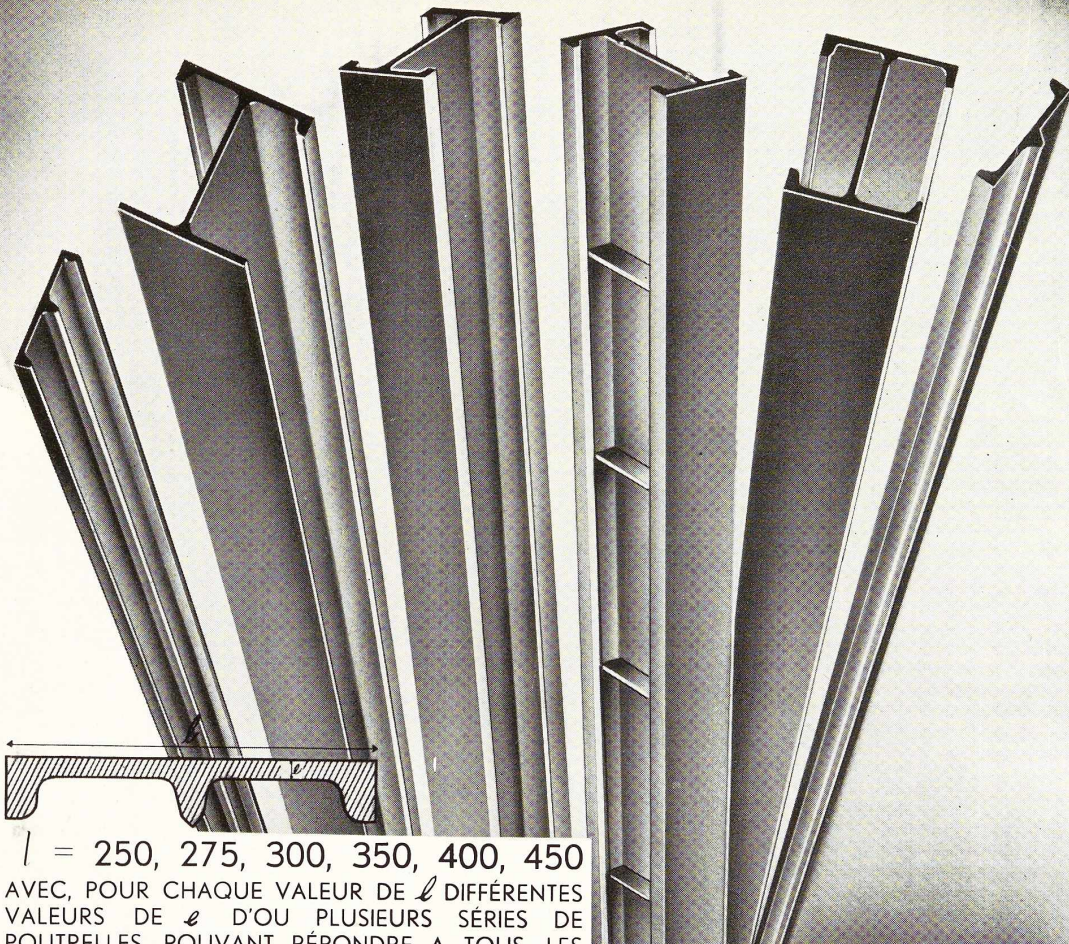
**L'OXHYDRIQUE INTERNATIONALE**  
S.A. 31 Rue P. Van Humbeek BRUXELLES



**METALLISATION**

**A LA FLAMME OXYACETYLENIQUE**





$l = 250, 275, 300, 350, 400, 450$   
 AVEC, POUR CHAQUE VALEUR DE  $l$  DIFFÉRENTES  
 VALEURS DE  $e$  D'OU PLUSIEURS SÉRIES DE  
 POUTRELLES POUVANT RÉPONDRE A TOUS LES  
 BESOINS COURANTS.

**PLAT**  
**NERVURÉ A BOULES**  
**S.A. OUGRÉE-MARINAYE**

BREVET N° 446.942

CE PROFIL SPÉCIALE-  
 MENT CONÇU POUR LA  
 CONSTRUCTION DES  
 COLONNES ET DES  
 MEMBRURES DES  
 POUTRES A AMES  
 PLEINES EST UNE RÉVÉ-  
 LATION DANS LA CONS-  
 TRUCTION SOUDÉE.

IL ASSURE UNE GRANDE  
 ROBUSTESSE ET  
 35 % D'ECONOMIE  
 DANS LES GROS  
 ÉLÉMENTS.

MONOPOLE  
 DES VENTES

**SOCIÉTÉ COMMERCIALE D'OUGRÉE**  
 OUGRÉE (BELGIQUE)



MEHLEN

# PALPLANCHES BELVAL

Le nouveau programme des profils ondulés de l'usine de Belval comprend :

1. **Profils normaux »N«** -- Profils d'un module de 700 à 2350 cm<sup>3</sup> pouvant suffire pour la plupart des travaux courants. Ces profils, laminés en cycle régulier par l'usine, sont livrables à très court délai.

2. **Profils renforcés »R«** — Profils normaux renforcés spécialement par rapport aux ailes et à la diagonale. Ces profils sont désignés pour le battage dans des terrains difficiles et là où une plus grande sécurité contre la corrosion est requise.

3. **Profils spéciaux.** — Dans ce groupe sont classés tous les autres profils d'une application moins fréquente. Leur laminage est sujet à l'accord préalable de l'usine.

Profitant d'une longue expérience, l'usine de Belval a **perfectionné l'emboîtement** des profils **Belval - Z** en se basant sur une conception nouvelle. Une plus grande solidité a été réalisée par une modification des bourrelets et par le renforcement de leurs tenants à la base; en plus, les bourrelets ont été arrondis à la pointe de façon à obtenir un enfilage et un glissement plus faciles.

Une brochure spéciale donnant des indications détaillées sur les trois types de profils ondulés: Belval-Z, Terres Rouges et Belval-O est envoyée sur demande.

Pour la Belgique, s'adresser à

**LA BELGO-LUXEMBOURGEOISE S.A.**

11, QUAI DU COMMERCE, BRUXELLES

Tél. 17.22.46 - Adr. Tél. BELGOLUX BRUXELLES



# OLUMETA

COMPTOIR MÉTALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS S.A. LUXEMBOURG

**ÉLECTRODES**  
POUR LA SOUDURE A L'ARC  
**OUTILLAGÉ**  
POUR SOUDEURS  
**TRANSFORMATEURS**  
DE TOUTES PUISSANCES

**MÉTAUX D'APPORT**  
AUTODÉCAPANTS OU AUTODÉSOXYDANTS  
POUR LA SOUDURE AU CHALUMEAU  
DE TOUS MÉTAUX

DÉCOUPAGE OXYÉLECTRIQUE  
**OXYARC**

LES NOMBREUX AVANTAGES PRATIQUES DE CE  
NOUVEAU PROCÉDÉ, PERMETTENT DE RÉSOUDRE  
FACILEMENT ET RAPIDEMENT TOUS PROBLÈMES  
DE DÉCOUPAGE

**TOUJOURS**  
A L'AVANT-GARDE DU  
**PROGRÈS**  
**ARCOS**

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE  
S. A.  
58-62, RUE DES DEUX-GARES - TÉL. 21.01.65  
BRUXELLES



# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

## REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

11<sup>e</sup> ANNÉE - N° 9-10

SEPTEMBRE-OCTOBRE 1946

### Construction d'un pont semi-provisoire à Chalampé (France)

par O. Leduc,  
Ingénieur en chef à la S. N. C. F.

#### Préambule

Après la construction du pont provisoire de Kehl, qui avait été exécuté par les sapeurs de chemin de fer français en juin 1945 et inauguré le 7 juillet par le général de Lattre de Tassigny, l'Autorité militaire française demanda la construction d'un nouvel ouvrage plus au Sud. Il n'y avait, en effet, dans cette région, aucune communication importante entre les deux rives.

Avant guerre, il existait trois passages ferroviaires (carte fig. 253) : l'un à Neuf-Brisach, sur la ligne de Colmar à Freiburg, le second à Chalampé, sur la ligne de Mulhouse à Neuenburg, et le troisième à Huningue, sur une ligne secondaire située plus au Sud donnant une relation entre les deux rives du

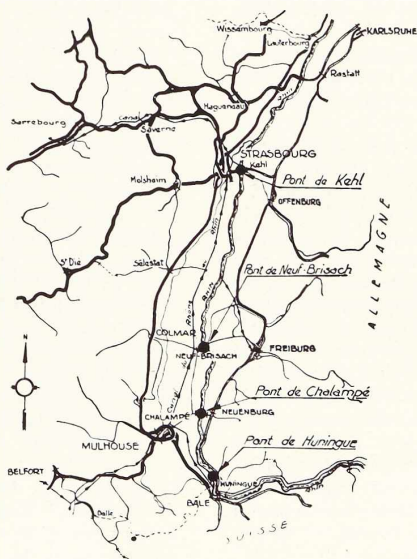


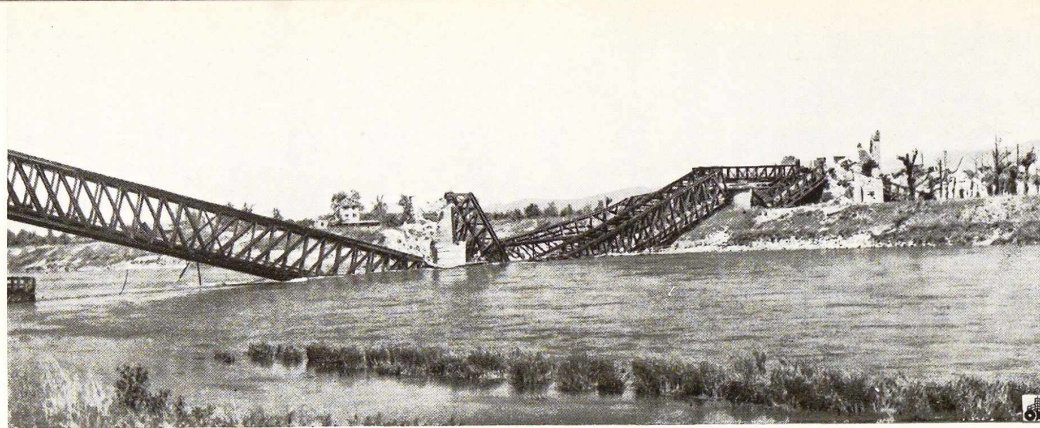
Fig. 253. Plan général de situation du pont de Chalampé.

Rhin, non loin de la frontière suisse.

La S. N. C. F. ayant reconnu la nécessité, pour le trafic commercial, de disposer d'un ouvrage au Sud de Strasbourg, il fut décidé de reconstruire celui de Chalampé d'une manière suffisamment sérieuse pour pouvoir attendre la reconstruction définitive qui, vraisemblablement, ne pourra être exécutée que d'ici quelques années.

La S. N. C. F. accepta, en outre, de se charger de l'ensemble des opérations avec le concours des sapeurs de chemin de fer mis à sa disposition par l'Autorité militaire.

Le pont de Chalampé était un ouvrage métallique à deux voies de près de 350 mètres de longueur totale comportant 7 travées indépendantes dont :



**Fig. 254.** Etat du pont de Chalampé après sa destruction (vue de la rive française). On aperçoit au delà de la travée centrale, tombée par une extrémité dans le fleuve, la pile 4 en grande partie détruite, une seule travée de 28 mètres est restée sur ses appuis.

- 2 travées d'accès, côté France, de 28 mètres de portée chacune;
- 3 travées de 72 mètres franchissant le cours principal du Rhin;
- 2 travées de 28 mètres, côté Allemagne séparées par une tour fortifiée.

En 1940, une partie de l'ouvrage avait été détruite : les Allemands avaient rétabli la voie I côté amont et il ne restait de la voie II que les deux tabliers de 28 mètres et celui de 72 mètres côté Allemagne. Mais au moment de leur départ, en février 1945, ils provoquèrent des destructions considérables.

Finalement, quand les reconnaissances purent être effectuées aux abords de l'ouvrage encore truffé de mines, la situation était la suivante (fig. 254) :

- La culée côté France restait intacte ainsi que les piles 5 et 6 côté Allemagne; la pile 1 était entièrement détruite jusque dans ses fondations ainsi que la culée côté Allemagne; la pile 2 était ébranlée et disloquée sur toute sa hauteur, la pile 3 était intacte pour une voie et la pile 4 était démolie en grande partie, les fondations paraissant toutefois utilisables;
- A l'exception de la grande travée centrale reposant encore sur la pile 3 par une extrémité et tombée dans le fleuve par l'autre extrémité, tous les tabliers de la voie I étaient complètement effondrés, aussi bien les travées d'accès de 28 mètres sur les deux rives que les grands tabliers de 72 mètres des travées de rive côté France et côté Allemagne qui étaient tronçonnés, le premier en trois, le second en deux tronçons enchevêtrés, tordus, et à peu près complètement inutilisables;
- Sur la voie II, seul un tablier de 28 mètres était resté sur ses appuis mais avec de mul-

tiples avaries le rendant inutilisable même provisoirement; les deux autres étaient effondrés.

Dans l'ensemble, la brèche s'étendait à la totalité de l'ouvrage sur une longueur de près de 350 mètres et seule la travée centrale de 72 mètres était récupérable.

#### Projet envisagé pour la reconstruction

Deux problèmes importants étaient à résoudre : se procurer une longueur suffisante de tablier pour franchir la brèche tout en constituant le moins possible d'appuis dans le Rhin.

Or, les stocks de tabliers auxiliaires de grande portée dont pouvait encore disposer la S. N. C. F. étaient sérieusement réduits et l'autorité militaire ne disposait plus que de quelques éléments — mais d'une longueur très insuffisante — de tabliers de type Bonnet-Schneider qui avaient pu permettre la résolution facile du problème du pont de Kehl.

Mais il se trouvait qu'il existait encore au pont de Neuf-Brisach, situé plus au Nord — et dont la S. N. C. F., d'accord avec l'autorité militaire, n'envisageait pas le rétablissement — une travée restée intacte après les destructions allemandes, de même portée, précisément, que celle des grandes travées détruites de Chalampé. L'idée vint immédiatement d'utiliser cette travée et, pour réduire la dépense, de la transporter d'une seule pièce sur des chalands en remontant le Rhin.

D'autre part, le relevage de la travée centrale de Chalampé était une opération classique, et malgré les difficultés d'asseoir un portique de relevage dans le Rhin, c'était évidemment une solution réalisable, qui fut immédiatement adoptée.



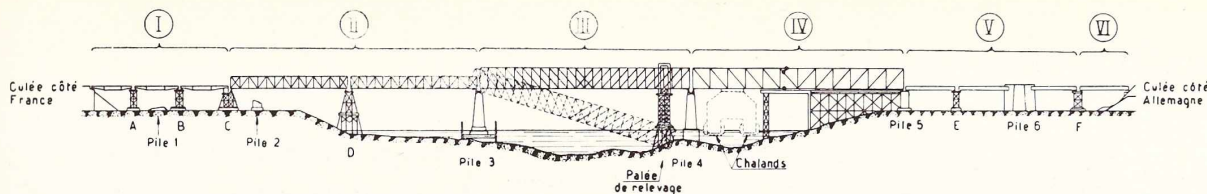


Fig. 255. Projet de rétablissement du pont de Chalampé.

I. 3 travées allemandes d'environ 16 mètres de portée reposant sur la culée et les 3 palées A, B, et C; - II. 2 travées « Roth-Wagner » de respectivement 40<sup>m</sup>50 et 43<sup>m</sup>50 de portées; - III. Grande travée centrale de 72 mètres de portée; - IV. Travée de 72 mètres de portée en provenance de Neuf-Brisach; - V. 3 travées allemandes de respectivement 16, 13 et 16 mètres de portée; - VI. Tablier auxiliaire de 18 mètres de portée.

Il restait à remplacer la troisième grande travée côté France et les travées d'accès sur les deux rives. Or, tout compte fait, on ne disposait plus, en France, que d'un certain nombre d'éléments démontables provenant d'un stock allemand récupéré, éléments permettant, suivant diverses combinaisons, de réaliser des portées de 10 à 20 mètres. Leur utilisation, si elle était acceptable pour les travées d'accès au-dessus des berges, aurait présenté de grandes difficultés pour la grande travée en nécessitant la création de plusieurs appuis importants dans le lit même du Rhin. Heureusement, il restait également, dans les débris du pont de Neuf-Brisach, des éléments assez importants d'un ancien pont provisoire allemand du type Roth-Wagner dont deux travées encore sur leurs appuis. L'ensemble des récupérations possibles permettait de constituer deux travées de 40 et 43 mètres environ nécessitant un seul appui assez près de la rive française et, par conséquent, dans une région où les eaux sont généralement calmes.

En définitive, le projet se présentait de la façon suivante (fig. 255) pour le rétablissement d'une seule voie à l'emplacement de la voie II, côté aval (ceci dans le but de ne pas subordonner les travaux au déblaiement des travées de la voie I qui était très important sur la rive française) :

— Côté France, 3 tabliers allemands d'environ 16 mètres de portée reposant sur la culée et sur 3 palées, A, B et C établies simplement sur des galettes de fondation en béton;

— Un tablier Roth-Wagner de 40<sup>m</sup>50 reposant d'une part sur la palée C et d'autre part sur la palée D fondée sur pilotis en rivière;

— Un tablier Roth-Wagner de 43<sup>m</sup>50, reposant sur la même palée D et sur la pile 3 restée intacte;

— La grande travée centrale de 72 mètres relevée s'appuyant sur la pile 3 et, après relevage de l'autre extrémité, sur la pile 4 reconstruite;

— Le tablier de 72 mètres en provenance de Neuf-Brisach reposant sur cette pile 4 reconstruite et sur la pile 5 restée intacte et qu'il suffisait d'aménager;

— Deux tabliers allemands de 16 mètres et 13 mètres reposant sur une palée intermédiaire E établie sur galette en béton et, aux autres extré-

mités, d'une part sur la pile 5 et d'autre part sur la grosse pile fortifiée 6 restée en partie intacte;

— Une travée allemande de 16 mètres reposant sur cette pile 6 et sur une palée provisoire F, et un tablier auxiliaire de 18 mètres du type S. N. C. F. s'appuyant sur cette même palée F, franchissant l'emplacement de la culée démolie et allant reposer en arrière sur un appui provisoire G.

## Réalisation des travaux

### 1. Transport de la travée de Neuf-Brisach

Pour éviter le démontage complet et le remontage de cette travée dont le poids total était de 500 tonnes, ce qui aurait demandé un délai très long, on décida de tenter le déplacement de la travée entière montée sur des chalands. Le transport en une seule fois aurait nécessité un écartement assez important des chalands porteurs, ce qui n'aurait été possible qu'en période de hautes eaux de manière à trouver des passes navigables suffisamment larges pour effectuer la navigation en toute sécurité. Or ce n'était pas le cas et on dut décider d'effectuer le transport en deux fois.

La séparation en deux tronçons se trouva facilitée du fait qu'il existait dans la passe correspondante, à l'emplacement de la seconde voie, une demi-palée provisoire en béton construite par les Allemands pour supporter un des tabliers provisoires du type Roth-Wagner dont il a été question précédemment. Cette demi-palée se trouvait, non pas au milieu de la travée, mais à 26<sup>m</sup>50 seulement de la pile voisine, côté France, ce qui entraîna la décision de séparer le tablier en deux tronçons inégaux, l'un de 40<sup>m</sup>60 et l'autre de 31<sup>m</sup>40.

Il fallait donc, après démontage du tablier Roth-Wagner, par une opération préliminaire de ripage transversal, amener le tablier à l'emplacement de la deuxième voie; puis, par une translation longitudinale, amener au-dessus de cette palée intermédiaire le joint au droit duquel devait être effectuée la coupure.

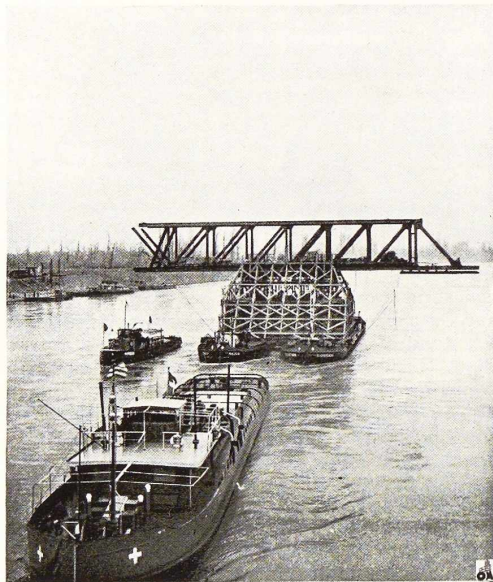


Fig. 256. Transport du premier tronçon de la travée en provenance de Neuf-Brisach.

De plus, il était nécessaire, pour permettre cette opération, d'allonger légèrement le grand tronçon de 40<sup>m</sup>60, côté Allemagne, par un avant-bec de 9 mètres.

D'autre part, pour éviter d'avoir à effectuer pour le transport de chacun des deux éléments de tablier des opérations de descente puis de remontée sur une hauteur importante, il fut jugé préférable de construire sur les chalands une charpente d'une hauteur telle que le tablier se trouvât transporté en restant à peu près à son niveau, c'est-à-dire le sous-poutre à 12<sup>m</sup>50 du plan d'eau (fig. 256).

Les travaux d'aménagement des deux péniches automotrices de 600 tonnes furent effectués en partie à Zurich et, en partie, aux abords de Neuf-Brisach et nécessitèrent la mise en œuvre de près de 200 m<sup>3</sup> de bois de charpente.

Ils furent entrepris en même temps que les travaux préparatoires à Neuf-Brisach de ripage et de séparation en deux tronçons, à partir de novembre 1945 et s'échelonnèrent pendant une grande partie de l'hiver.

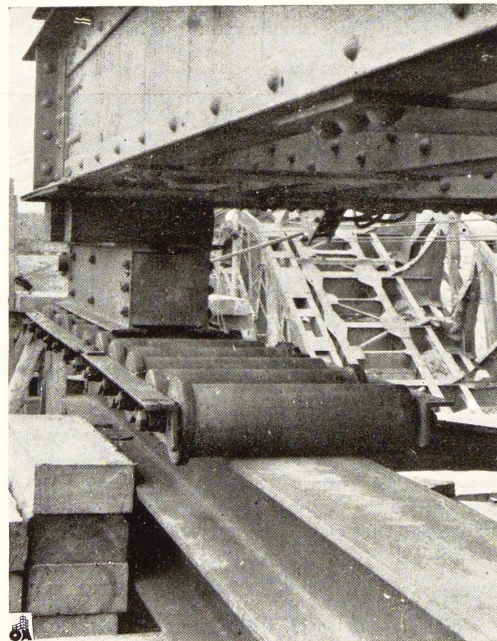
La séparation de la travée en deux tronçons fut confiée à l'entreprise française Nithart de Saint-Gratien qui était chargée sur le même chan-

tier du démontage des éléments du pont Roth-Wagner.

Pour que le transport s'effectuât avec le maximum de chances de succès, il fut nécessaire d'étudier au préalable le régime du Rhin, les débits et les niveaux probables au moment de l'opération délicate de la mise en charge du tablier et de son transfert. Pour ces opérations, la S. N. C. F. fit appel à la grande expérience du D<sup>r</sup> Ryniker, expert naval suisse. L'opération était d'autant plus délicate que le niveau du Rhin était resté très bas et risquait de l'être encore davantage à la fin de l'hiver.

Le transport du premier tronçon représentant avec l'échafaudage un poids de près de 300 tonnes devait avoir lieu le 30 janvier, mais le temps, ce jour-là, était tellement défavorable que le D<sup>r</sup> Ryniker prit la décision, après consultation des services météorologiques, de le retarder de 24 heures. Malgré une crue importante de 80 centimètres, survenue pendant la nuit du 30 au 31, l'opération de mise en charge s'effectua dans la journée du 31 sans aucune difficulté grâce aux grandes précautions prises et à l'étude minu-

Fig. 257. Trains de rouleaux sous l'extrémité du premier tronçon.





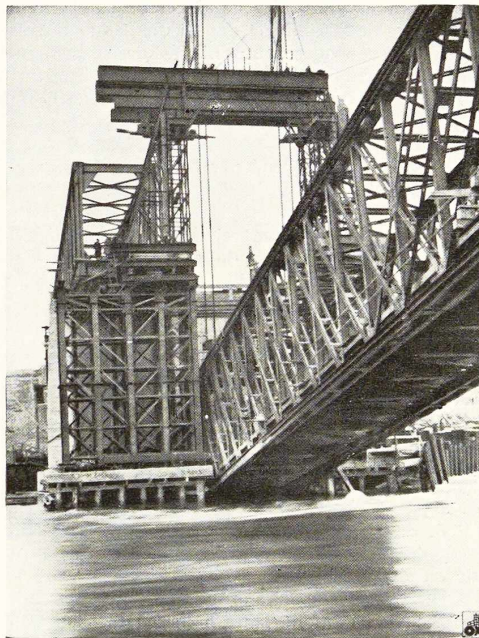
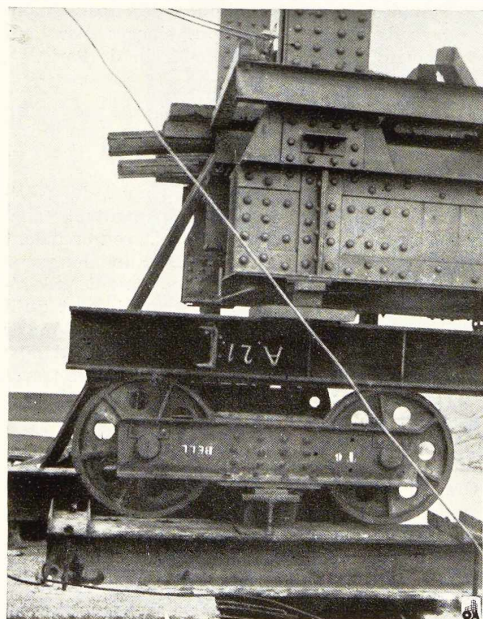
lieuse qui en avait été faite au préalable (fig. 256).

Le transport du second tronçon plus court et plus léger (200 t avec échafaudage) s'effectua dans des conditions aussi satisfaisantes le 27 février.

Les deux transports de Neuf-Brisach à Chalampé (parcours de 26 km) s'effectuèrent, malgré un courant contraire de 12 kilomètres à l'heure, en une durée d'environ 5 heures ce qui représente une vitesse moyenne très honorable de 5 kilomètres à l'heure.

A Chalampé, il avait été nécessaire de construire une palée provisoire à 25 mètres environ de la pile n° 4 pour appuyer le premier tronçon dès son arrivée et d'établir entre cette palée et la pile n° 5, côté Allemagne, un échafaudage en bois pour supporter ce même tronçon pendant et après son ripage longitudinal, de manière à dégager la passe pour recevoir le deuxième tronçon. Cette opération devait être combinée avec les opérations exécutées dans la travée voisine pour le relevage de la travée tombée dont il va être question plus loin. Une difficulté particulière s'est présentée du fait de la différence de

**Fig. 258.** Galets doubles sous l'extrémité du deuxième tronçon.



**Fig. 259.** Portique de relevage de la travée centrale.

tirant d'air qui existait entre les ouvrages de Neuf-Brisach et de Chalampé de 3<sup>m</sup>50 en faveur de ce dernier, qui obligea à soulever de cette quantité les deux tronçons à leur arrivée au pont de Chalampé pour les placer au niveau des appuis.

Les opérations de ripage, aussi bien à Neuf-Brisach qu'à Chalampé, s'effectuèrent au moyen de rouleaux de 60 mm de diamètre ou de galets doubles de 750 mm (fig. 257 et 258).

## 2. Relevage de la travée centrale du pont de Chalampé

On employa ici la méthode classique qui consiste à installer au-dessus de la partie de l'extrémité tombée, un portique comportant une poutre de relevage mobile pouvant se déplacer de la longueur de course des vérins.

Le tablier à relever est suspendu à la poutre de relevage par 4 bielles de longueur correspondant à la hauteur maximum totale du relevage qui était ici de 17<sup>m</sup>50 et percées de trous équidistants de 200 mm pour recevoir de gros axes en acier rond de diamètre approprié.

La manœuvre de relevage s'effectue par courses successives de 200 mm et déplacement de ces axes après chaque course. Les bielles de suspension sont reliées aux membrures supérieures du pont par l'intermédiaires de deux palonniers, de façon à permettre des inclinaisons variables pendant le relevage.

Le portique, constitué par deux montants verticaux à treillis et des jambes de force, était installé sur des palées métalliques de 10 mètres de hauteur, fondées de part et d'autre du tablier à relever sur des groupes de pieux coiffés de galettes en béton armé (fig. 259); la palée côté aval, située à l'emplacement de la voie II, devait avoir une largeur suffisante pour servir d'appui au tablier après son relevage et son ripage latéral, en attendant la reconstruction définitive de la pile 4.

On avait cru nécessaire, tout d'abord, d'utiliser comme pieux des tubes ou profilés d'acier, mais étant donné la période des basses eaux du Rhin pendant laquelle ont été effectués les travaux, on a pu se contenter de pieux en bois, de 30 à 40 cm de diamètre et d'une quinzaine de mètres de longueur, dont le battage s'est effectué sans difficultés.

L'ensemble des palées et de la pile voisine était protégé vers l'amont par un brise-lames en palplanches.

Durant la première partie du relevage, les palées métalliques étaient entretoisées entre elles à leur partie supérieure au moyen de poutrelles à larges ailes parallèles DIN 70; dès que le relevage du tablier fut suffisant, cet entretoisement fut reporté à leur partie inférieure.

L'opération du relevage présenta quelques difficultés :

- Le tablier reposait encore à son extrémité côté France sur la pile 3 par les membrures inférieures des poutres principales dont l'une présentait une déformation appréciable. Il était donc nécessaire d'installer sur la pile un dispositif mobile pour permettre à ce tablier de se déplacer au fur et à mesure du relevage. Le panneau d'extrémité avait été renforcé au moyen d'une charpente en bois pour éviter les déformations des poutres principales;
- D'autre part, au cours du relevage, on éprouva des difficultés sérieuses pour décoller l'extrémité tombée de la travée à relever qui était coincée dans les encochements entourant la base de la pile 4. Au cours des premières tentatives de relevage, des ruptures se produisirent, d'une part dans la chape du palonnier aval et, d'autre part, dans les cornières inférieures de ce même palonnier. Il en résulta un retard important dans le relevage et, pour ne

pas compromettre les travaux d'aménée sur place du premier tronçon de Neuf-Brisach à Chalampé, il fallut, pendant quelques jours et avant l'achèvement du relevage, dégager l'emplacement de la voie II qui était occupé par les montants du portique côté aval. On put heureusement se contenter de riper celui-ci vers l'amont et démonter les contre-fiches.

Après la mise en place du premier tronçon venant de Neuf-Brisach, il fut possible de remettre en place le portique et les travaux de relevage se poursuivirent sans autre incident.

Après leur achèvement et le démontage du portique, il suffit de riper latéralement le tablier à l'emplacement de la voie II puis longitudinalement pour le mettre exactement sur ses appuis définitifs, d'une part sur la pile 3, et d'autre part sur la pile 4 qui avait été entretemps reconstruite entièrement en béton armé. Ces opérations de ripage s'effectuèrent d'une manière classique sur des trains de galets et sans aucun incident (fig. 260).

Les travaux ont été exécutés :

- Pour la reconstruction de la pile 4, le battage des pieux et la confection de la galette de béton de la palée de relevage, par l'entreprise suisse Locher;
- Pour les travaux de relevage, par l'entreprise Fournes de Bordeaux;
- Pour les travaux métalliques, découpage, montage de palées, réparation, ripages, par l'entreprise Schmidt-Bruneton-Morin de Paris.

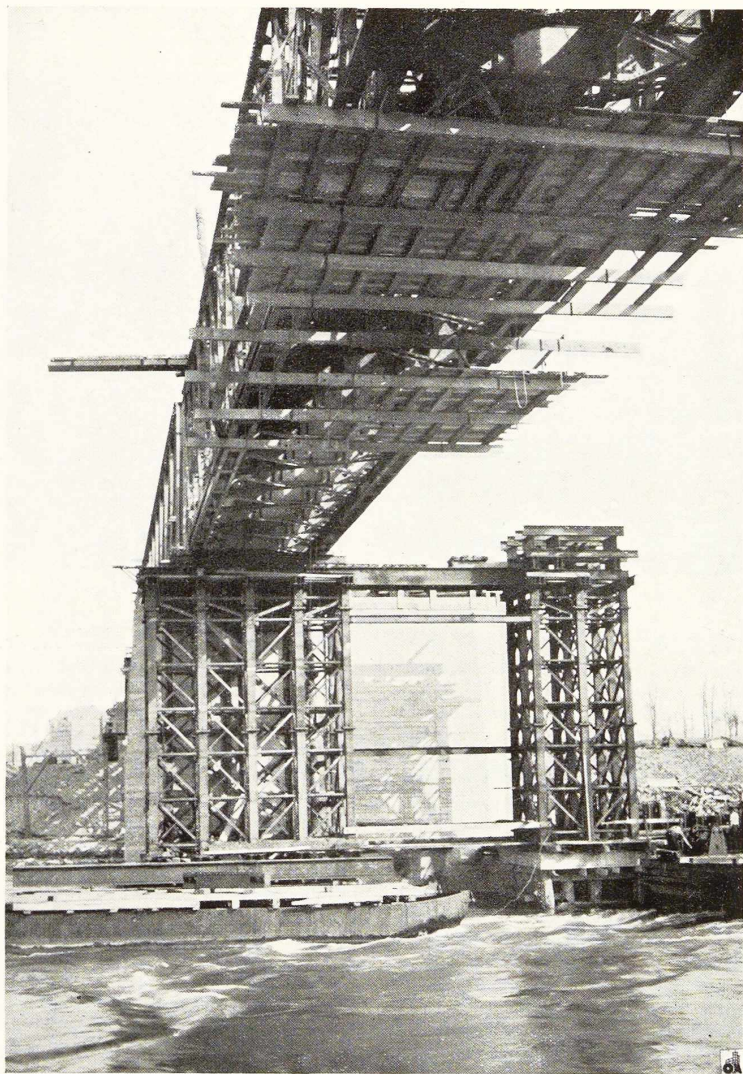
### 3. Montage d'éléments Roth-Wagner provenant de Neuf-Brisach pour la première grande travée, côté France

Il s'agissait d'abord de récupérer à Neuf-Brisach des éléments d'un pont démontable allemand encore utilisables; ceux-ci comprenaient deux travées restées sur appuis d'une longueur totale de 80 mètres environ, en amont précisément de la grande travée de 72 mètres et qu'il était par suite nécessaire d'enlever pour dégager celle-ci et permettre son transport sur chalands; il restait en outre une portion d'une autre travée en partie tombée dont la plupart des éléments étaient récupérables.

Le démontage des éléments Roth-Wagner fut confié à l'entreprise française Nihart de Saint-Gratien (qui avait été chargée de la séparation en deux tronçons du tablier de 72 mètres à transporter sur chalands).

Les opérations furent effectuées en installant successivement sous les travées à démonter plusieurs palées provisoires très légères, et en profi-





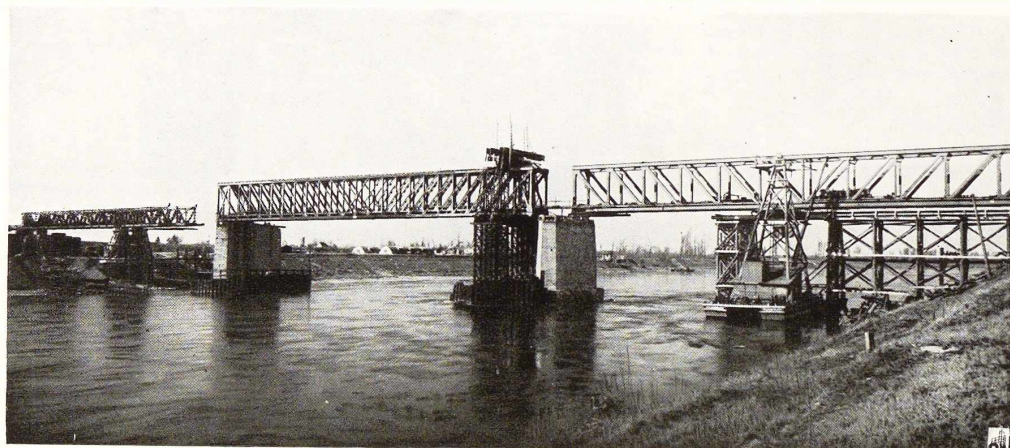
**Fig. 260.** Vue de la travée centrale relevée, avant son ripage longitudinal.

tant de la présence d'une palée en béton construite par les Allemands, sur laquelle on put appuyer une partie du tablier au cours du démontage.

Les éléments ainsi démontés à Neuf-Brisach devaient être transportés sur péniches automotrices pour être remontés à Chalampé, mais étant donné les difficultés de manutention qui se présentaient en ce point pour débarquer les éléments

et les mettre en œuvre, il a été reconnu préférable de diriger les péniches sur le port de Strasbourg et d'expédier les éléments par voie ferrée de manière à les amener au pont de Chalampé sur la culée côté France, à l'endroit précis où devait s'effectuer le remontage.

Pendant que s'exécutaient à Neuf-Brisach les travaux de récupération, à Chalampé, on avait entrepris les travaux de construction des appuis



**Fig. 261.** Ensemble des grandes travées centrales avant l'achèvement. A gauche, les travées Roth-Wagner en voie d'achèvement; au centre, la travée relevée avant son ripage transversal; à droite, les deux tronçons en provenance de Neuf-Brisach.

provisoires A, B, C, D. Ces appuis étaient constitués par des palées en bois, les trois premiers A, B, C, reposant en terre ferme par l'intermédiaire des galettes en béton armé, le quatrième D sur une embase en béton armé fondée sur pieux métalliques battus dans le fleuve.

Sauf quelques difficultés rencontrées dans le battage des pieux, les travaux se poursuivirent normalement. Ceux-ci s'exécutèrent suivant la technique appliquée généralement pour les ponts de l'espèce qui consiste à les monter en porte-à-faux en ajoutant des éléments au fur et à mesure, soit de part et d'autre d'un élément central, soit à l'avancement d'un seul côté, la partie arrière étant équilibrée par une culasse ou par une travée déjà montée.

En l'occurrence, le premier tablier de 40<sup>m</sup>50 vers la rive a été remonté sur un échafaudage appuyé sur quelques palées provisoires légères et sur les débris de la pile 2. Il fut ensuite chargé de façon à servir de culasse pour le montage en porte-à-faux à l'avancement du second tablier de 43<sup>m</sup>80 (fig. 261). Ces derniers travaux furent conduits de manière que les derniers éléments à remonter atteignent la pile 3 après l'achèvement du relevage de la travée centrale et de son ripage longitudinal et transversal pour sa mise en place définitive.

#### 4. Montage des petites travées d'approche

Sur la rive française, la mise en place des trois petits tabliers militaires de 16 mètres de portée

ne présentait aucune difficulté, les appuis A, B et C ayant été construits auparavant.

Sur la rive allemande, la construction des quatre travées d'accès fut effectuée sans difficulté; elle comprenait l'installation de deux palées et d'une culée provisoire, le lancement de trois tabliers allemands de 16 mètres environ du même type que ceux de la rive française et d'un tablier de 18 mètres, fourni par la S. N. C. F.

Les travaux de construction des travées d'accès sur les deux rives et de remontage des tabliers Roth-Wagner furent exécutés avec plein succès par des Compagnies de sapeurs de chemin de fer.

Les travaux entrepris à la fin de l'été 1945 se sont poursuivis pendant tout l'hiver 1945-1946 et ont été achevés au printemps de 1946.

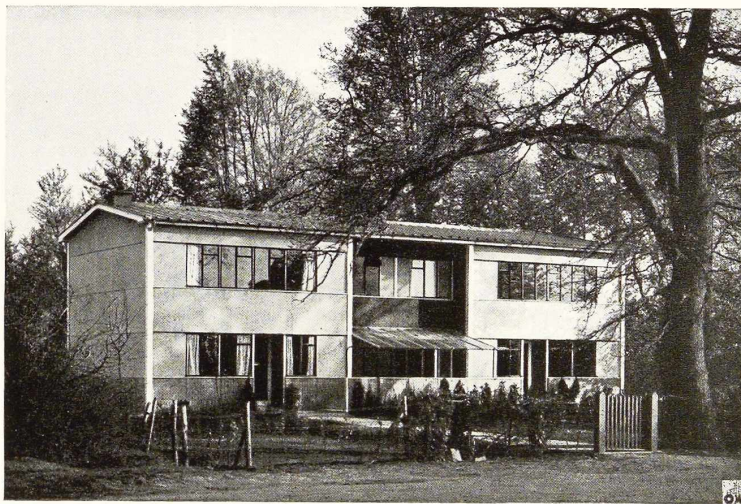
La continuité de la voie a été rétablie le 16 mai 1946, les essais de l'ouvrage ont été effectués aussitôt et ont donné toute satisfaction. L'ouverture de la ligne au trafic régulier a été assurée dès le 1<sup>er</sup> juin.

Il convient de signaler que l'ensemble de l'ouvrage doit recevoir un platelage en bois suffisant pour permettre la circulation des convois lourds militaires. Les travaux sont en cours et seront achevés dans le courant de l'été de 1946.

Ce pont qui n'a pas un caractère définitif est cependant constitué, comme on l'a vu, avec des garanties de robustesse suffisantes pour lui permettre d'attendre, s'il le faut, quelques années, sa reconstruction définitive.

O. L.





**Fig. 262.** La maison métallique « Howard »  
Façade sobre et de bon goût réalisée par l'architecte F. Gibberd.

## La maison métallique « Howard »

A plusieurs reprises, L'OSSATURE MÉTALLIQUE a publié des articles descriptifs concernant les maisons préfabriquées belges et étrangères. L'Angleterre, notamment, a fait, dans le domaine de la préfabrication, un très gros effort. Plusieurs types de maisons ont été mis au point. A la gamme des maisons déjà décrites dans cette revue, s'ajoute la maison Howard dont la construction en série est entrée aujourd'hui en voie de réalisation.

Les travaux de recherches préliminaires furent basés sur les rapports publiés tant par le gouvernement britannique que par des associations intéressées, telles que le *Women's Advisory Housing Council*. La maison Howard représente ainsi les vues des techniciens en même temps que celles des usagers.

Deux facteurs relativement nouveaux dans le sens de la reconstruction ont trouvé leur application dans la maison Howard : ce sont la concentration des services et les précautions contre le bruit.

Les traits saillants de cette construction peuvent se résumer comme suit : les pièces d'ordre utilitaire, la cuisine, le bain et le W.C., sont constituées comme unité entièrement séparée du living et des chambres à coucher. Toutes les installations sanitaires, telles que lavabos, baignoire, évier, ont été groupées ensemble de façon à créer un bloc sanitaire n'exigeant qu'une longueur réduite de tuyaux, et, partant, un prix de revient moindre.

On sait d'autre part que la tuyauterie sanitaire est très souvent cause de bruits dans une maison. Cet inconvénient a été supprimé en disposant toutes les pièces bruyantes (la cuisine, le bain, le W. C.) loin de la partie habitable de la maison. Par ailleurs, les blocs sanitaires des deux maisons adjacentes sont placés l'un près de l'autre de façon à ce que la tuyauterie pour deux maisons soit concentrée.

Toute la cuisine est du type préfabriqué réalisé en atelier. De cette façon, il a été possible d'obtenir un fini parfait. La cuisine a été étudiée en

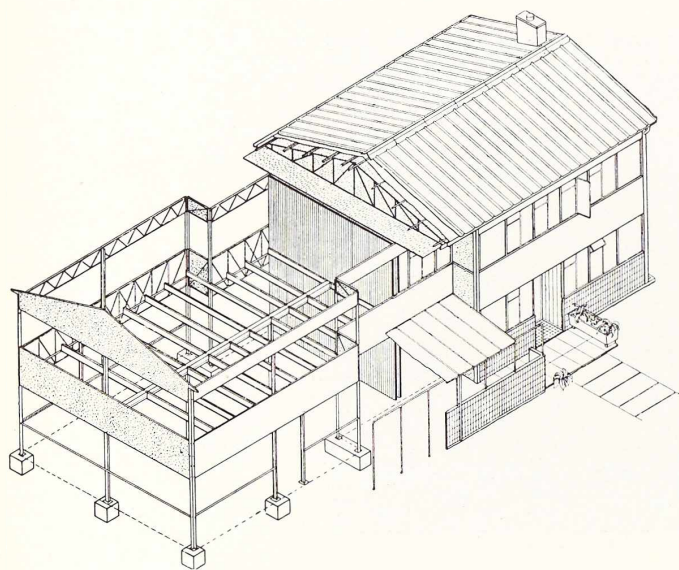


Fig. 263. Coupe axonométrique montrant la disposition de l'ossature métallique de la maison.

tant que pièce de travail pour la préparation des repas. Elle est complètement équipée avec des appareils de conservation et de cuisson. Tout a été mis en œuvre pour éviter les déplacements inutiles. La cuisinière, l'évier émaillé, la table de travail sont disposés d'un côté, tandis que l'armoire à provisions et le buffet sont en face. La pièce est inondée de lumière par les fenêtres, ainsi que par la porte vitrée, cette dernière donnant accès à la terrasse. A côté de l'entrée de service, on a prévu des placards pour balais et ustensiles ménagers.

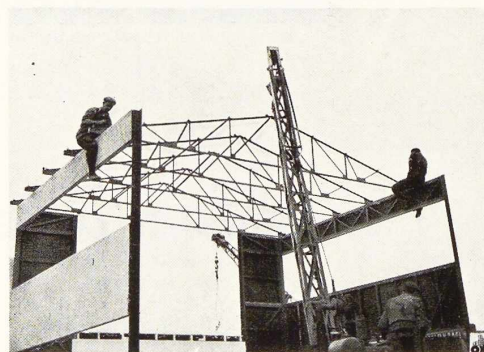
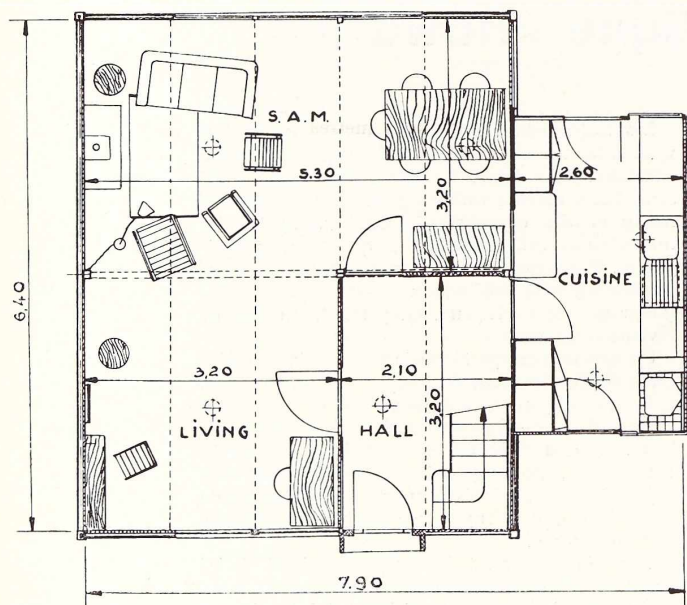


Fig. 264. Vue de la maison Howard prise en cours de montage.

*Détails constructifs :* La charpente est constituée par des profilés standards laminés à chaud; les colonnes principales sont constituées par des cornières  $100 \times 100$  mm. Les parois extérieures sont soudées en usine sous forme de grands panneaux, lesquels sont boulonnés sur place. Le plancher est porté par des poutrelles métalliques espacées de  $1^m05$  d'axe en axe. Etant donné la légèreté de la charpente, seul un appareil de manutention de faible capacité est nécessaire pour

Fig. 265. Plan du rez-de-chaussée de la maison Howard



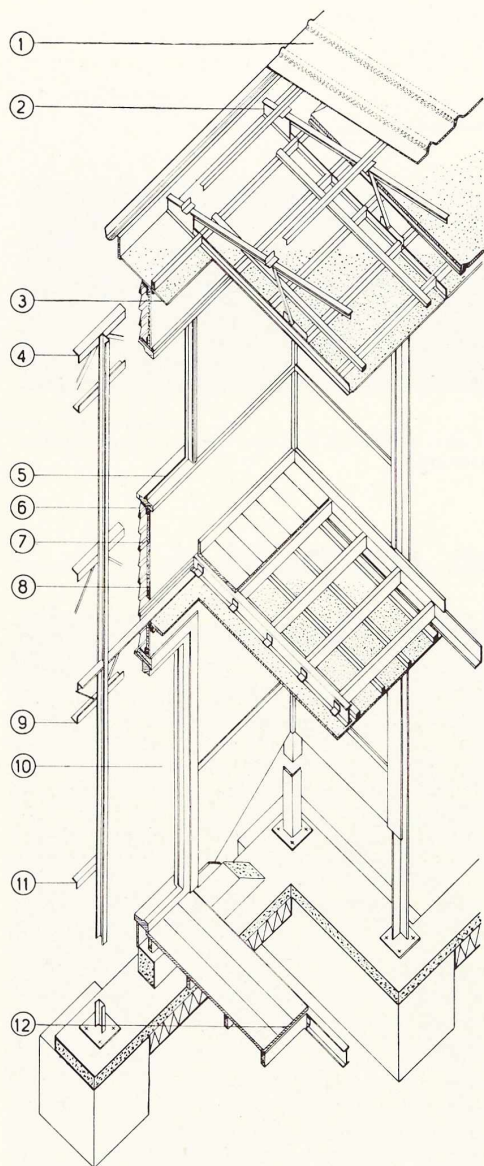


Fig. 266. Détails constructifs :

1. Tuiles en ciment amiante; 2. Fermes métalliques soudées; 3. Panneau isolant; 4. Poutres en treillis; 5. Châssis métallique; 6. Revêtement peint à l'aluminium; 7. Mur à double paroi; 8. Isolant; 9. Poutre en treillis; 10. Porte; 11. Plinthe; 12. Plancher en bois.

le montage de celle-ci. Les fondations sont constituées par un radier général de 10 cm d'épaisseur. Les colonnes sont fondées sur des semelles de  $60 \times 60$  cm, l'ancrage des colonnes aux semelles étant assuré par des boulons. Un muret, composé de blocs creux en béton est construit sur le chantier pour recevoir les murs de soubassement en blocs de béton moulés d'avance. La charpente métallique est revêtue extérieurement de grands panneaux préfabriqués en fibro-ciment recouverts soit avec de l'amiante munie d'un roofing, ou bien simplement recouverts d'une peinture d'aluminium. Intérieurement, la charpente métallique est revêtue de panneaux en fibro-ciment remplis de laine de verre et recouverts de plaques de plâtre de 9 mm d'épaisseur. L'isolation est assurée par un papier spécial se trouvant à l'arrière des feuilles d'aluminium. Les murs de soubassement sont généralement réalisés en blocs de béton moulés d'avance, de 5 cm d'épaisseur.

Le mitoyen au rez-de-chaussée est formé par le mur des deux blocs de cuisine adjacents. Ce mur est constitué par deux panneaux en bois, l'espace intérieur étant rempli de laine de bois.

Le revêtement intérieur est réalisé par des panneaux en triplex et le revêtement extérieur par des feuilles d'amiante. Au premier étage, le mitoyen est également à double paroi avec revêtement en plâtre des deux côtés.

Les cloisons intérieures sont en général analogues en construction aux revêtements des murs extérieurs décrits ci-dessus. Les panneaux sont posés dans le sens horizontal, et les joints pourvus d'un filet en bois pour permettre de clouer des tableaux. Les planchers sont en bois, et sont exécutés en panneaux de 3 mètres  $\times$  1 mètre. Ils prennent appui sur des taquets en acier soudés aux poutrelles métalliques qui constituent une partie de l'ossature. Au plancher du rez-de-chaussée, une couche d'un papier spécial est fixée sous les planches pour servir d'isolant. Quant au premier étage, le plafond forme partie intégrante des panneaux. La toiture inclinée à  $17^\circ$  est supportée par des fermes légères en acier. Celles-ci portent à leur tour des pannes métalliques recouvertes de tuiles en ciment amianté. La cheminée et les conduites de ventilation sont en blocs de ciment amianté.

La maison Howard a été étudiée et mise au point par la firme John Howard & Co. Ltd. de Londres. Actuellement des concessionnaires de ce type de maison ont commencé en Angleterre la production en grande série de la maison Howard. En Belgique, une société de construction a acquis la licence et va procéder prochainement au montage de maisons Howard.

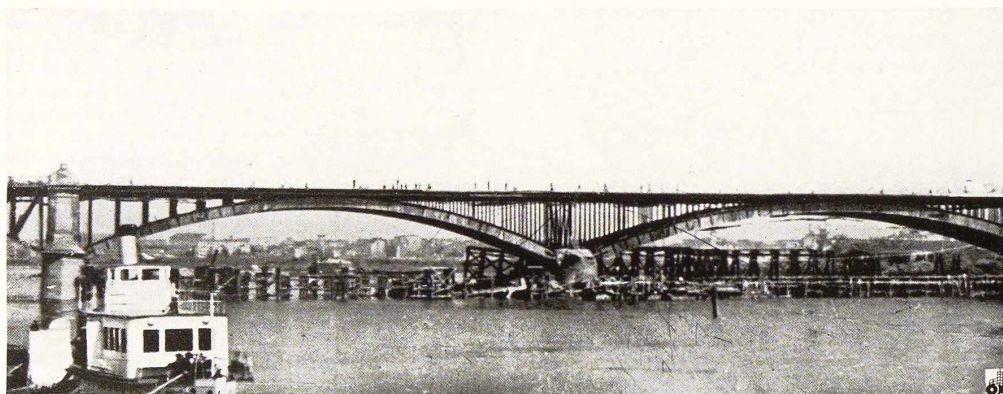


Fig. 268. Vue générale du nouveau pont Poniatowski sur la Vistule à Varsovie, prise pendant les travaux de reconstruction. (Photo Associated Press)

## Reconstruction du pont Prince Joseph Poniatowski, à Varsovie

Le 22 juillet 1946, le Président de la République polonaise a solennellement inauguré le pont Poniatowski sur la Vistule, à Varsovie; ce pont a été à nouveau reconstruit à la suite des dommages subis pendant la seconde guerre mondiale.

Cet important ouvrage, qui porte le nom du Prince Joseph Poniatowski, Maréchal de France sous Napoléon, possède une histoire assez mouvementée. La construction du pont a commencé en 1904. En 1912, le pont fut ouvert provisoirement au trafic; l'ouverture définitive de l'ouvrage, y compris le viaduc d'approche, eut lieu en 1914. Les frais totaux de la construction s'élevèrent à l'époque à 3.490.000 roubles (environ 9 millions de francs-or). La longueur du pont dépassait 500 mètres; sa largeur était de 21<sup>m</sup>30. Plus de 6.000 tonnes de fer et d'acier avaient été mis en œuvre (soit 12 tonnes de métal par mètre courant de l'ouvrage).

Pendant la première guerre mondiale, les troupes russes firent sauter le pont en août 1915. Cette action affecta les travées 3, 4, 5 et 6 qui furent fortement endommagées, tandis que les piles 3 et 5 furent entièrement détruites. La reconstruction des piles a commencé en 1922. En 1923, on procéda au montage de la superstructure métallique. Le pont fut rendu au trafic en 1927.

La campagne de Pologne, en septembre 1939, au début de la seconde guerre mondiale, a laissé le pont Poniatowski intact. Mais, après le soulèvement de Varsovie, en 1944, les Allemands firent sauter à nouveau le célèbre ouvrage. Leur destruction portait sur les mêmes travées qu'en 1915. Toutefois, les effets de l'explosion furent beaucoup plus sérieux (fig. 269).

Après la libération du territoire polonais, les autorités gouvernementales ont décidé de reconstruire le pont Poniatowski, indispensable aux communications entre les deux rives de la Vistule à Varsovie.

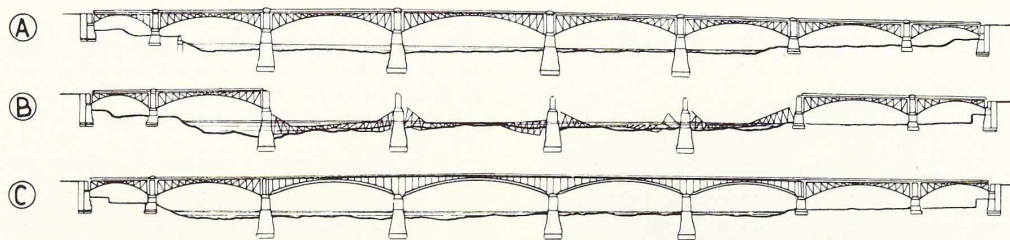
C'est l'entreprise d'Etat pour la construction des ponts et charpentes en acier Mostostal <sup>(1)</sup> qui fut chargée de l'exécution de cet important travail.

On avait d'abord envisagé une reconstruction provisoire en bois, mais la Silésie s'étant déclarée prête à fournir l'acier nécessaire pour la construction d'un pont définitif, on s'est prononcé pour cette dernière solution. Au mois de juin 1945, les usines silésiennes se sont mises à l'œuvre. Fin août de la même année, les premiers éléments du pont furent expédiés de Chorzów.

(1) Mostostal de *Most*, pont, et *stal*, acier en polonais.

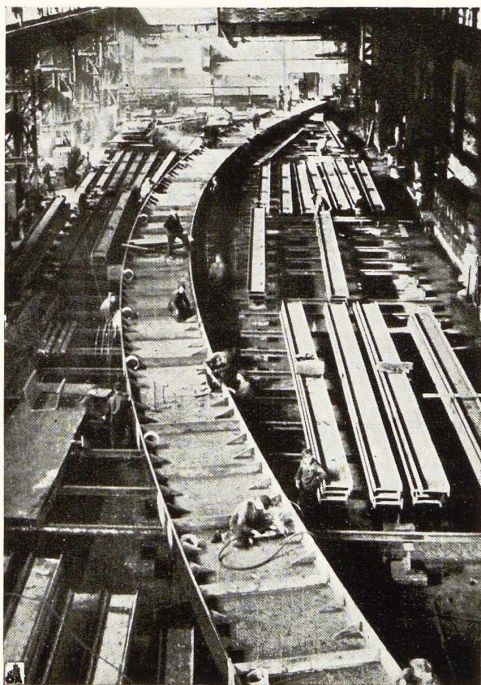






**Fig. 269.** Pont Prince Joseph Poniatowski sur la Vistule, à Varsovie :  
 A. Etat de l'ouvrage reconstruit après la première guerre mondiale;  
 B. Etat du pont après les destructions opérées par les Allemands en 1944;  
 C. Schéma du nouvel ouvrage reconstruit par les Autorités polonaises en 1946.

**Fig. 270.** Vue des maîtresses-poutres du pont en cours de montage en atelier.

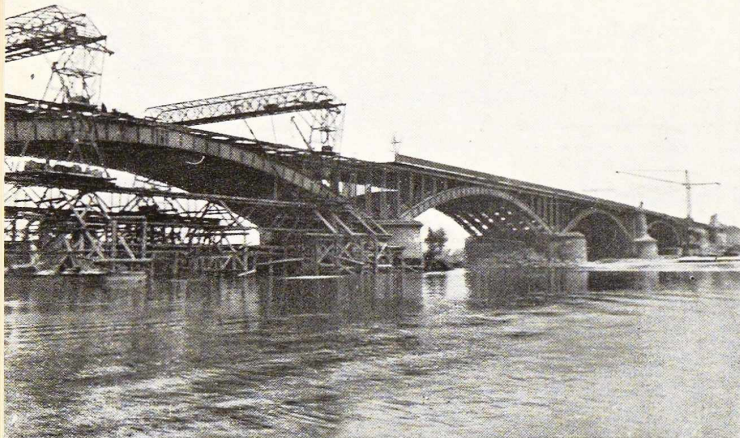


En même temps, on s'est mis à battre les pieux des deux côtés des piles. A la date du 4 décembre 1945, les Ateliers de Chorzów et de Byton avaient expédié 168 wagons contenant en tout plus de 2.000 tonnes d'éléments métalliques. La construction de la partie métallique du pont fut exécutée en onze semaines, ce qui constitue un délai record.

Le projet du pont est dû au professeur Dr. Ing. S. Hempel. Le système portant du nouvel ouvrage est constitué par des arcs métalliques à deux articulations. Sur ces arcs prennent appui des colonnes tubulaires supportant des longerons en poutrelles I. Ces longerons portent à leur tour le tablier, lequel est en voussettes en tôle d'acier soudées aux longerons et remplies de béton. Le revêtement extérieur de la chaussée et des trottoirs est constitué par une couche d'asphalte.

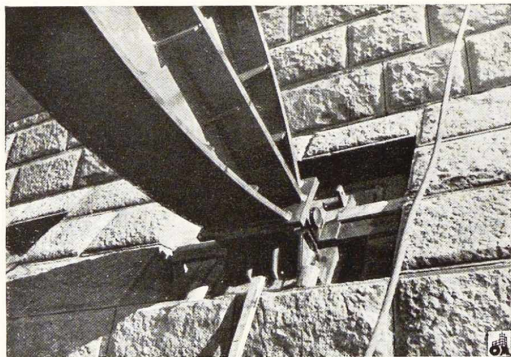
Chaque travée de la construction nouvelle est composée de 7 arches, formées de 5 à 7 éléments (suivant la portée) pesant entre 6 et 8 tonnes. La portée de la travée la plus courte est de 58 mètres, celle de deux autres travées de 69 mètres, enfin, celle de la travée la plus longue de 81 mètres. Les arcs, renforcés par des raidisseurs verticaux, sont assemblés par soudure à l'arc électrique. Les colonnes portant le tablier ont un diamètre de 0<sup>m</sup>30; leur hauteur varie de 0<sup>m</sup>30 à 8 mètres. Leur nombre total est de 538.

Le nouveau pont Poniatowski est beaucoup plus léger que l'ancien ouvrage. Son poids n'est en effet que de 2.100 tonnes, soit à peine 35 % du poids de l'ancien pont. Les différentes travées

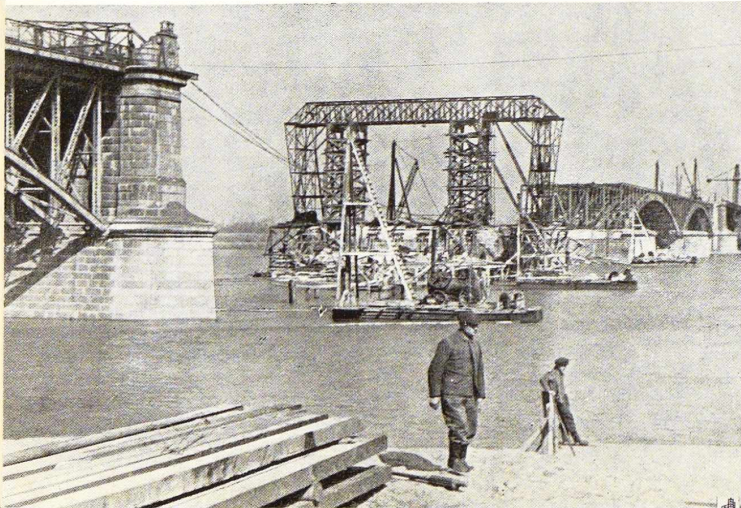


**Fig. 271.** Vue du pont Poniatowski en cours de montage. Les arcs sont montés et on procède à la mise en place du tablier.

**Fig. 272.** Naissance d'un arc et rotule.



**Fig. 273.** Le pont Poniatowski en cours de construction. Vue montrant les grues utilisées pour la reconstruction des piles.



reconstruites pèsent 440 tonnes pour la travée de 59 mètres, 520 tonnes pour les travées de 69 mètres et 620 tonnes pour la travée de 81 mètres. Le poids du métal par mètre courant du tablier est de 7,5 t (contre 12 t pour le pont d'avant-guerre).

Les maîtresses-poutres montées en atelier furent amenées sur les rives de la Vistule, et de là, acheminées vers l'emplacement du pont à bord des pontons. Le montage se faisait à l'aide de grues Derrick d'une capacité de 15 tonnes. Ces engins soulevaient les arcs et les posaient sur les articulations. Le temps nécessaire pour soulever un arc variait entre 12 et 20 minutes. Après avoir posé sur les appuis les 7 maîtresses-poutres d'une travée, et après avoir réglé leur hauteur à l'aide des verins, on procéda à la fixation des raidisseurs verticaux. L'opération suivante consista à placer les montants tubulaires et les longrines supportant le tablier. Une fois les longrines montées, on posait un plancher de travail destiné à la circulation des grues.

Le montage de la superstructure, commencé du côté de Praga, avançait vers la rive gauche de la Vistule.

La remise en circulation du pont Poniatowski, étape importante dans la reconstruction de la capitale polonaise, grande blessée de guerre, fait honneur aux services techniques du « Mostostal » et à son directeur l'Ingénieur C. Lubinski.

Cet ouvrage, réalisé en un temps record, malgré les multiples difficultés du moment, souligne les services que l'acier peut rendre à la remise en état des voies de communication endommagées au cours des hostilités.

BIBLIOGRAPHIE : *Przegląd Budowlany*, 25 nov. 1945.

# Emploi rationnel des rivets et boulons

par F. H. Frankland,  
Ingénieur-Conseil, New-York

Les nouveaux standards américains et des techniques constructives nouvelles pour rivets et boulons peuvent apporter des changements radicaux dans les procédés employés actuellement. Il est significatif que l'emploi des rivets posés à froid va en augmentant et que la construction de bâtiments à plusieurs étages, assemblés par boulons, pourrait éventuellement devenir courante. Une indication est donnée dans ce sens par une décision récente du *Board of Standards* de la Ville de New-York. Cet organisme a approuvé l'emploi de boulons bruts avec écrous de serrage et rondelles, assurant l'action de la partie portante pour l'assemblage sur chantier des poutres et des colonnes de l'ossature métallique des 35 bâtiments de 12 à 13 étages de la *Metropolitan Life Insurance Co.* Tous les autres assemblages de chantiers, y compris les joints de colonnes, sont faits avec des boulons bruts comme cela est autorisé par le règlement de bâtisse.

Pendant les toutes dernières années, une attention spéciale a été apportée à l'évolution de l'acier pour boulons et rivets, et un grand travail a été accompli pour éprouver la résistance statique des assemblages rivés. Une étude complète des résultats des essais incite l'*American Institute of Steel Construction* (A. I. S. C.) à revoir ses spécifications pour le calcul, la fabrication et le montage des charpentes métalliques pour bâtiments, en vue de permettre une tension admissible dans les rivets et boulons de 14 kg/mm<sup>2</sup>.

La section impliquée dans le calcul est calculée sur le diamètre nominal des rivets et sur le diamètre nominal de la tige des boulons filetés. Anciennement, les tensions admissibles étaient de 10,5 kg/mm<sup>2</sup> pour les rivets et de 8,5 kg/mm<sup>2</sup> pour les boulons.

Des recherches sur les assemblages rivés effectuées avant 1940 ont démontré que, quelle que soit la répartition initiale de la charge, elle tend à s'égaliser au point de rupture; les valeurs des tensions de cisaillement les plus précises résultent des joints soumis au double cisaillement (1).

Ces études ont démontré également que des rivets pouvaient supporter un taux de travail de 28 kg/mm<sup>2</sup>.

Cette valeur de 28 kg/mm<sup>2</sup> a été introduite dans les spécifications de l'A. I. S. C. de 1936 à la suite des recherches exécutées en 1935 par la

*Bethlehem Steel Co.*, ainsi que des recherches effectuées en Europe (2).

On a observé à Bethlehem des résistances élastiques atteignant 115 kg/mm<sup>2</sup> pour les pièces d'essais les plus minces et des résistances à la rupture de 145 kg/mm<sup>2</sup>; le coefficient de sécurité minimum par rapport à une tension admissible de 28 kg/mm<sup>2</sup> a été de 3,85. Les éprouvettes se sont rompues invariablement par le déchirement des tôles arrachées par les rivets. A la suite de ces recherches, les spécifications de l'A. I. S. C. ont été révisées en vue de présenter une section de la tôle soumise à l'effort en arrière du rivet, aussi grande que celle du rivet lui-même.

Les spécifications de l'A. I. S. C. récemment révisées donnent également des règles pour le dimensionnement des poutres à âme pleine, et des poutres laminées recouvertes ou non de semelles en fonction du moment d'inertie de la section brute. Aucune réduction de section n'est exigée pour les trous de rivets standards posés en usine ou sur chantier, ou pour les trous de boulons dans les ailes, excepté lorsque la réduction réelle due aux trous des sections de l'une des ailes dépasse 15 % de la section brute des ailes; dans ce cas, la valeur en excès doit être déduite. Si les ailes comportent d'autres trous, déduction complète de ces trous doit être faite; ces déductions doivent également être faites pour l'aile opposée si les trous correspondants y figurent.

## Importance des résistances de frottement

La force produite par la tension élastique résultant du refroidissement d'un rivet posé à chaud, ou l'allongement élastique d'un boulon lorsque l'écrou est serré, grippe entre elles les surfaces de contact du joint. Ceci augmente la résistance d'un joint, mais n'est pas pris en considération par les spécifications ou par les méthodes de calcul usuelles, comme cela devrait se faire.

Les essais entrepris en Amérique et en Europe

(1) Voir Jonathon JONES, « Static Test of Riveled Joints » et « Fatigue Provisions in Rivet Joints », *Civil Engineering*, mai et juin 1940.

(2) F.-A. FRANKLAND, *Recherches européennes dans l'étude de l'impact et de la fatigue dans les constructions*, rapport présenté au Congrès annuel de 1940 de l'*American Society of Civil Engineers*.



ont montré que la force de serrage demeure pratiquement constante, jusqu'au moment de la rupture du joint, due à une surcharge. C'est cette résistance additionnelle qui provoque l'interdiction d'emploi des peintures sur les surfaces de contact d'un joint, de façon à maintenir intacte la résistance due au frottement.

Un exemple extrême de l'utilisation de la force de serrage dans le calcul des assemblages résistant aux efforts tranchants, est l'emploi des boulons soumis uniquement à tension. Le chasseur allemand Messerschmitt, et d'autres appareils, comportaient ce type d'assemblage comme méthode standard de fixation des ailes au fuselage.

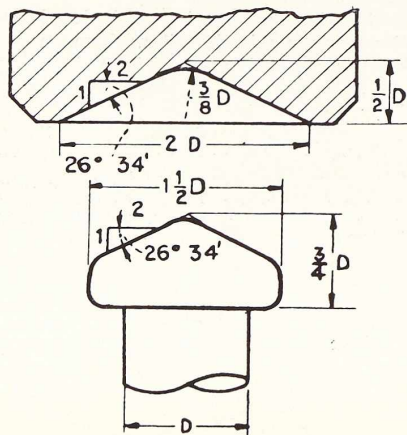
Des surfaces de contact légèrement ondulées sont prévues au joint, tandis que les ailes et le fuselage sont assemblés par des boulons, passant par des trous d'un diamètre sensiblement plus grand que les tiges.

Comme l'élasticité des boulons et la rigidité des assemblages boulonnés est d'importance primordiale dans le fonctionnement efficient d'un assemblage fileté soumis à la fatigue, à l'impact et aux vibrations, les écrous sont mis de façon à produire dans le boulon une tension légèrement supérieure à la limite élastique du métal dont est fait le boulon.

Le résultat de ce procédé est que la tension initiale est toujours plus grande que celle produite par la charge. Ainsi, la charge accrue sur le boulon, non seulement améliore la résistance à la fatigue du boulon, mais augmente également la résistance au desserrage de l'écrou sous des vibrations importantes.

Habituellement, une variation cyclique de la charge agissant sur le boulon est la cause principale du desserrage des écrous. L'application la plus intéressante des écrous de serrage se présente lorsque les vibrations de la charge agissant sur le boulon est grande, ou bien lorsque la charge est petite, mais les vibrations importantes.

Fig. 274. La tête conique est plus efficace pour les rivets posés à froid.



### Spécifications concernant les aciers à rivets

L'un des plus importants parmi les développements récents affectant l'emploi des rivets est peut-être le nouveau standard établi pour les aciers à rivets. Les spécifications standard pour aciers à rivets de l'A. S. T. M. (A.141) couvrent les exigences pour l'acier au carbone pour rivets destinés à être employés avec de l'acier de construction au carbone du type standard, défini par les spécifications de l'A. S. T. M. (A.7) relatives à l'acier pour ponts et bâtiments.

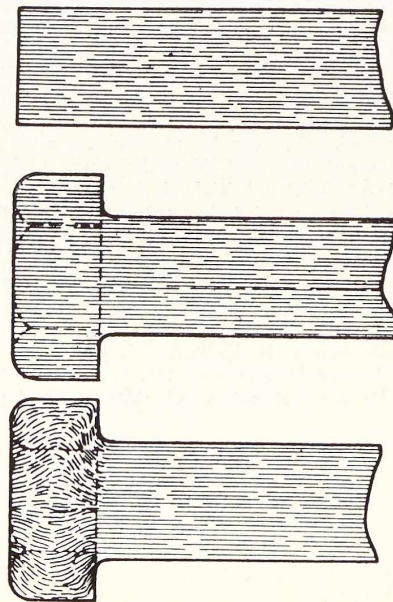
L'acier destiné aux rivets doit avoir une résistance à la rupture comprise entre 37 et 44 kg/mm<sup>2</sup> et une limite élastique minimum de 20 kg/mm<sup>2</sup> avec un allongement minimum en % donné par le rapport du nombre 1.055 divisé par la résistance à la rupture, la distance entre repères étant de 203 mm (8").

Les spécifications standard pour l'acier à rivets à haute résistance (A. S. T. M., A.195) définissent un matériau qui convient particulièrement pour être employé avec de l'acier au silicium et des nuances équivalentes. La composition chimique de cet acier à rivets est définie par les conditions suivantes : 0,30 % C; 1,65 % Mn; 0,25 % Si.

Les caractéristiques sont les suivantes :  
Résistance à la rupture : 47,6 à 57,4 kg/mm<sup>2</sup>.  
Limite élastique : supérieure ou égale à 26,6 kg/mm<sup>2</sup>.

Allongement minimum en % donné par le rapport du nombre 1.125 divisé par la résistance à la rupture, la distance entre repères étant de 203 mm (8").

Fig. 275. Les lignes d'écoulement dans les barreaux et les boulons décollétés sont rectilignes, tandis que les fibres dans les boulons forgés à chaud (en bas) s'incurvent dans la tête.



On remarquera que ces rivets à haute résistance sont en acier au silicium-manganèse, et qu'un tel acier n'est pas suffisamment résistant à la corrosion pour être employé avec des aciers de construction faiblement alliés, lesquels ont une résistance à la corrosion atmosphérique quatre à six fois supérieure à celle des aciers standards au carbone et silicium. L'A. S. T. M. prépare actuellement une spécification pour les aciers à rivets convenant pour l'acier A.242.

#### Technique de pose à froid

L'emploi des rivets posés à froid dans les bâtiments, ponts et ouvrages d'autres types, tels que réservoirs à gaz ou à pétrole, a progressé au cours de ces dernières années, tant en Amérique qu'au Canada. Pendant la guerre, des rivets à haute résistance exécutés en acier allié étaient posés à froid dans certains types d'engins militaires soumis à des épreuves balistiques très sévères.

L'emploi des nuances standards d'acier à rivets tels que l'acier A. S. T. M. A.141 pour pose à froid, et l'emploi des tôles standards sont satisfaisants. Il n'y a donc pas de nécessité d'avoir des stocks de deux matériaux différents dans les magasins.

Tous les rivets fabriqués à froid et employés pour la pose à froid, doivent être en acier recuit. Les rivets fabriqués à chaud n'exigent pas de recuit et ne doivent pas être trempés. La bonne technique dans la pose à froid exige que le rivet soit posé sous une pression suffisante avec un appareil de contrôle de pression automatique, pour être sûr que la tige du rivet remplisse complètement le trou avant la formation de la tête.

Dans la pose à froid des rivets, allant de 12 à 32 mm de diamètre, le contrôle de la vitesse et de l'action de l'ouvrier riveur est d'une importance primordiale; il sera effectué par manomètre. Dans ce cas, il n'y a pas de retrait perceptible dû à la température, ni dans le sens longitudinal, ni dans le sens diamétral. Il n'y a donc pas à prévoir une dilatation due à la température, et les trous doivent être exécutés à des dimensions aussi exactes que possible et ne doivent pas être aussi grands que pour des rivets posés à chaud.

En posant à froid des rivets en acier au carbone de 22 mm de diamètre, on a enregistré les caractéristiques mécaniques suivantes :

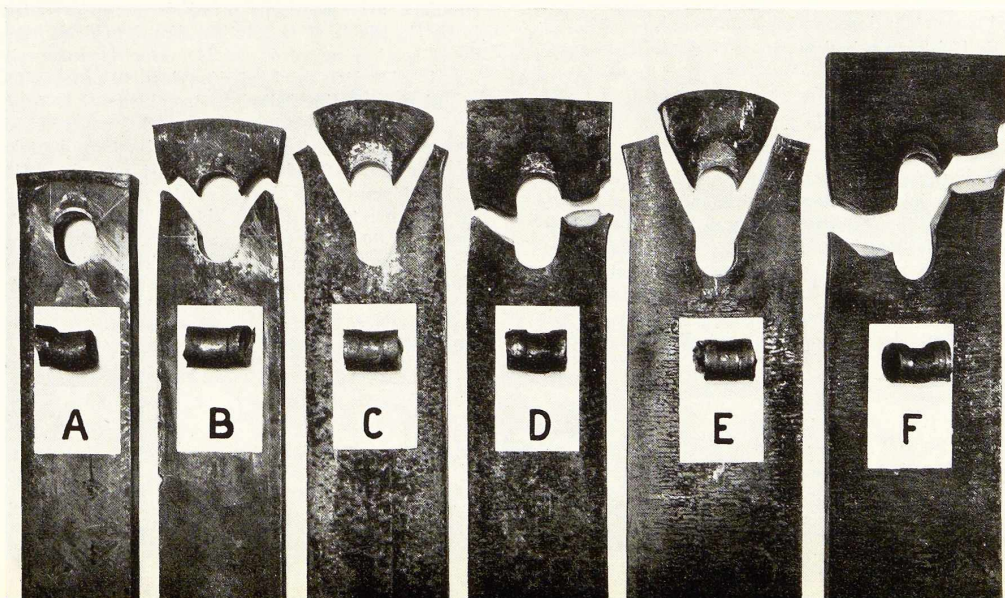
	Rivets à l'état de livraison	Rivets après pose à froid
Résistance à la rupture en $\text{kg}/\text{mm}^2$ . .	39,9	47,6
Limite élastique en $\text{kg}/\text{mm}^2$ . . . . .	23,9	39,9
Striction en % . . . . .	71	67,1
Allongement minimum en % (distance entre repères : 203 mm) . . . . .	42	29,3

Le travail sévère de pose à froid augmente aussi bien la limite élastique que la résistance à la rupture, respectivement d'environ 70 % et d'environ 20 %.

Ce même travail diminue la ductilité d'environ 30 %.

Dans le but d'éviter le gauchissement des rivets, il est nécessaire de limiter les pressions et de les contrôler automatiquement. L'expérience

Fig. 276. Ruptures dans les joints rivés (essais exécutés par la Bethlehem Steel Company).



montre que la pression nécessaire sur la section de la tige pour les aciers à rivets au carbone est d'environ 160 kg/mm<sup>2</sup>.

En pratique, on doit employer les machines de 20 tonnes pour les rivets de 16 mm, de 35 tonnes pour des rivets de 19 mm, et de 65 tonnes pour des rivets de 22 mm.

Habituellement, la tête des rivets posés à froid est plate. Toutefois une étude théorique étendue indique que la forme la plus efficace pour la tête est une variation conique en forme de gland. Cela est spécifié dans le règlement provisoire établi par l'American Institute of Bolt, Nut and Rivet Manufacturers. La forme légèrement conique des têtes permet un écoulement du métal plus facile pendant la pose.

### Spécifications concernant les aciers à boulons

Jusqu'à tout récemment, il n'y avait pas de règlement standard spécifiant les matériaux employés pour les boulons. Toutefois, l'augmentation rapide de l'emploi des boulons pour constructions définitives, a rendu nécessaire l'établissement d'un tel règlement. En conséquence, l'A. S. T. M. a publié en 1939 une spécification relative aux boulons à employer dans les assemblages des charpentes métalliques (A 7). Cette spécification stipule notamment que la résistance minimum à la rupture doit être de 42 kg/mm<sup>2</sup>, la section devant être prise sur la tige filetée. Les boulons doivent également satisfaire aux essais de pliage à froid exécutés sur la partie non filetée des boulons. Dans cet essai, les éprouvettes ne doivent pas se fissurer lorsque le pliage à froid atteint 180° pour les diamètres de mandrins suivants :

Epaisseur de l'éprouvette	Rapport du diamètre du mandrin à l'épaisseur de l'éprouvette
19 mm et en dessous .	$\frac{1}{2}$
de 19 à 25 mm inclus .	1
de 25 à 38 mm inclus .	$1\frac{1}{2}$
de 38 à 50 mm inclus .	$2\frac{1}{2}$
au-dessus de 50 mm .	3

Lorsque les boulons sont employés dans les constructions soumises uniquement aux efforts statiques, il n'est pas très important que le boulon soit fabriqué par forgeage ou par décolletage. Toutefois, pour les ponts, les avions et autres constructions dans lesquelles la résistance à la fatigue et la résistance aux chocs jouent un rôle important, les boulons doivent être fabriqués à

partir de matériaux laminés à froid ou par forgeage à chaud ou à froid; dans ce cas, les lignes d'écoulement du métal dans la tête produisent une structure fibreuse qui offre une résistance maximum aux efforts dynamiques. Cela est dû au fait que la direction de ces efforts est perpendiculaire aux lignes d'écoulement en question.

Lorsque l'effort tranchant ou la traction sont dominants dans les contreventements boulonnés, la longueur totale de la tige du boulon doit être d'une pièce, avec la partie filetée en dehors de la partie portante, et pour qu'il n'y ait pas de pression sur la partie filetée, les boulons doivent être munis d'une rondelle sous l'écrou. Si de tels boulons sont sujets à l'effort tranchant, les essais montrent que le coefficient de sécurité pour les boulons travaillant à 7 kg/mm<sup>2</sup> est approximativement de 3,6. Les boulons standards sujets à l'extension doivent pouvoir supporter une charge d'essai d'au moins 54,6 kg/mm<sup>2</sup>.

Le filetage augmente la limite élastique de l'acier dans la partie filetée du boulon d'environ 15 % sans réduire la ductilité du boulon dans son ensemble. Cette résistance supplémentaire provient du travail fait lors du filetage plus le renforcement circonférentiel de la section nette par les filets.

Les dispositifs de serrage n'exercent que peu d'influence sur la résistance des boulons, mais ils sont utiles en vue des exigences concernant le serrage des assemblages boulonnés dans les constructions sujettes aux charges dynamiques.

### Combinaison rivets-boulons

Durant les dernières années, un usage fréquent a été fait de ce qu'on a appelé communément un rivet-boulon, dans lequel les principes, tant du rivet que du boulon, sont réunis.

Pourvu habituellement d'un écrou de serrage, le rivet-boulon se compose d'une tête de rivet standard avec un corps muni de nervures entre la partie filetée et la tête. Le diamètre de la tige de la section nervurée est légèrement plus petit que le diamètre total, et d'environ 0,8 mm plus grand que la dimension du trou. Quand ce type de boulon est posé dans le trou, les nervures se déforment, s'encastrent dans la tôle et rendent la paroi du trou ondulée. L'importance de cette action dépend de la dureté relative des matériaux du boulon et des parties vissées. Les rivets-boulons ont été employés d'une façon étendue dans les constructions métalliques où les rivets ou les boulons tournés seraient employés ordinairement.

F. H. F.

BIBLIOGRAPHIE : *Engineering News-Record*, 7 mars 1946.



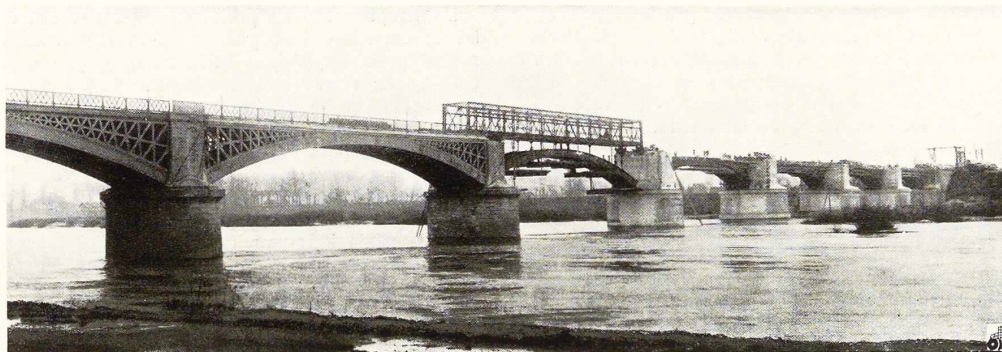


Fig. 277. Vue générale du viaduc de Loire à Nevers, dont 5 arches furent détruites par les Allemands en 1944.

## La reconstruction du viaduc de Nevers (France)

La ligne de Paris à Lyon par Saint-Germain des Fossés, franchit la Loire, à la sortie de Nevers, sur un grand ouvrage d'art de 340 mètres de longueur.

Cet ouvrage, établi en 1850, comportait une voûte en maçonnerie et 7 arches en fonte, composées chacune de 7 arcs surbaissés à section en I de 42 mètres d'ouverture supportant des dalles en fonte sur lesquelles étaient placés le ballast et les voies.

Le 17 juin 1940, au cours de la première Campagne de France, la 2<sup>e</sup> arche côté Paris fut détruite; les piles adjacentes se déversèrent légèrement vers la brèche, provoquant ainsi un abaissement des arches voisines de 5 cm environ à la clef.

Après entretoisement des piles, les Etablissements Daydé reconstruisirent, voie par voie, une nouvelle arche comportant 6 arcs en acier ayant par ailleurs les mêmes caractéristiques que les arcs en fonte primitifs (montage sur clavettes, contreventements horizontaux et verticaux) et le même aspect extérieur (tympans en tôles sou-

dées rappelant les panneaux à treillis en fonte); une dalle en béton armé supporte le ballast et les voies.

L'exécution fut assurée en deux phases au moyen d'un échafaudage placé successivement sous chacune des voies. Elle fut achevée le 27 octobre 1941, 5 mois après le début des travaux sur le chantier.

Le 3 septembre 1944, à la suite de la destruction systématique de certaines installations de la gare de Nevers, les Allemands en retraite firent sauter 4 piles successives du viaduc entraînant l'effondrement des 5 arches côté Saincaize et Lyon.

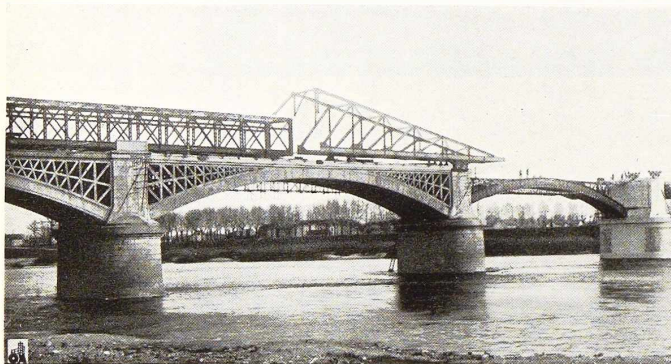
La première arche côté Paris et l'arche en acier reconstruite en 1941 subsistèrent seules.

L'importance de la brèche, la pénurie de matières premières ne permirent pas d'envisager l'établissement d'un ouvrage provisoire, qui du reste, aurait présenté pour le trafic bien moins d'intérêt que ceux dont la construction était déjà décidée, à Orléans, à Montlouis, à Cinq-Mars. Les principales relations qui empruntaient cet ouvrage

pouvaient en effet être assurées par les lignes en grande partie électrifiées du Sud-Ouest : Paris (Austerlitz)-Vierzon et Vierzon-Bourges-Saincaize.

Il fut décidé de reconstruire les 15 arches détruites d'une manière identique à celle employée pour la reconstruction de la deuxième arche en 1940.

**Fig. 278.** Montage des nouvelles travées au moyen d'un avant- bec de lancement.



L'Entreprise Reynes procéda au déblaiement et à la construction des 4 piles entièrement détruites. L'Entreprise Daydé put utiliser les projets déjà établis sous réserve des très légères modifications entraînées par l'établissement d'une piste en encorbellement pour la circulation du personnel.

Cependant pour éviter la construction à chaque arche des échafaudages utilisés en 1941 pour la mise en place des arcs, elle envisagea de se servir d'un pont de service en poutre à treillis de 47 mètres de longueur (fig. 277), placé successivement au-dessus de chaque brèche au moyen d'un avant-bec de lancement (fig. 278).

La mise en place des arcs formés de 5 éléments se fait à l'aide d'échafaudages soutenus par le pont de service.

Les arcs intéressant la voie I de l'ouvrage sont déjà en place; la confection de la dalle en béton pour cette voie est en cours.

L'achèvement de la reconstruction est escompté pour le mois de novembre 1946.

Ainsi sera supprimée la dernière des principales brèches existant sur la Loire, et rétablie la continuité de la ligne de Paris à Lyon par le Bourbonnais, dont la partie au delà de Nevers est actuellement desservie par les lignes de la Région du Sud-Ouest via Bourges et Saincaize.

---

#### Articles à paraître prochainement :

**Le nouveau théâtre de Malmö (Suède).**

**Le pont Reine Alexandrine au Danemark.**

**L'acier dans l'agriculture.**

**Le pont sur la Hawkesbury River (Australie).**

**Une méthode nouvelle de relèvement de ponts, par A. MOOK-ARAY.**

**La reconstruction du viaduc d'Eauplet (France).**

**Essais sur modèles des colonnes de l'ossature métallique du Palais des Soviets, à Moscou, par N. V. KORNOUKHOV, P. M. VARNAK et V. G. CHUDNOVSKI.**

---





# Exemples d'utilisation de Profils en feuillards

par **A.-C. Raes.**

Ingénieur-Conseil,

Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Architecture

Les constructeurs américains font un usage très étendu des profils obtenus par pliage longitudinal d'un feuillard.

En Europe, ces feuillards profilés commencent également à se répandre. C'est ainsi que l'*Institution of Civil Engineers* britannique énonçait déjà en 1944, dans un rapport technique, qu'une économie considérable pouvait être obtenue par un emploi approprié de profils en feuillard plié à froid.

Certains de ces profils (L ou U) ne diffèrent pas, en principe, des laminés correspondants. Leurs propriétés particulières résultent seulement de la faible épaisseur de leurs parois. D'autres profils ont été spécialement conçus pour le feuillard. Ils procurent évidemment un rendement maximum de possibilités de ce matériau.

## Les profils C emboîtables

La figure 279 donne le schéma de ces profils. On remarquera qu'ils ont deux ailes différentes, l'une plus grande directement raccordée à l'âme, l'autre plus petite, raccordée à l'âme par une petite chicane (c). La largeur extérieure de la petite aile est égale à la largeur intérieure de la grande. Le but de ce tracé se comprend aisément quand on examine la figure 280. Celle-ci représente deux profils emboîtés. La petite aile de chacun d'eux est enfoncée dans la grande aile de l'autre. En pratique, cet emboîtement doit se faire à frottement modérément dur. On a ainsi une manière très simple de former une poutre composée.

## Comparaison avec les profils U normaux laminés

Le tableau suivant donne une comparaison entre le profil C type 3" x 2" avec des laminés correspondants de caractéristiques approchantes.

Profil	$I_x$	$\left(\frac{I}{v}\right)$	$I_y$	$\left(\frac{I}{v}\right)$	Poids
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	
C 3" x 2"	35,3	9,09	12,7	4,16	2,97
U 40 x 20	7,2	3,6	1,2	0,9	2,8
U 60 x 30	31,8	10,6	5,1	2,5	5,25

On constate que le profil C permet une économie de poids de 44 % par rapport à celui en U, ayant à peu près la même résistance.

## Remplacement des poutres ][

Les poutres ][ peuvent être remplacées par des U assemblés soit par boulons (fig. 282a), soit par soudure dans des chanfreins (fig. 282b). Les arrondis extérieurs des C forment des chanfreins tout préparés. On peut ainsi construire des poutres ][ sans poinçonnage, boulons ou chanfreinage, et se contenter d'assembler deux profils C emboîtables par quelques points de soudure. De plus, l'assemblage de ][ porte une rainure sur une (fig. 282c) ou sur les deux semelles (fig.



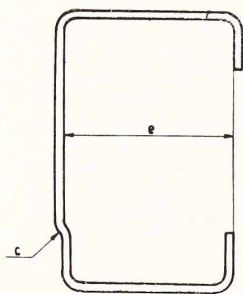


Fig. 279. Profil C emboîtable.

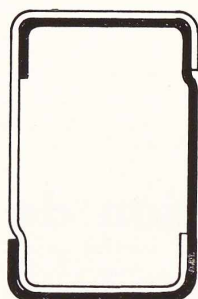


Fig. 280. Assemblage de deux profils C.

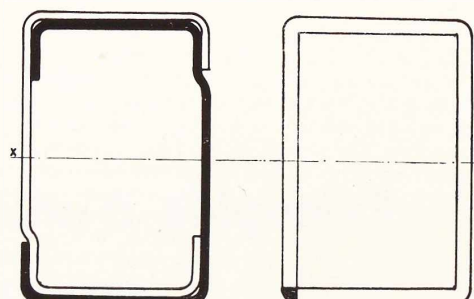


Fig. 281. Comparaison entre deux profils C emboîtables et un profil en caisson, en tôle.

282d) suivant la position relative qu'on leur donne. Ces rainures sont très utiles en simplifiant la mise en place du gousset, brides, etc. Aux économies de poids, s'ajoutent donc d'importantes économies de main-d'œuvre.

#### Profils tubulaires

Les tubes rectangulaires ont des propriétés très intéressantes. Toutefois, dans beaucoup de cas où ces propriétés seraient particulièrement utiles, il n'est pas possible d'utiliser les tubes, vu leur poids et les difficultés rencontrées pour leur assemblage. Or deux C, emboîtés suivant le croquis de la figure 280, forment un tube présentant des avantages certains. L'épaisseur de deux faces opposées est double de celle des deux autres faces. Si l'on suppose le tube soumis à un moment de flexion autour d'un axe parallèle aux faces épaisses, il est certain que la répartition du métal sera plus avantageuse que dans un tube d'épaisseur uniforme. L'allègement est important; en effet deux C  $3'' \times 2''$  emboîtés pèsent 5,94 kg par mètre courant. Un tube ordinaire de même I/v et de même encombrement pèserait 10,4 kg par mètre courant. La figure 281 représente, à l'échelle, les deux sections équivalentes. Cet avantage ne se ferait pas seulement sentir dans le cas de flexion, mais également dans le cas des poutres comprimées dont le flambage n'est libre que dans un sens.

Remarquons encore un second avantage des C employés. Le tube en une pièce devra avoir le joint sur une des petites faces à cause de l'effort tranchant et devra être soudé sur toute sa longueur pour ne pas s'ouvrir sous l'effet du moment fléchissant; cette précaution est superflue avec les C emboîtés.

Enfin, un troisième avantage très important pour la construction des charpentes : les assemblages des tubes composés de C emboîtés ne présentent aucune difficulté. Il suffit de les préparer avant emboîtement. Un exemple de cet assemblage est donné à la figure 283. Le profil  $C_1$  est d'abord poinçonné et garni d'écrous E maintenus en place par un point de soudure. Le profilé  $C_2$  est ensuite emboîté. On n'a plus aucune difficulté à visser le tube ainsi constitué contre le gousset G par les vis V.

#### Résistance au flambage

Le tableau suivant, relatif à la résistance au flambage, donne une comparaison entre le profil C  $3'' \times 2''$  avec les laminés correspondants U  $50 \times 25$  et U PN 6,5.

Profil	$\Omega$ cm <sup>2</sup>	$i_x$ cm	$i_y$ cm
C $3'' \times 2''$	3,79	3,06	1,8
U $50 \times 25$	5,40	1,77	0,69
U PN 6,5	9,03	2,52	1,25

Les courbes de la figure 284 donnent les charges admissibles en fonction des longueurs de flambage pour le profil C  $3'' \times 2''$ , comparé aux profils normaux couramment utilisés, les poutrelles PN 8 et PN 10. La supériorité du profil C est frappante, surtout si l'on tient compte de ce que ce profil ne pèse que 34 % du I PN 8 et 28 % du I PN 10.



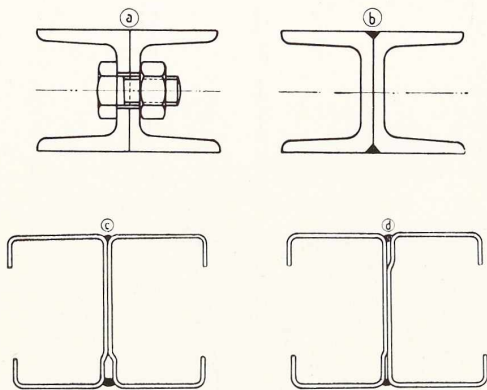


Fig. 282. Comparaison entre poutres composées de 2 U et poutres formées par des profils C.

#### Colonnes

Le règlement de l'A. B. S. proscriit les coefficients d'élançement dépassant 175. Pour des colonnes de charpentes de bâtiments, on peut difficilement prévoir des hauteurs inférieures à 3 mètres; il en résulte qu'en utilisant des profils laminés, il faut considérer comme section minimum le U PN 14 pesant 16,01 kg par mètre courant ou le I PN 18 de 21,9 kg par mètre courant. Ces profils sont trop lourds et il faut utiliser des artifices d'entretoisement pour réduire les longueurs de flambage; cela complique la char-

Fig. 283. Assemblage d'un tube formé par des profils C à une paroi métallique.

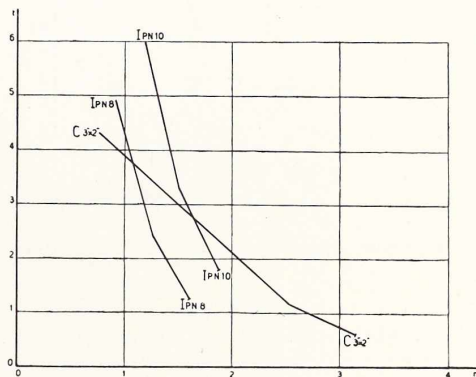
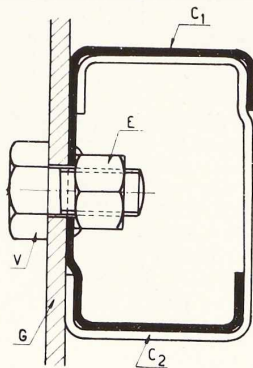


Fig. 284. Graphique des charges admissibles au flambage, établi d'après les prescriptions de l'A. B. S.

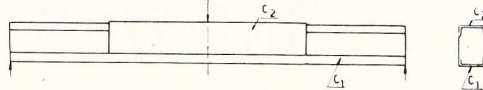
penne. Le feuillard profilé C 3"  $\times$  2" peut, par contre, être utilisé sans entretoisement. Dans le cas d'une hauteur de 3 mètres, le coefficient d'élançement n'est que de 167; la charge admissible est de 757 kg, chiffre très appréciable pour les constructions légères. On peut encore doubler cette charpente en emboitant deux C; cette opération est beaucoup moins compliquée que le plus simple entretoisement. On peut donc construire des colonnes supportant une charge de 1,5 t à 3 mètres de hauteur dont l'encombrement ne dépasse pas 78  $\times$  50 mm et le poids total 17,82 kg.

Dans beaucoup de constructions, pour des raisons d'esthétique ou d'hygiène, les colonnes doivent présenter une surface extérieure sans cavité. Lorsqu'on emploie des profilés U ou I, il est nécessaire de les entourer d'une gaine. Par contre, en employant deux C emboîtés, aucun parachèvement supplémentaire n'est nécessaire.

#### Poutres de section variable

Les poutres d'égale résistance constituent une solution ancienne et éprouvée du problème de

Fig. 285. Poutre appuyée aux deux extrémités et portant en son milieu une charge concentrée.



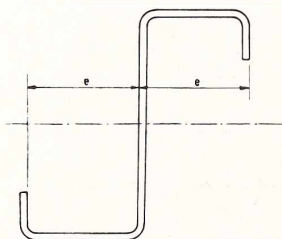


Fig. 286. Schéma d'un profil S emboîtable.

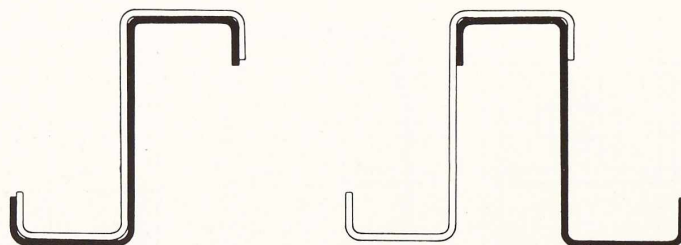


Fig. 287. Deux façons de réaliser l'emboîtement des profils S.

l'allégement. Leur défaut est d'être coûteux. Les profilés à emboîtement permettent de construire des poutres approximativement d'égale résistance et d'un prix de revient réduit.

#### Poutre appuyée aux deux extrémités et portant en son milieu une charge concentrée

La construction est représentée à la figure 285. La moitié centrale de la poutre est dédoublée. Le tronçon du dédoublement 2 sera emboîté de manière à être porté par la poutre principale 1. On peut ainsi doubler la force portante de la poutre en n'augmentant son poids que de 50 %. La théorie classique des ressorts à lame permet de démontrer que le seul assemblage à prévoir, en dehors de l'emboîtement, est le dispositif de fixation de la charge. On ne doit donc faire aucun frais d'assemblage, puisque cette fixation doit être prévue en tous cas.

#### Poutre appuyée aux deux extrémités et portant une charge uniformément répartie

Dans le cas des poutres avec charge uniformément répartie, la poutre doit être dédoublée sur  $1/\sqrt{2}$  de sa longueur. L'économie de poids additionnel est encore de 30 %.

#### Les profils S emboîtables

Ces profils sont schématisés à la figure 286. L'emboîtement peut être fait de deux façons : soit complètement, soit par une seule aile.

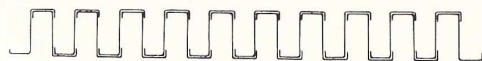


Fig. 288. Application du profil S.

#### Application

De même que le C précédemment décrit peut être considéré comme un U perfectionné, le S est un perfectionnement du Z. Il remplacera ce dernier en donnant des réductions de poids, des facilités d'assemblages et des renforcements par emboîtements. Les applications du S sont peut-être plus nombreuses que celles du C, mais d'un intérêt moins général. Nous n'en décrivons qu'une. Elle est représentée à la figure 288. On forme une véritable paroi continue en emboîtant des S, par une aile, à la suite l'un de l'autre. Les parois ainsi constituées possèdent une grande rigidité et un faible poids, car le métal y est très avantageusement réparti. Comme les profilés en feuillards peuvent être obtenus en très grandes longueurs, on peut construire ces parois pour de grandes portées.

#### Conclusions :

Les profilés de feuillards permettent d'alléger considérablement les charpentes. Ils permettent de construire des ossatures particulièrement faciles à transporter et à assembler. Si l'on veut tirer le parti maximum de ces avantages, il faut élaborer les projets en tenant compte des conclusions suivantes :

1° L'emploi d'assemblages simplifiés, spécialement étudiés pour les feuillards, est indispensable pour obtenir des prix intéressants;

2° Adapter aux feuillards les profils classiques conçus pour les laminés n'est que le stade élémentaire de la technique des feuillards profilés.

Il existe des profils conçus spécialement pour utiliser complètement les propriétés avantageuses du feuillard. Ces profils sont déjà fabriqués en Europe continentale.

A. C. R.



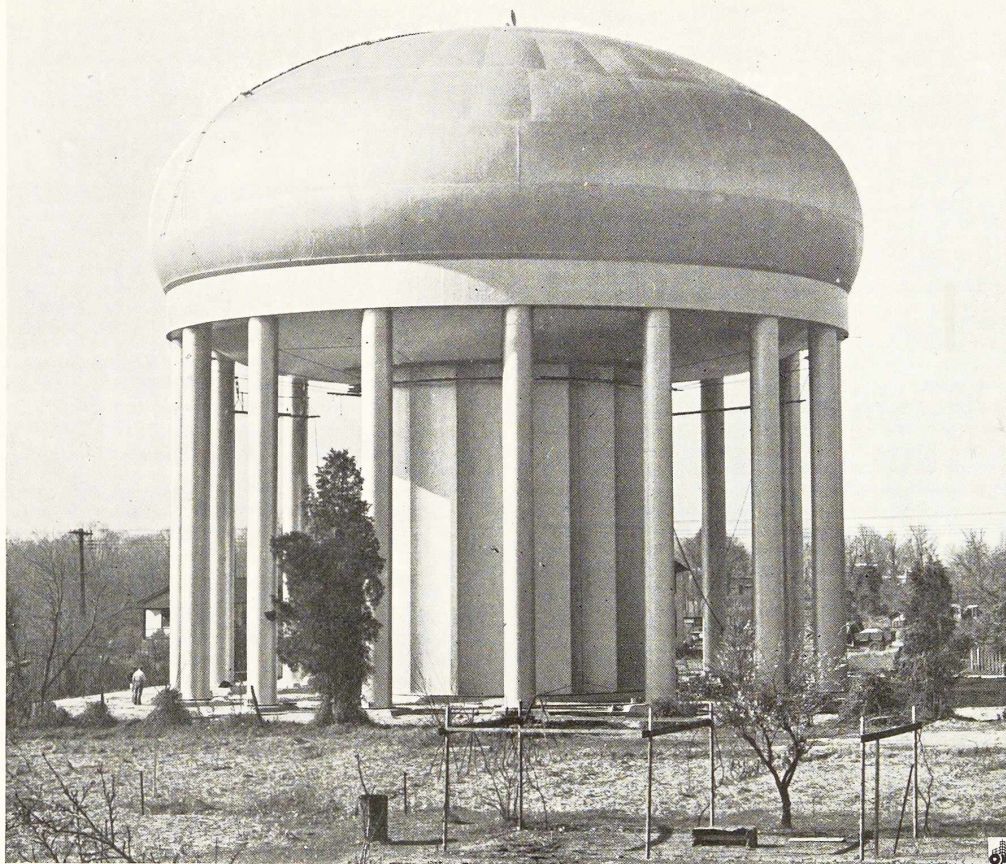


Fig. 289. Vue générale du nouveau château d'eau de Washington.

## Un nouveau type de château d'eau

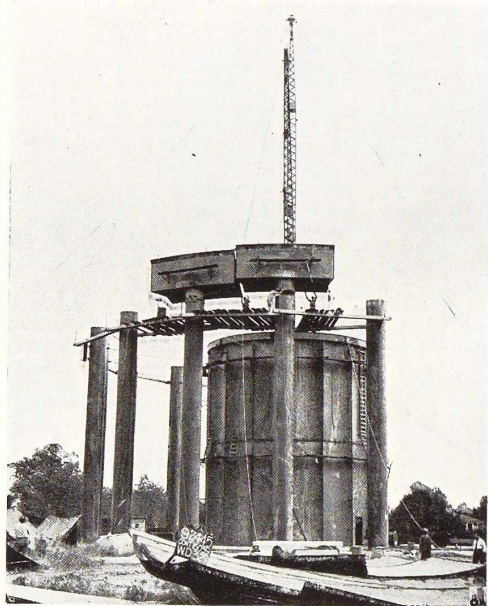
par R. M. DOWE,

Ingénieur au Service des Eaux du District de Columbia (U. S. A.)

Récemment, le district de Columbia a achevé la construction d'un château d'eau métallique entièrement soudé, d'un type nouveau. Les principales caractéristiques de ce type sont : prix de revient réduit, longue durée et aspect agréable. Le devis, pour cette construction, était moins coûteux que pour des châteaux d'eau de type plus classique. D'autre part, étant donné les li-

gnes très simples de l'ouvrage, il est à prévoir que les frais d'entretien seront très réduits.

La château d'eau a été construit dans la partie Sud-Est de Washington, près de l'intersection de l'avenue d'Alabama et de l'avenue du Boulevard. Ce quartier étant un quartier résidentiel, l'aspect de l'ouvrage avait une importance particulière. Généralement, les châteaux d'eau sont construits



**Fig. 290.** Montage des poutres circulaires prenant appui sur les colonnes du pourtour extérieur. Ces colonnes, au nombre de 16, ont un diamètre de 1 m. 20.

en acier parce que ce matériau convient le mieux pour ce genre d'ouvrages. Toutefois, le simple aspect utilitaire des châteaux d'eau en acier ne s'avère pas toujours esthétique. Pour éviter ces critiques, on enrobe quelquefois le château d'eau en acier dans de la maçonnerie, mais celle-ci coûte plus cher que l'ouvrage lui-même.

Considérant ces différents facteurs, plusieurs constructeurs de réservoirs ont été priés de soumettre des plans pour un réservoir qui combinerait un prix de premier établissement raisonnable, un usage rationnel et un aspect esthétique. Fort heureusement lorsque les offres ont été reçues, le prix, pour l'ouvrage qui a été finalement adopté, était moindre que celui pour un réservoir d'un type plus classique.

Le projet choisi se rapporte à un tank sphéroïdal de 31 mètres de diamètre. Il repose sur 16 colonnes extérieures métalliques de 1<sup>m</sup>20 de diamètre, et sur une colonne centrale cannelée de 12<sup>m</sup>20 de diamètre (fig. 289). Les colonnes extérieures ont une hauteur de 16 mètres. Elles sont uniformément réparties le long d'un cercle de 29<sup>m</sup>30 de diamètre. La colonne centrale, dont la hauteur est de 14<sup>m</sup>35, est faite de plats de 2<sup>m</sup>45 de largeur courbés suivant un rayon de 2<sup>m</sup>75. Cette colonne intérieure n'est pas remplie d'eau. Un tuyau d'élevation de 1<sup>m</sup>50 de diamètre

se trouve à l'intérieur de ce cylindre, réunissant le corps principal du réservoir avec le système de distribution.

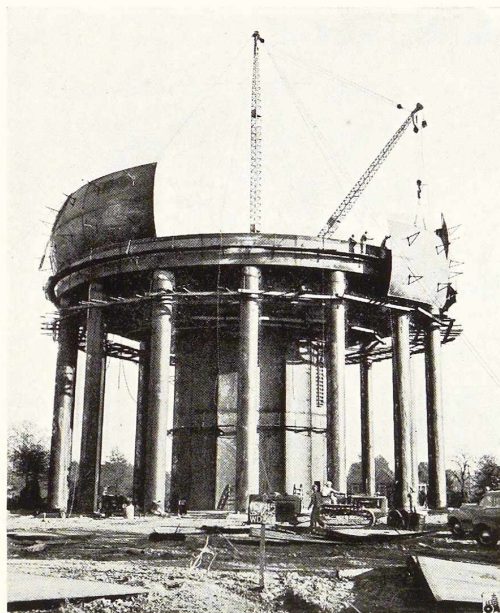
La hauteur totale de l'ouvrage atteint 30 mètres. Le niveau des basses eaux au-dessus du sol est de 14<sup>m</sup>95. Tous les calculs ont été faits conformément aux prescriptions de l'*American Water Works Association* (A. W. W. A.).

Pour contrôler le calcul du cylindre cannelé, un modèle a été essayé à la compression à l'Université d'Illinois. Ce modèle était construit en acier de 2 mm d'épaisseur à l'échelle de un douzième, la hauteur du modèle étant ainsi de 1<sup>m</sup>22 et le diamètre extrême de 1<sup>m</sup>04. La charge maximum supportée par le modèle correspondait à un effort unitaire de 1.900 kg/cm<sup>2</sup>. Les résultats de ces derniers essais ont montré que le cylindre cannelé avait plus de mérites constructifs que le cylindre uni.

Le réservoir repose sur le sol par l'intermédiaire des semelles en béton. Les colonnes extérieures n'étant pas pourvues de contreventements, c'est le fût central qui doit résister à la totalité de la pression due au vent. Il a été calculé en conséquence. Ce fût central repose sur une semelle circulaire continue de 12<sup>m</sup>20 de diamètre; les charges transmises au sol dépassent 3.800 tonnes. Quant aux colonnes extérieures, la charge qu'elles



**Fig. 291.** Château d'eau en cours de montage. Les colonnes extérieures et le fût central sont montés, on procède à la mise en place des parois du réservoir.



transmettent aux fondations est de 416 tonnes par colonne. La capacité portante du sol a été fixée à 2,5 kg par cm<sup>2</sup>. Toutefois cette valeur n'a pas été acceptée avant d'être confirmée par un essai de charge effectué à 2 mètres sous le niveau du sol.

Une fois les fondations exécutées, on a procédé au montage du réservoir proprement dit. Comme première opération de ce travail, on a monté le fût central. En vue de ce montage, les plats laminés étaient fournis en tronçons équivalents à la moitié de la hauteur du cylindre, tous les plats inférieurs étant complètement assemblés avant la mise des tronçons supérieurs. La base des plats inférieurs était soudée à un plat continu fixé aux fondations en béton au moyen de boulons.

A la partie supérieure du fût cannelé, une poutre en caissons a été prévue pour transmettre les charges de fond du réservoir au cylindre. Cette partie du fond du réservoir, entre le tuyau d'élevation et le fût cannelé, était montée avant la construction des colonnes extérieures.

Pour réduire les travaux en chantier, ces colonnes ont été fournies sur chantier en une seule longueur. Cette façon de faire permettait de réduire fortement le temps du montage des colonnes. Chacune de celles-ci est ancrée aux fon-

dations au moyen de deux boulons de 2 1/2 " de diamètre. Le montage des parois latérales de la toiture du réservoir se faisait en soudant ensemble deux ou plusieurs plats et en les soulevant ensuite au niveau voulu. Les éléments métalliques étaient maintenus ensemble et l'espacement correct des joints était obtenu par l'emploi d'un dispositif d'attache breveté utilisé exclusivement par la *Chicago Bridge & Iron Co* et ses concessionnaires. Ce dispositif à tenons et clavettes permet de maintenir les tôles à distance convenable pour la soudure.

Pour les assemblages soudés, on a exécuté des cordons continus sur la face intérieure. On a martelé ensuite la partie intérieure des soudures. Finalement, tout l'espace de l'autre côté était rempli par un joint continu.

Pour les travaux de soudure, on a utilisé les électrodes A. W. S. Leurs dimensions variaient entre 4 et 6 mm de diamètre. Le courant pour les opérations de soudure était fourni par six postes de soudure de 400 ampères. Les travaux ont été confiés à la *Chicago Bridge & Iron Co* et exécutés sous la supervision technique de l'auteur de cet article.

R. M. D.

BIBLIOGRAPHIE : *Engineering News-Record*, 2 mai 1946.



# L'ACIER ET SES APPLICATIONS

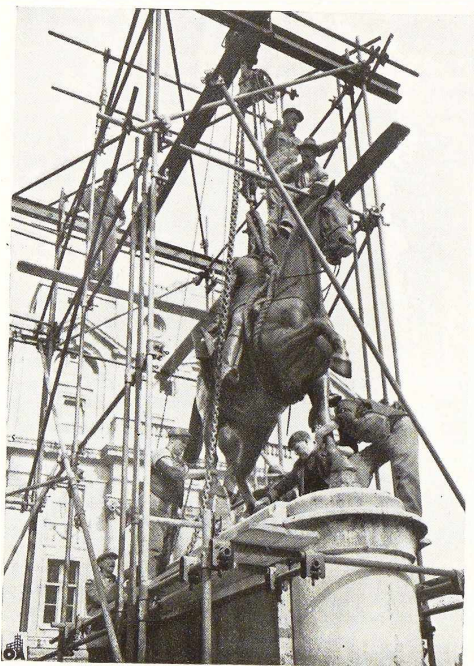


Fig. 292. La statue équestre du roi Georges III de retour, à Londres, a été replacée sur son socle à l'aide d'échafaudages tubulaires.



Fig. 293. Pont-rails sur l'Yssel à Daventer (Pays-Bas). Cet ouvrage détruit pendant la guerre a été reconstruit par le génie britannique.



Fig. 294. Une cité de maisons métalliques préfabriquées en Angleterre.

(Photos Associated Press et British Embassy Press Section.)





# Influence de la rigidité de la superstructure d'une construction en arc

METHODE APPROXIMATIVE DE CALCUL

par **B. Enyedi**,  
Docteur-Ingénieur, Budapest

M. Bela Enyedi, Docteur-Ingénieur à Budapest, avait publié avant la guerre une série d'études qui se signalaient notamment par les solutions élégantes qu'elles apportaient à des problèmes classiques lors de la résolution de certains systèmes hyperstatiques. Ce savant avait confié à **L'Ossature Métallique** la publication d'une étude sur l'influence de la rigidité de la superstructure d'une construction en arc, étude qui devait paraître au début de 1940. La guerre a empêché à cette époque sa publication, mais l'intérêt de cette étude reste entier aujourd'hui.

O. M.

Dans les ponts en arc, encastré ou à deux articulations, à tablier supérieur, celui-ci repose souvent sur des poteaux qui sont assemblés au tablier d'une part, à l'arc d'autre part, d'une manière rigide. Parmi les réalisations les plus récentes, on trouve beaucoup d'exemples dont le tablier, ou plus exactement les longerons du tablier et l'arc, compose avec les poteaux le système spécial en question : l'arc à superstructure.

Ces constructions spéciales n'étaient pas, jusqu'ici, étudiées en bénéficiant de cette économie, parce qu'on négligeait toujours l'influence de la rigidité de la superstructure.

La figure 295 donne les formes les plus habituelles de cette construction; on voit que le tablier peut être situé à hauteur ou au-dessus de la clé de l'arc, celui-ci pouvant être encastré ou articulé. Dans tous les cas possibles, les arcs à superstructure sont constitués par des cadres rigides qui pourraient être considérés comme une poutre spéciale du type Vierendeel <sup>(1)</sup>.

Si on prend en considération l'influence de la rigidité de la superstructure, on réussira certainement à réaliser une certaine économie en ce qui concerne les dimensions de l'arc. En effet, le tablier et les poteaux portent, par suite des assemblages rigides, une partie de la sollicitation d'ensemble, circonstance qui permet de soulager les arcs. C'est l'avantage immédiat de la superstructure, mais la réalisation n'en est ni simple, ni facile.

Il semble naturel d'accepter comme point de départ que le système soit constitué par des cadres rigides à la manière des poutres Vierendeel; il faut donc leur appliquer la méthode de calcul de ces poutres.

Mais cette méthode suppose un déplacement vertical uniforme des deux membrures, ce qui signifie que la distance entre les deux membrures, après toutes les déformations possibles, reste invariable. Cette hypothèse reste acceptable tant qu'il s'agit d'une construction, dont les dimensions des deux membrures ne sont pas très différentes, mais dans le cas d'un pont en arc, les dimensions de l'arc sont toujours plus grandes que celles des longerons du tablier; par conséquent, les déformations suivent certainement des règles tout à fait différentes. Il faut alors calculer les déplacements et les variations angulaires sur la base des moments de flexion véritables.

Il est connu qu'un arc encastré est un système hyperstatique à 3 inconnues et qu'un arc à deux articulations est un système hyperstatique à 1 inconnue. En admettant que le nombre des cadres est de  $n$ , attendu que chaque cadre est trois fois hyperstatique, on doit résoudre, pour un arc encastré à superstructure,  $3 + 3n = 3(n + 1)$  équations, et pour un arc à deux articulations,  $3n + 1$  équations. Un pont à travée moyenne est constitué au moins par 8 cadres, c'est-à-dire qu'il faudrait résoudre dans le cas le plus favorable, 25 équations. Il n'est pas douteux que la solution des équations en si grand nombre, signifie toujours dans la pratique, un problème irréalisable.

<sup>(1)</sup> Voir notamment les ponts en arcs repris aux figures 503, 504 et 505, pp. 377-378 de *L'Ossature Métallique*, n° 9, 1939.



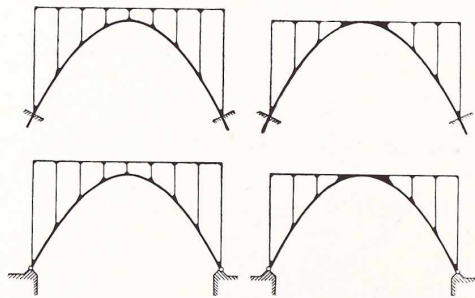


Fig. 295. Schémas de principe de divers types de ponts en arc.

Il n'est pas douteux non plus, qu'on ne peut établir aucun système de formules fournissant la solution rigoureuse de ce problème; les conditions à remplir sont si nombreuses qu'il est impossible d'établir les formules préalablement.

C'est pourquoi nous avons essayé d'établir une méthode approximative qui fournisse des résultats assez exacts en ce qui concerne les buts cherchés par les constructeurs, et qui n'exige pas un très grand travail de calcul.

#### Principe de la méthode

On calcule d'abord les moments fléchissants de l'arc (sans considération de la superstructure), et on détermine ensuite les déformations de cet arc. On calcule alors les moments et les réactions de la superstructure sous la condition que les sections d'assemblage à l'arc, c'est-à-dire les sections inférieures des poteaux, prennent les mêmes déformations que les sections correspondantes de l'arc. Ensuite, on calcule l'arc, sollicité par les réactions de la superstructure, et on détermine les moments et les déformations en résultant. La transmission satisfaisante des charges et moments de la superstructure fait que les déformations de l'arc et de la superstructure coïncident approximativement, et que la somme des moments de l'arc sans superstructure et des moments provenant de la superstructure fournit la solution du problème.

##### I. Les moments de l'arc sans superstructure

Il faut d'abord déterminer les moments de flexion  $M$  de l'arc sollicité par un système de forces sans tenir compte de la superstructure. C'est un calcul qui peut être fait par des méthodes classiques. Il existe des tableaux qui fournissent tous les moments de flexion des arcs

encastrés <sup>(1)</sup> et des arcs à deux articulations <sup>(2)</sup>, dans le cas d'une sollicitation quelconque. Il suffit alors de prendre dans ces tableaux les chiffres des moments, et ensuite par une simple multiplication, on aura les moments fléchissants véritables.

##### II. Les déformations de l'arc sans superstructure

Il faut déterminer les déformations de toutes les sections de l'arc, chargées par les poteaux de la superstructure, déformations produites par la sollicitation du pont; les déformations doivent être calculées alors sur la base du diagramme des moments fléchissants qui a été obtenu sous I. Il va de soi que les déformations comprennent les variations angulaires  $\varphi$ , les déplacements verticaux  $\delta$  et les déplacements horizontaux  $\gamma$  de chaque section.

Comme il est connu, la variation angulaire a la valeur :

$$\varphi = \frac{\mathcal{M} dx}{\mathcal{E} \mathcal{J}}$$

avec  $\mathcal{M}$  : moment fléchissant;  
 $\mathcal{E}$  : module d'élasticité;  
 $\mathcal{J}$  : moment d'inertie.

Il est connu aussi que le diagramme des moments fournit le diagramme des variations angulaires, si les ordonnées  $\mathcal{M}$  sont transformées en

$$\frac{\mathcal{M}}{\mathcal{E} \mathcal{J}}$$

Les moments du diagramme de variations angulaires  $\frac{\mathcal{M} dx}{\mathcal{E} \mathcal{J}}$  donnent les déplacements des sections. On doit alors déterminer les moments des variations angulaires concernant l'axe vertical ou horizontal si l'on veut obtenir le déplacement vertical ou horizontal.

Il va de soi que, comme toujours dans la pratique, les déformations sont multipliées par  $E$ , c'est-à-dire qu'elles deviennent  $E$  fois plus grandes.

Attendu qu'il s'agit dans ce cas de toutes les déformations existantes, il est nécessaire de fixer les signes des facteurs. Nous admettons que le déplacement vertical dirigé vers le bas a le signe positif. Si par exemple une simple poutre, à deux appuis libres, d'une travée d'une longueur  $l$  est chargée en son milieu par une seule force  $P$

(1) B. ENYEDI : Tableaux pour la solution des constructions en arc encastré, *Travaux*, 1936, pp. 276-287.

(2) B. ENYEDI : Tableaux pour la solution des constructions en arc à deux articulations, *Le Constructeur de Ciment armé*, 1933 et 1934.



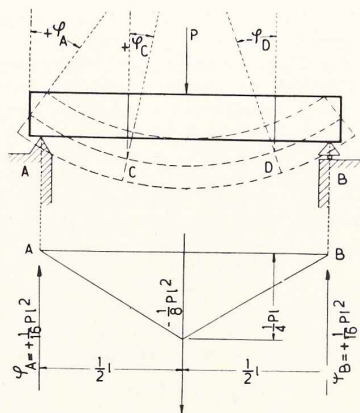


Fig. 296. Déformation schématique d'une poutre droite simplement appuyée sous l'effet d'une charge concentrée en son milieu.

(fig. 296) le moment le plus grand sera  $\frac{Pl}{4}$ ,  
et la surface du diagramme de moments :

$$\frac{Pl}{4} \times \frac{l}{2} = \frac{Pl^2}{8}.$$

Par suite, la variation angulaire de la section d'appui  $A$  est de :

$$\varphi_A = \frac{1}{2} \frac{Pl^2}{8} = \frac{1}{16} Pl^2.$$

La section  $A$  s'est tournée, en effet, dans le sens des aiguilles d'une montre; l'angle  $\varphi_A$  est alors positif, et par suite la surface du diagramme des variations angulaires doit être négative. Le déplacement vertical au milieu de la poutre est alors de :

$$\begin{aligned} \delta &= + \frac{1}{16} Pl^2 \times \frac{1}{2} l - \frac{1}{2} \frac{1}{8} Pl^2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} l \\ &= + \frac{1}{48} Pl^3. \end{aligned}$$

En calculant les déformations, nous admettons que le signe du diagramme des moments fléchissants et celui des variations angulaires sont toujours différents. Les moments positifs entraînent toujours des variations angulaires négatives et inversement (fig. 297).

En déterminant les déplacements verticaux  $\delta$  et horizontaux  $\gamma$ , les vecteurs représentant les diagrammes des variations angulaires  $\varphi$  sont respectivement verticaux et horizontaux. Les déplacements en question sont donnés par les moments des vecteurs.

En ce qui concerne le calcul des déformations, il est à remarquer qu'il n'existe pas de différence de principe entre les arcs encastrés et les arcs à deux articulations.

### III. Les moments de la superstructure

Si la superstructure est reliée à l'arc, les sections finales des poteaux doivent accuser les mêmes déformations,  $\varphi$ ,  $\delta$ ,  $\gamma$ , que les sections de l'arc au droit de ces poteaux. C'est une conséquence de l'assemblage rigide entre l'arc et la superstructure.

En supposant que l'arc et la superstructure soient coupés et séparés (fig. 298), on doit admettre que chaque section est chargée par une force verticale  $\mathcal{V}$ , une force horizontale  $\mathcal{H}$  et par un moment  $m$ . Ces forces et ces moments sollicitent naturellement la superstructure ainsi que l'arc, et produisent certaines déformations de la superstructure ainsi que de l'arc.

Il va de soi que, dans le cas où toutes les déformations des sections finales des poteaux coïncident avec celles des sections correspondantes de

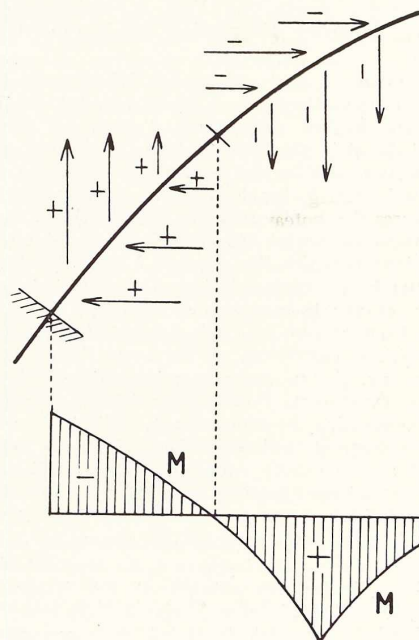


Fig. 297. Relations entre les signes des moments fléchissants et des variations angulaires.

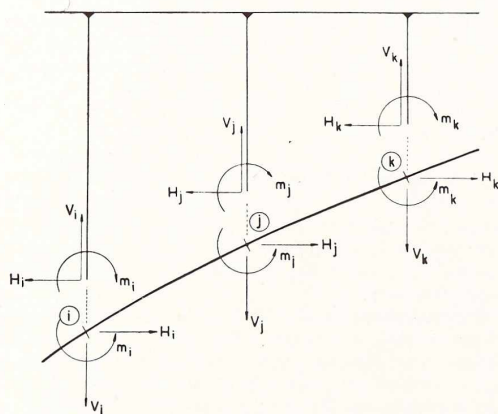


Fig. 298. Efforts et moments introduits par des coupures fictives au pied des poteaux.

l'arc, produites par les sollicitations extérieures (voir I) et par  $\mathcal{V}$ ,  $\mathcal{H}$ ,  $m$  ensemble, le problème est résolu, parce que l'arc à superstructure montre la même déformation que la superstructure.

De même, il va de soi que les déformations des deux constructions, en général, ne sont pas les mêmes. Il faut déterminer d'abord les forces  $\mathcal{V}$  et  $\mathcal{H}$  et le moment  $m$ , dans l'hypothèse, que les sections finales des poteaux montrent les déformations  $\varphi$ ,  $\delta$  et  $\gamma$  des sections correspondantes de l'arc. C'est un problème hyperstatique, dont les résultats seront transformés pour obtenir la solution approximative des arcs à superstructure.

Attendu que chaque poteau fournit trois inconnues, et que le nombre des cadres est de  $n$ , le problème est  $3(n+1)$  fois hyperstatique. L'état d'équilibre des forces et moments donne trois équations, chaque cadre fournit aussi trois équations, exprimant, l'une après l'autre, la variation angulaire, le déplacement vertical et enfin le déplacement horizontal. Par suite nous avons  $3+3n=3(n+1)$  équations à notre disposition, ce qui rend possible la solution du problème hyperstatique.

Pour faciliter les travaux mathématiques, nous introduirons comme inconnues, les moments des sections finales des poteaux et des longerons (fig. 299). Attendu que le nombre des poteaux et des longerons est de  $n+1$  et  $n$  respectivement, nous aurons  $(n+1+n)2=2(2n+1)$  inconnues.

Les équations sont les suivantes : chaque nœud du longeron donne une équation, c'est-à-dire  $n+1$  équations ensemble, qui expriment l'état d'équilibre des moments; ensuite chaque cadre fournit deux équations, ensemble  $2n$  équations, qui déterminent la variation angulaire et le déplacement vertical; enfin chaque poteau donnant une équation, il y a en tout  $n+1$ , qui expriment le déplacement horizontal. Le problème dispose alors d'un nombre d'équations égal à :

$$n+1+2n+n+1=2(2n+1)$$

c'est-à-dire égal à celui des inconnues.

Les équations des nœuds, en admettant les significations de la figure 299, ont la forme :

$$m_{cd} + m_c = m_{cb} \quad (1)$$

En déterminant les déformations de la superstructure, il est nécessaire d'exprimer d'abord les variations angulaires des poteaux et des longerons. Si nous admettons que les moments d'inertie d'un poteau et des longerons sont constants, les variations angulaires d'après les significations inscrites dans la figure 300 sont les suivantes :

Pour le poteau  $4c$  :

$$\frac{1}{2} m_a \frac{h_4}{J_4} + \frac{1}{2} m_c \frac{h_4}{J_4} = \frac{h_4}{2J_4} (m_a + m_c) \quad (2)$$

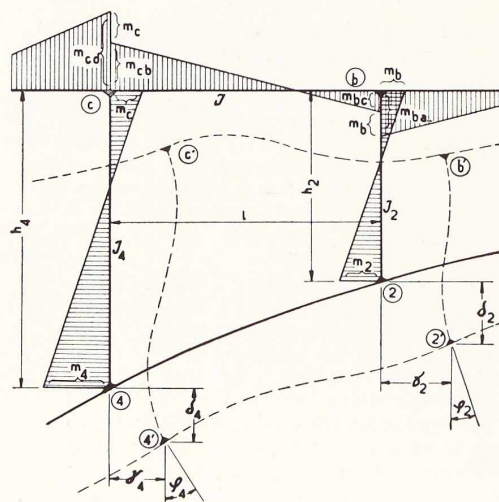


Fig. 299. Sollicitations et déformation du cadre 4cb2.



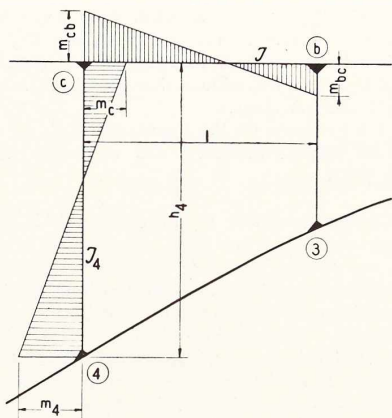


Fig. 300. Déformations de la superstructure.

Pour le longeron  $cb$  :

$$\frac{1}{2} m_{cb} \frac{l}{J} + \frac{1}{2} m_{bc} \frac{l}{J} = \frac{l}{2J} (m_{cb} + m_{bc}). \quad (3)$$

Le déplacement vertical du cadre  $4cb3$  concernant la verticale du poteau  $3b$  est de

$$\frac{h_4}{2J_4} [m_4 + m_c] l + \frac{l}{2J} \left[ m_{cb} \frac{2}{3} l + m_{bc} \frac{1}{3} l \right] \quad (4)$$

et le déplacement horizontal du poteau  $4c$  concernant l'horizontale du longeron  $cb$  est de :

$$\frac{h_4}{2J_4} \left[ \frac{2}{3} h_4 m_4 + \frac{1}{3} h_4 m_c \right]. \quad (5)$$

Si le moment d'inertie sur toute la longueur d'un poteau ou d'un longeron n'est pas constant, les formules précédentes seront plus compliquées, on ne pourra pas éviter une intégration analytique ou graphique, il n'y aura toutefois aucune autre difficulté.

La figure 299 représente un cadre par exemple  $4cb2$  avant la déformation [traits pleins] et après la déformation [traits interrompus].

L'équation suivante exprime la variation angulaire de ce cadre dont les sections finales des poteaux (4 et 2) obtiennent de l'arc une variation angulaire  $\varphi_1$  et  $\varphi_2$  :

$$\varphi_2 - \varphi_1 - \frac{h_4}{2J_4} [m_4 + m_c] - \frac{l}{2J} [m_{cb} + m_{bc}] + \frac{h_2}{2J_2} [m_2 + m_b] = 0. \quad (6)$$

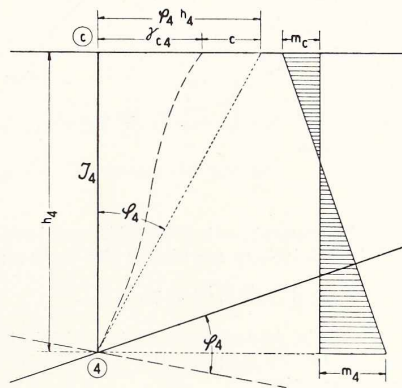


Fig. 301. Déformations du poteau  $4c$ .

Ces expressions sont constituées suivant les formules (2) et (3), mais les membres d'origine du poteau  $4c$  et du longeron  $cb$ , comme il a été déjà exposé précédemment, ont été pris avec le signe contraire; la variation angulaire de l'autre poteau a conservé son signe, c'est-à-dire que le signe des moments fléchissants est resté invariable. Cela signifie que les poteaux appartiennent toujours aux deux cadres, et que le signe de ses moments sera contraire si le poteau en question compose le membre du cadre suivant. Le signe varie alors deux fois, — comme poteau de l'autre cadre et comme variation angulaire —; par suite le signe du poteau  $2b$  reste invariable.

En admettant que les sections finales des poteaux du cadre précédent obtiennent les déplacements verticaux ( $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ) de l'arc, l'équation suivante exprime le déplacement vertical du cadre  $4cb2$  concernant le poteau  $2b$  :

$$\delta_2 - \varphi_1 l - \delta_1 - \frac{h_4 l}{2J_4} [m_4 + m_c] - \frac{l}{2J} \left[ m_{cb} \frac{2}{3} l + m_{bc} \frac{1}{3} l \right] = 0. \quad (7)$$

La variation angulaire  $\varphi_1$  cause aussi un déplacement vertical; cependant les membres d'origine du poteau  $2b$  ne font pas figure dans la formule (7).

L'expression du déplacement horizontal fournit une équation très simple; si la différence entre les déplacements horizontaux des sections 4 et c est de  $\gamma_{c4}$  (fig. 301), et si les significations précédentes sont valables, l'équation suivante



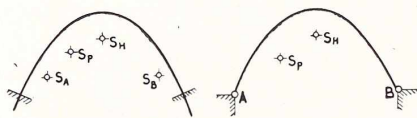


Fig. 302. Calcul des moments de l'arc dus à la superstructure.

exprime le rapport entre les déformations de l'arc et les variations angulaires du poteau :

$$c + \varphi_4 h_4 = \gamma_{c4}$$

où  $c$  signifie le déplacement horizontal d'origine du poteau  $4c$ . La formule (5) fournit la longueur  $c$ , par suite :

$$\varphi_4 h_4 = \gamma_{c4} - \frac{h_4}{2J_4} \left[ \frac{2}{3} h_4 m_4 + \frac{1}{3} h_4 m_c \right].$$

Après la transformation de cette équation :

$$2m_4 + m_c + \frac{6J_4}{h_4} \left[ \varphi_4 - \frac{\gamma_{c4}}{h_4} \right] = 0. \quad (8)$$

Le nombre des équations (1), (6), (7) et (8) est de  $n+1$ ,  $n$ ,  $n$  et  $n+1$ , c'est-à-dire de  $2(2n+1)$ ; les moments de la superstructure peuvent alors être déterminés. Si ces moments sont connus, il sera très simple de calculer des forces  $\mathcal{H}$  et  $\mathcal{Q}$  qui sollicitent les sections finales de chaque poteau.

#### IV. Les moments de l'arc dus à la superstructure

On sollicite l'arc en question par les forces  $\mathcal{H}$  et  $\mathcal{Q}$  et par les moments  $m$  (fig. 298); ces forces et moments composent un système d'équilibre, parce que dans le cas contraire il ne serait pas possible de calculer les déformations de la superstructure.

Malgré son état d'équilibre, ce système de forces et moments doit causer les réactions sur les appuis de l'arc, par suite de la déformation de l'arc sous la sollicitation de  $\mathcal{H}$ ,  $\mathcal{Q}$  et  $m$ .

Il faut alors déterminer ces réactions pour pouvoir calculer les moments fléchissants de l'arc.

Pour cette raison, on détermine d'abord le diagramme des moments de flexion de l'arc, en supposant que l'arc est une poutre simple sur deux appuis libres. C'est un problème facile, parce que  $\mathcal{H}$ ,  $\mathcal{Q}$  et  $m$  sont en équilibre; par suite les réactions sur les appuis libres disparaissent. Puis il faut déterminer le diagramme de la variation angulaire, sa surface et son centre

de gravité ( $S_v$ ); en possession de ces valeurs on peut déterminer les réactions des arcs encastrés ainsi que des arcs à deux articulations (fig. 302), en utilisant la méthode qui a permis la solution de ces constructions.

Si les réactions de l'arc sont connues, on dessinera le diagramme total des moments fléchissants  $\mathcal{M}'$ .

#### V. Les déformations de l'arc dues à la superstructure

Il faut déterminer les déformations de toutes les sections de l'arc sous la sollicitation de  $\mathcal{H}$ ,  $\mathcal{Q}$  et des réactions de l'arc; c'est un problème qui peut être exécuté de la même manière que dans le cas des charges extérieures (voir II); la variation angulaire  $\varphi'$ , le déplacement vertical  $\delta'$  et horizontal  $\gamma'$  de toutes les sections de l'arc seront alors connus.

#### VI. Les moments et les déformations définitifs de l'arc à superstructure

Pour obtenir les moments approximatifs de l'arc à superstructure, les moments des forces extérieures  $\mathcal{M}$ , qui ont été calculés sans considérer la superstructure sous le chapitre premier, doivent être complétés par les moments, causés par une certaine partie de  $\mathcal{H}$ ,  $\mathcal{Q}$  et  $m$ , c'est-à-dire de  $x\mathcal{H}$ ,  $x\mathcal{Q}$ , et  $xm$ . Ce deuxième diagramme de moments a été dessiné sous IV, mais toutes les ordonnées doivent être multipliées par  $x$ . La somme:  $\mathcal{M} + x\mathcal{M}'$  nous donne le moment définitif de l'arc à superstructure.

Il va de soi que les déformations définitives de l'arc à superstructure sont  $\varphi + x\varphi'$ ,  $\delta + x\delta'$  et  $\gamma + x\gamma'$ , et celles des sections finales de la superstructure sont  $x\varphi$ ,  $x\delta$  et  $x\gamma$ . S'il est possible de trouver une seule valeur  $x$ , qui satisfasse pour toutes les sections de l'arc à toutes ces conditions :

$$\varphi + x\varphi' = x\varphi, \quad \delta + x\delta' = x\delta, \quad \gamma + x\gamma' = x\gamma \quad (9-10-11)$$

L'arc à superstructure sera résolu d'une manière totalement exacte. Mais on ne peut pas trouver un tel chiffre  $x$ ; c'est pourquoi la méthode exposée est une méthode approximative; dans la pratique nous pouvons calculer  $x$ , par exemple à l'aide de l'équation (10) ou (11) d'une section qui comporte le plus grand moment de flexion. Les valeurs  $x$  seront naturellement différentes, mais la divergence, — comme les exemples numériques le montrent —, n'est pas consi-



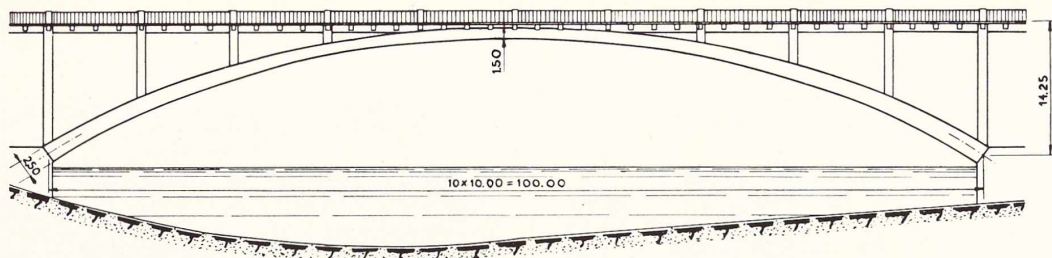


Fig. 303. Type de pont en arc encastré de 100 mètres de portée.

dérable. Il est vrai que les moments complémentaires ( $xM$ ) ne sont pas grands par rapport à  $M$ , mais la diminution des moments de l'arc par l'effet de la superstructure n'est pas négligeable.

L'équation (9) peut ne pas être prise en considération, parce que le déplacement vertical et le déplacement horizontal déterminent assez la variation angulaire.

Cette méthode a comme point de départ le diagramme des moments fléchissants d'une sollicitation quelconque. Si l'on veut alors obtenir des lignes d'influences, il sera nécessaire d'exécuter le calcul dans le cas des charges unitaires qui sollicitent toutes les sections ou les poteaux l'un après l'autre.

La méthode exposée convient également pour la détermination de l'influence des forces normales ou de la variation de la température, parce que le diagramme des moments de flexion de ces effets est préalablement connu.

En ce qui concerne la sollicitation permanente, l'influence de la superstructure des arcs peut être toujours négligée, parce que l'exécution de la construction peut totalement exclure ou au moins largement diminuer l'effet des assemblages rigides de l'arc avec les poteaux et de ceux-ci avec le tablier.

Attendu que les arcs avec tirant, en ce qui concerne l'essentiel statique de la construction, ne diffèrent pas des arcs à superstructure, ils peuvent être calculés au moyen de cette méthode, si les assemblages sont rigides.

### Exemple numérique

Un pont, en arc encastré (fig. 303) a une travée de 100 mètres et une flèche de 13 mètres; la hauteur de la section à la clé est de 1<sup>m</sup>50, la hauteur aux retombées de 2<sup>m</sup>50. Les calculs sont faits d'après la méthode que nous avons exposée en 1936 <sup>(1)</sup>.

L'angle d'inclinaison de la fibre moyenne

<sup>(1)</sup> « Tableaux pour la solution des constructions en arc encastré », *Travaux*, juin 1936.

de l'arc aux retombées ( $\varphi_{10}$ ) est approximativement (fig. 304):

$$\operatorname{tg} \varphi_{10} = \frac{2 \times 13,00}{50,00} = 0,52 .$$

Par suite

$$\varphi_{10} = 27^{\circ}30'$$

les moments d'inertie à la clé ( $I_0$ ) et aux retombées ( $I_{10}$ ) sont de :

$$I_0 = \frac{1,50^3 \times 1,00}{12} = 0,28125 \text{ m}^4$$

$$I_{10} = \frac{2,50^3 \times 1,00}{12} = 1,30208 \text{ m}^4 .$$

Le coefficient de section est alors :

$$k = \frac{I_{10}}{I_0} \cos \varphi_{10} = \frac{1,30208}{0,28125} 0,887 = 4,1065 .$$

Admettant que la charge permanente du tablier est de 1.000 kg/m<sup>2</sup> et que la sollicitation roulante est aussi de 1.000 kg/m<sup>2</sup>, et puis que la fibre moyenne est construite comme la ligne funiculaire des sollicitations permanentes et de la moitié des sollicitations roulantes, les charges à la clé ( $g_0$ ) et aux retombées ( $g_{10}$ ) sont de :

$$g_0 = 1,5 \times 2,2 + 1,00 + 0,5 \times 1,00 = 4,80 \text{ t/m}$$

$$g_{10} = \frac{2,50}{\cos 27^{\circ}30'} 2,2 + 1,00 + 0,5 \times 1,00 = 7,70 \text{ t/m} .$$

Le coefficient de la fibre moyenne est alors de :

$$\gamma = \frac{7,70 - 4,80}{4,80} = 0,60 .$$

Les ordonnées de la fibre moyenne de l'arc sont prises dans le tableau de l'axe et calculées par l'interpolation; la travée est divisée en vingt parties égales (fig. 305) et l'ordonnée de la section 4 est par exemple de :

$$\frac{1}{2} [0,8400 + 0,8611] 13,00 = 11,057 \text{ m} .$$

La figure 305 contient les ordonnées de la fibre moyenne et les longueurs des parties d'arc. Puis

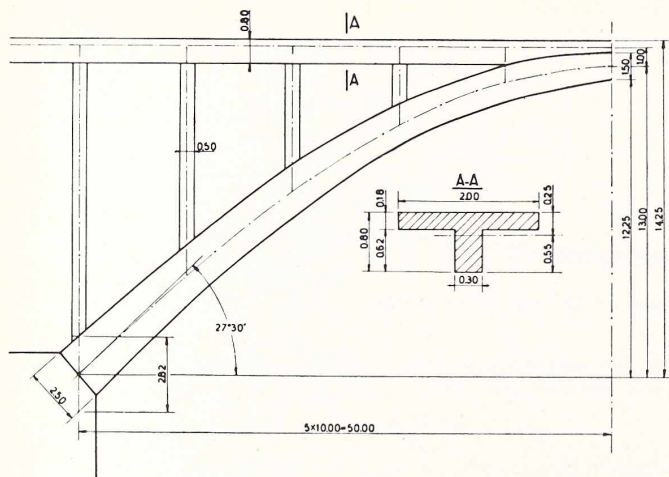


Fig. 304. Demi-travée du pont en arc de 100 mètres de portée.

nous avons calculé aussi le moment d'inertie des sections 0, 1, ..., 9, 10; par exemple :

$$I_4 = [1 + 8 \times 3,1065 \times 0,20^3] 0,28125 \frac{10,196}{10,00} = 0,34378 \text{ m}^4$$

$$I_5 = [1 + 8 \times 3,1065 \times 0,25^3] 0,28125 \frac{10,311}{10,000} = 0,40261 \text{ m}^4.$$

Par suite le moment moyen d'inertie de cette partie 45 de l'arc est de :

$$I_{15} = \frac{1}{2} [0,34378 + 0,40261] = 0,37320 \text{ m}^4.$$

Ces valeurs pour toutes les parties de la fibre moyenne de l'arc sont de :

$I_{01}$	$I_{12}$	$I_{23}$	$I_{34}$	$I_{45}$
0,28188	0,28610	0,29894	0,32599	0,37320
$I_{56}$	$I_{67}$	$I_{78}$	$I_{89}$	$I_{9,10}$
0,44708	0,55497	0,70530	0,90794	1,16139

La superstructure est constituée par onze poteaux espacés de 10 mètres d'axe en axe (fig. 303 et 304); l'axe des longerons du tablier est horizontal et situé 1 mètre au-dessus de la clé de l'arc. Le moment d'inertie des poteaux et des longerons est de 0,010 et 0,011 m<sup>4</sup> respectivement.

L'arc à superstructure est sollicité par une charge de 10 tonnes à la section 4 (fig. 306a). Il faut tout d'abord déterminer les moments fléchissants de l'arc sans superstructure.

Le coefficient de la section a été arrondi à  $k = 4$ , le coefficient de la section est de  $\gamma = 0,60$ ; d'après les tableaux  $k = 4$ ,  $\gamma = 0$  et  $k = 4$ ,  $\gamma = 1,2$

(édités par la revue *Travaux*) les moments fléchissants des sections sont de :

$$M_{10} = -\frac{1}{2} [0,056595 + 0,048359] 100 \times 10,0 = -52,477 \text{ tm}$$

$$M_9 = -\frac{1}{2} [0,046499 + 0,043752] 100 \times 10,0 = -45,125 \text{ tm}$$

$$M_8 = -\frac{1}{2} [0,033157 + 0,033598] 100 \times 10,0 = -33,377 \text{ tm}$$

etc., qui sont inscrits dans la colonne 2 du tableau I, et dessinés dans la figure 306b (ligne A).

Il faut maintenant calculer les déformations de l'arc sans superstructure, donc d'abord les variations angulaires des éléments de l'arc; la formule est de  $\frac{Mds}{I}$ , mais avec le signe contraire; par suite les variations angulaires (agrandies E fois) sont de :

$$\varphi_{10,9} = +\frac{1}{2} [52,477 + 45,125] \frac{5,650}{1,16439} = +240,05 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi_{9,8} = +\frac{1}{2} [45,125 + 33,377] \frac{5,499}{0,90794} = +240,99 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi_{8,7} = +\frac{1}{2} [33,377 + 17,527] \frac{5,374}{0,70530} = +196,59 \text{ t/m}^2$$

etc., qui sont inscrites dans la colonne 2 du tableau II. La variation angulaire de la section 8 est alors de :

$$240,05 + 240,99 = 481 \text{ t/m}^2$$

et celle de 6 est de :

$$481 + 196,59 + 73,95 = 752 \text{ t/m}^2$$

etc.; les variations angulaires de toutes les sections sont inscrites dans la colonne 2 du tableau III.

Les déplacements verticaux et horizontaux ont été calculés comme moment de rotation des variations angulaires; les longueurs qui nous donnent les bras des moments sont prises dans la figure 305. Ces déplacements pour la section 6 sont les suivants :

$$\delta_6 = 240,05 \times 17,50 + 240,99 \times 12,50 + 196,59 \times 7,50 + 73,95 \times 2,50 = +8871 \text{ t/m}$$

$$\gamma_6 = 240,05 (8,557 - 1,316) + 240,99 (8,557 - 3,776) + 196,59 (8,557 - 5,904) + 73,95 (8,557 - 7,723) = +3474 \text{ t/m}.$$





Section	Moments fléchissants de l'arc dus à		
	l'arc sans superstructure (A)	la superstructure (B)	l'arc à superstructure (A + B)
1	2	3	4
10	- 52.477	+ 10.573	- 41.904
9	- 45.125	+ 9.870	- 35.255
8	- 33.377	+ 9.147	- 24.230
7	- 17.527	+ 7.696	- 25.681
		+ 5.516	- 12.011
6	+ 2.165	+ 3.320	+ 5.485
		- 2.892	- 0.727
5	+ 25.467	- 4.545	+ 20.922
4	+ 52.212	- 6.212	+ 46.000
		- 15.367	+ 36.845
3	+ 32.263	- 12.505	+ 19.758
2	+ 15.503	- 9.656	+ 5.847
		+ 2.822	+ 18.325
1	+ 1.866	+ 1.830	+ 3.696
0	- 8.711	+ 0.826	- 7.885
1'	- 16.226	- 0.192	- 16.418
2'	- 20.679	- 1.223	- 21.902
		+ 9.323	- 11.356
3'	- 22.011	- 11.048	- 10.963
4'	- 20.155	+ 12.760	- 7.395
		+ 4.824	- 15.331
5'	- 14.992	+ 3.282	- 11.710
6'	- 6.385	+ 1.725	- 4.660
		- 2.769	- 9.154
7'	+ 5.833	- 4.798	+ 1.035
8'	+ 21.890	- 6.843	+ 15.047
		- 8.136	+ 13.754
9'	+ 42.049	- 9.218	+ 32.831
10'	+ 66.606	- 10.319	+ 56.287

TABLEAU I

Les déplacements des autres sections ont été calculés de la même manière, et sont inscrits dans les colonnes 3 et 4 du tableau III. La ligne interrompue dans la figure 306a représente la fibre moyenne de l'arc après la déformation.

Les moments de la superstructure doivent être déterminés dans l'admission que les sections les

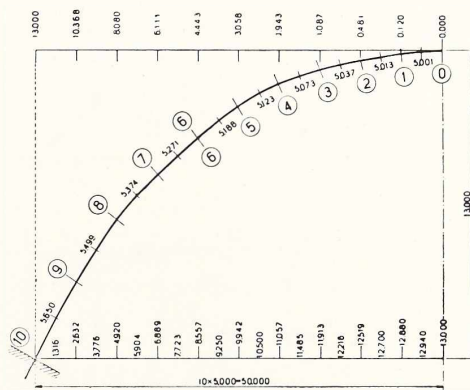


Fig. 305. Ordonnées de la fibre moyenne de l'arc.

plus inférieures des poteaux ont les mêmes déformations que les sections correspondantes de l'arc. Attendu que le tablier est très proche de la clé, la partie moyenne du tablier, — une longueur de 20 mètres environ —, et l'arc sont fusionnés (fig. 307a), par suite les longerons *ba* et *ab'*, puis les poteaux *2b*, *0a* et *2'b'* n'existent pas, mais les longerons *cb* et *b'c'* doivent être considérés comme encastres respectivement aux points *b* et *b'*. Cette circonstance simplifie le calcul assez considérablement.

La formule (1) donne à cet exemple les équations suivantes :

$$m_{fc} = m_f \quad m_{ed} = m_{ef} + m_c \quad (12-13)$$

$$m_{dc} = m_{dc} + m_d \quad m_{cb} = m_{cd} + m_c \quad (14-15)$$

$$m'_{cd} = m'_{cb} + m'_c \quad m'_{de} = m'_{dc} + m'_d \quad (16-17)$$

$$m'_{ef} = m'_{ed} + m'_e \quad 0 = m'_{fc} + m'_f \quad (18-19)$$

Pour établir les équations d'après les formules (6) et (7), il faut d'abord calculer les valeurs

$h$ , qui sont, pour les poteaux, les suivantes :

$$\frac{h_{10}}{2J_{10}} = \frac{14,00}{2 \times 0,010} = 700,0$$

$$\frac{h_6}{2J_6} = \frac{5,443}{2 \times 0,010} = 272,1$$

$$\frac{h_8}{2J_8} = \frac{9,080}{2 \times 0,010} = 454,0$$

$$\frac{h_4}{2J_4} = \frac{2,943}{2 \times 0,010} = 147,1$$

et pour les longerons :

$$\frac{l}{2J} = \frac{10,00}{2 \times 0,011} = 455,0$$

La formule (6) fournit les équations :

$$+ 481 \quad - 700,0 (m_{10} + m_f) - 455 (m_{fc} + m_{ef}) + 454,0 (m_8 + m_c) = 0 \quad (20)$$



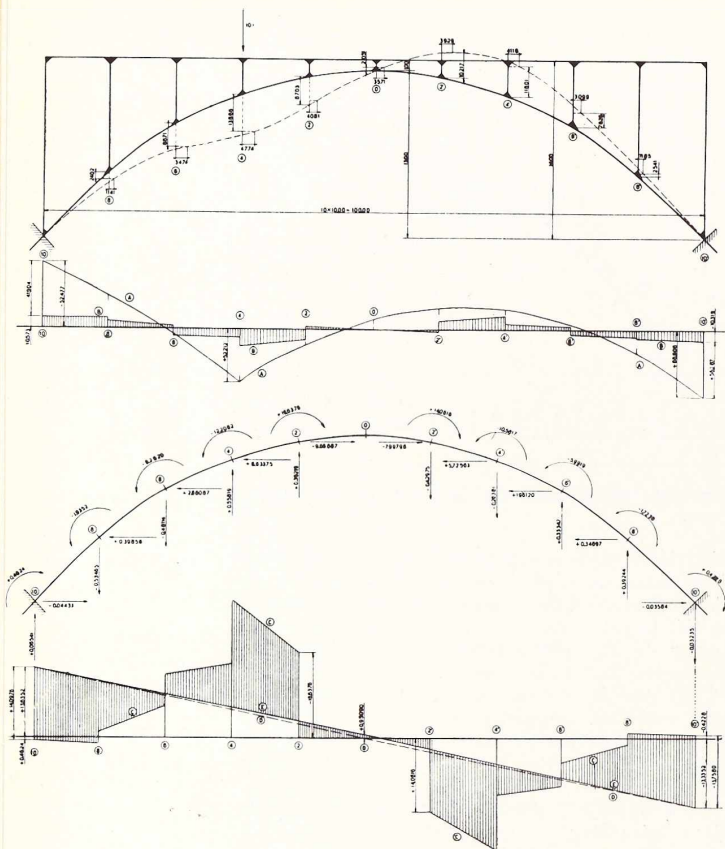


Fig. 306 a, b, c, d. Arc à superstructure sollicité par une charge de 10 tonnes à la section 4.

$$+ 752 - 481 - 454,0 (m_8 + m_e) - 455 (m_{ed} + m_{de}) + 272,1 (m_6 + m_d) = 0 \quad (21)$$

$$+ 67 - 752 - 272,1 (m_6 + m_d) - 455 (m_{de} + m_{ed}) + 147,1 (m_4 + m_c) = 0 \quad (22)$$

$$- 978 - 67 - 147,1 (m_4 + m_c) - 455 (m_{cb} + m_{bc}) = 0 \quad (23)$$

$$+ 182 + 515 - 455 (m'_{bc} + m'_{cb}) + 147,1 (m'_4 + m'_c) = 0 \quad (24)$$

$$+ 553 - 182 - 147,1 (m'_4 + m'_c) - 455 (m'_{cd} + m'_{dc}) + 272,1 (m'_6 + m'_d) = 0 \quad (25)$$

$$+ 451 - 553 - 272,1 (m'_6 + m'_d) - 455 (m'_{de} + m'_{ed}) + 454,0 (m'_8 + m'_e) = 0 \quad (26)$$

$$- 451 - 454,0 (m'_8 + m'_e) - 455 (m'_{ef} + m'_{fe}) + 700,0 (m'_{10} + m'_f) = 0 \quad (27)$$

Longueur de l'arc	Variation angulaire due à	
	l'arc sans superstructure (A)	La superstructure
1	2	3
10,9	+ 240.05	- 66.23
9,8	+ 240.99	- 76.90
8,7	+ 196.59	- 67.22
7,6	+ 73.95	- 56.03
6,5	- 158.18	+ 57.44
5,4	- 526.04	+ 98.29
4,3	- 648.51	+ 288.71
3,2	- 397.05	+ 248.55
2,1	- 150.14	- 54.43
1,0	+ 61.55	- 31.47
0,1'	+ 224.25	- 7.50
1',2'	+ 327.76	+ 16.51
2',3'	+ 364.58	- 229.19
3',4'	+ 332.59	- 247.39
4',5'	+ 244.55	- 74.30
5',6'	+ 125.73	- 38.79
6',7'	+ 2.66	+ 47.84
7',8'	- 104.21	+ 59.04
8',9'	- 191.04	+ 69.96
9',10'	- 260.09	+ 63.10

TABLEAU II

et la formule (7) nous donne ces équations :

$$+ 2402 - 7000 (m_{10} + m_f) - \frac{2}{3} 4550 m_{fe} - \frac{1}{3} 4550 m_{ef} = 0 \quad (28)$$

$$+ 8871 - 4810 - 2402 - 4540 (m_8 + m_e) - \frac{2}{3} 4550 m_{ed} - \frac{1}{3} 4550 m_{de} = 0 \quad (29)$$



$$+ 13886 - 7520 - 8871 - 2721 (m_6 + m_d) - \frac{2}{3} 4550 m_{dc} - \frac{1}{3} 4550 m_{cd} = 0 \quad (30)$$

$$+ 8703 - 670 - 13886 - 1471 (m_4 + m_c) - \frac{2}{3} 4550 m_{cb} - \frac{1}{3} 4550 m_{bc} = 0 \quad (31)$$

$$- 11801 + 5150 + 10207 - \frac{2}{3} 4550 m'_{bc} - \frac{1}{3} 4550 m'_{cb} = 0 \quad (32)$$

$$- 7826 - 1820 + 11801 - 1471 (m'_4 + m'_c) - \frac{2}{3} 4550 m'_{cd} - \frac{1}{3} 4550 m'_{dc} = 0 \quad (33)$$

$$- 2541 - 5530 + 7826 - 2721 (m'_6 + m'_d) - \frac{2}{3} 4550 m'_{de} - \frac{1}{3} 4550 m'_{ed} = 0 \quad (34)$$

$$- 4510 + 2541 - 4540 (m'_8 + m'_e) - \frac{2}{3} 4550 m'_{ef} - \frac{1}{3} 4550 m'_{fe} = 0 \quad (35)$$

Attendu que les longerons sont droits et horizontaux, les déplacements horizontaux de la section la plus supérieure de tous les poteaux ont la même longueur; le déplacement horizontal et la variation angulaire de la clé de l'arc (section 0) sont respectivement

$$3571 \quad \text{et} \quad -1067.$$

On peut admettre que le déplacement horizontal de tous les longerons est de :

$$\gamma = 3571 - 1067 \times 1,00 = 2504$$

parce que le poteau imaginaire  $0a$ , qui a une longueur de 1 mètre, doit dévier autant que la clé de l'arc. Vu que la section la plus inférieure des poteaux a aussi un certain déplacement horizontal (tableau III, colonne 4), la valeur 2504 doit être réduite de cette quantité. Par suite la valeur  $\gamma_{cl}$  dans la formule (8) est de :

$$\gamma_{cl} = 2504 - \gamma_4.$$

La formule (8) nous donne alors les équations suivantes :

$$2 m_{10} + m_f + \frac{6 \times 0,010}{14,000} \left[ - \frac{2504}{14,000} \right] = 0 \quad (36)$$

$$2 m_8 + m_e + \frac{6 \times 0,010}{9,080} \left[ +481 - \frac{2504 - 1141}{9,080} \right] = 0 \quad (37)$$

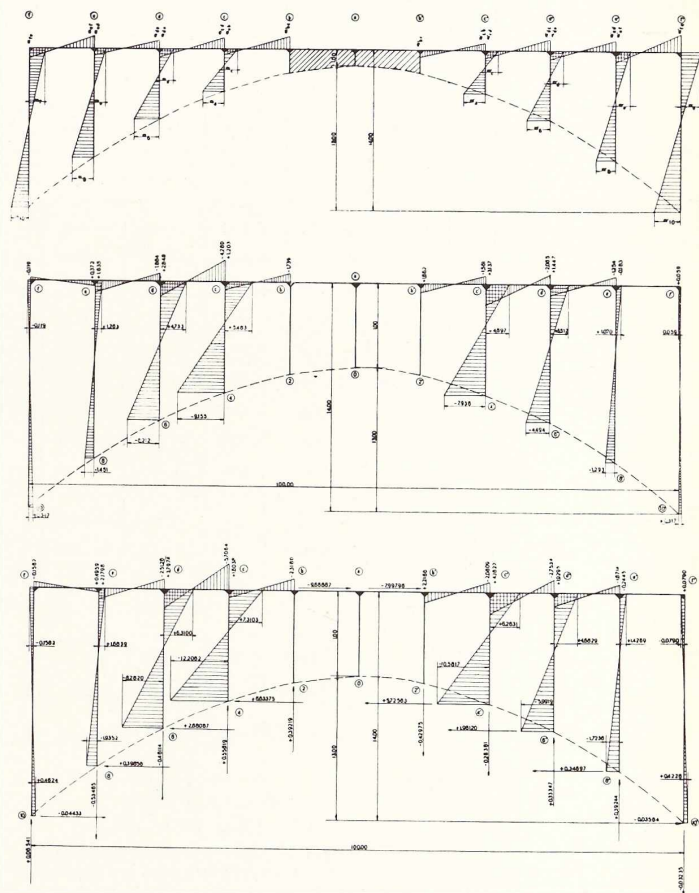


Fig. 307 a, b, c. Calculs des moments de la superstructure.

$$2 m_6 + m_d + \frac{6 \times 0,010}{5,443} \left[ +752 - \frac{2504 - 3474}{5,443} \right] = 0 \quad (38)$$

$$2 m_4 + m_c + \frac{6 \times 0,010}{2,942} \left[ +67 - \frac{2504 - 4774}{2,942} \right] = 0 \quad (39)$$

$$2 m'_4 + m'_c + \frac{6 \times 0,010}{2,942} \left[ +182 - \frac{2504 - 4118}{2,942} \right] = 0 \quad (40)$$

$$2 m'_6 + m'_d + \frac{6 \times 0,010}{5,443} \left[ +553 - \frac{2504 - 3099}{5,443} \right] = 0 \quad (41)$$



Section	Déformations										Différence entre les colonnes	
	de l'arc sans superstructure (A)				des sections les plus inférieures des poteaux		de l'arc à superstructure		de la superstructure		8 et 10	9 et 11
	Variation angulaire ( $\varphi$ )	Déplacement		Variation angulaire ( $\varphi$ )	Déplacement							
		vertical ( $\delta$ )	horizontal ( $\gamma$ )		vertical ( $\delta'$ )	horizontal ( $\gamma'$ )	vertical $\delta + 0,75\delta'$	horizontal $\gamma + 0,75\gamma'$	vertical ( $0,75\delta$ )	horizontal ( $0,75\gamma$ )		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
8	+ 481	+ 2402	+ 1141	- 143	- 689	- 327	+ 1885	- 896	+ 1802	+ 856	+ 83	+ 40
6	+ 752	+ 8871	+ 3474	- 266	- 2765	- 1073	+ 6797	+ 2669	+ 6653	+ 2606	+ 144	+ 63
4	+ 67	+ 13886	+ 4774	- 111	- 4747	- 1572	+ 10326	+ 3590	+ 10415	+ 3581	- 89	+ 9
2	- 978	+ 8703	+ 4081	+ 427	- 3072	- 1368	+ 6399	+ 3055	+ 6527	+ 3061	- 128	- 6
0	- 1067	- 2051	+ 3571	+ 341	+ 708	- 1181	- 1520	+ 2685	- 1538	+ 2678	+ 18	+ 7
2'	- 515	- 10217	+ 3929	+ 350	+ 4100	- 1345	- 7142	+ 2920	- 7663	+ 2947	+ 521	- 27
4'	+ 182	- 11801	+ 4118	- 127	+ 5257	- 1484	- 7858	+ 3005	- 8851	+ 3089	+ 993	- 81
6'	+ 353	- 7826	+ 3099	- 240	+ 3337	- 995	- 5323	+ 2353	- 5870	- 2324	+ 547	+ 29
8'	+ 451	- 2541	+ 1185	+ 133	+ 1446	- 315	- 1456	+ 949	- 1906	+ 889	+ 450	+ 60
Total		+ 33862 - 34436	+ 29372		- 11273 + 11848	- 9667						

TABLEAU III

$$2 m'_8 + m'_e + \frac{6 \times 0,010}{9,080} \left[ +451 - \frac{2504 - 1185}{9,080} \right] = 0 \quad (42)$$

$$2 m'_{10} + m'_f + \frac{6 \times 0,010}{14,000} \left[ - \frac{2504}{14,000} \right] = 0 \quad (43)$$

Les équations (12), (20), (28), (36) et (37) contiennent les inconnues  $m_{fe}$ ,  $m_f$ ,  $m_{10}$ ,  $m_{ef}$ ,  $m_8$  et  $m_e$ ; on peut alors les résoudre et les exprimer dans la fonction de  $m_f$ :

$$\begin{aligned} m_{fe} &= m_f \\ m_{ef} &= + 4,3065 m_f - 0,1852 \\ m_{10} &= + 0,5000 m_f + 0,3833 \\ m_8 &= - 2,5418 m_f - 1,5332 \\ m_e &= + 5,0837 m_f + 0,8799 . \end{aligned}$$

Les équations (13), (21), (29) et (38) contiennent les inconnues nouvelles:  $m_{cd}$ ,  $m_{de}$ ,  $m_6$  et  $m_d$ ; on peut alors déterminer ces inconnues dépendantes de  $m_f$ :

$$\begin{aligned} m_{cd} &= + 9,3902 m_f + 0,6947 \\ m_{de} &= - 26,3815 m_f + 1,6598 . \\ m_6 &= + 24,1713 m_f - 12,1049 \\ m_d &= - 48,3426 m_f + 13,9558 \end{aligned}$$

Puis les équations (14), (22), (30) et (39) fournissent de la même manière les inconnues suivantes:

$$\begin{aligned} m_{de} &= - 74,7241 m_f + 15,6156 \\ m_{cd} &= + 192,7544 m_f - 36,1921 \\ m_4 &= - 320,3723 m_f + 38,4632 \\ m_c &= + 640,7446 m_f - 94,0286 . \end{aligned}$$

Enfin les équations (15), (23) et (31) contiennent seulement deux inconnues  $m_{cb}$  et  $m_{bc}$ ; par suite elles nous donnent les valeurs numériques  $m_{cb}$ ,  $m_{bc}$  et également  $m_f$ :

$$\begin{aligned} m_{cb} &= + 1,6038 \\ m_{bc} &= - 2,3180 \quad m_f = - 0,1582 . \end{aligned}$$

Vu que  $m_f$  peut être substitué dans les formules précédentes des inconnues, nous obtenons les valeurs numériques de celles-ci:

$$\begin{aligned} m_{fe} &= - 0,1582 & m_{ef} &= + 0,4959 \\ m_{10} &= + 0,4624 & m_8 &= - 1,9352 \\ m_e &= + 1,6839 & m_6 &= - 8,2820 \\ m_{cd} &= + 2,1798 & m_d &= + 6,3100 \\ m_{de} &= - 2,5126 & m_4 &= - 12,2062 \\ m_{bc} &= + 3,7974 & m_c &= + 7,3103 \\ m_{cd} &= - 5,7061 \end{aligned}$$

Les inconnues de l'autre moitié de la superstructure ont été calculées de la même manière et les moments déjà connus sont dessinés dans la figure 307b.

Les diagrammes de moments permettent le calcul des forces  $H_{10}$ ,  $H_8$ ,  $H_6$ ,  $H_4$ ,  $V_{10}$ ,  $V_8$ ,  $V_6$



et  $V_4$  d'après les règles de la statique. Avec les moments  $m_{10}$ ,  $m_8$ ,  $m_6$  et  $m_4$  ces forces représentent un système de forces et moments qui sollicitent les sections inférieures des poteaux de la moitié gauche de la superstructure. Ce système doit être en équilibre avec  $H_b$ ,  $V_b$  et  $m_{bc}$  qui sollicitent le nœud  $b$ , et qui peuvent être aussi calculés d'après les règles simples de la statique. Il va de soi que la somme de ces cinq  $H$  et  $V$  disparaît. De la même manière, on calcule les forces  $H$  et  $V$  de la moitié droite de la superstructure qui sont aussi représentées dans la figure 307b.

Les forces  $H$  et  $V$  et les moments  $m$  sollicitent l'arc; attendu que le nœud  $b$  n'est pas sur l'arc,  $H_b$ ,  $V_b$  et  $m_{bc}$  doivent être transposés au nœud 2 (fig. 306c).

La force  $V_b$  reste sur sa verticale et reste donc invariable; le moment  $m_{bc}$  peut être transposé, sa grandeur n'en sera pas changée; la force  $H_b$  a un bras égal à la longueur du poteau  $2b$ ; elle cause alors un moment :

$$-9,66887 \times 1,481 = -14,3196 \text{ tm};$$

par suite la section 2 sera sollicitée par le moment total :

$$14,3196 - 2,3180 = -16,6376 \text{ tm}.$$

Le nœud 2' obtient, d'après le calcul identique, le moment :

$$-7,99796 \times 1,481 - 2,2166 = -14,0616 \text{ tm}.$$

L'arc est alors sollicité par les forces et moments de la superstructure, suivant la figure 306c. Les forces et moments sollicitants composent deux systèmes d'équilibre, dont les moments sur l'arc, en admettant que l'arc est une poutre à deux appuis libres, peuvent être déterminés d'après les règles de la statique. Il est naturel que par conséquence des deux systèmes d'équilibre, nous obtenons deux diagrammes de moments (fig. 306d, ligne C).

Pour obtenir les réactions de l'arc sous cette sollicitation, on ne doit calculer d'une autre manière que dans le cas d'une sollicitation quelconque. Il faut alors déterminer d'abord le diagramme des variations angulaires, puis sa surface et son centre de gravité, d'après la méthode connue. La surface sera :

$$F = -220,0206$$

et le centre de gravité  $S_p$  est dessiné dans la figure 308.

Si  $M_A$ ,  $M_B$  et  $H$  représentent les réactions de l'arc, dont les surfaces de leurs diagrammes de variations angulaires <sup>(1)</sup> sont de  $F_M^A$ ,  $F_M^B$  et  $F_H$

<sup>(1)</sup> « Tableaux pour la solution des constructions en arc encastré », *Travaux*, juin 1936.

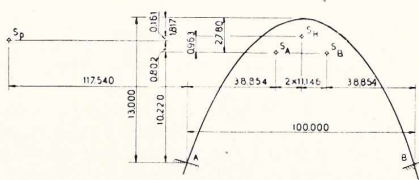


Fig. 308. Calcul des réactions de l'arc.

$$F_M^A = IM_A F_M \quad F_M^B = IM_B F_m \quad F_H = H/lF_k$$

et dont les centres de gravité  $S_A$ ,  $S_B$  et  $S_H$  (fig. 308) sont déterminés, d'après les formules de l'étude citée ci-dessus, par les abscisses et les ordonnées suivantes :

$$\begin{aligned} X_M^A &= lX_m & y_M^A &= fy_m \\ X_M^B &= lX_m & y_M^B &= fy_m \\ X_H &= 0 & y_H &= fy_h \end{aligned}$$

les valeurs des surfaces, des abscisses et des ordonnées, en considérant que  $\gamma = 0,6$  et  $k = 4$  seront les suivantes :

$$F_M^A = 100 \times 0,344879 M_A = 34,4879 M_A$$

$$F_M^B = 100 \times 0,344879 M_B = 34,4879 M_B$$

$$F_H = 100 \times 13,0 \times \frac{1}{2} (0,535803 + 0,548102) H = 704,538 H$$

$$X_M^A = X_M^B = 100 \times 0,111457 = 11,1457$$

$$y_M^A = y_M^B = 13,0 \times \frac{1}{2} (0,222771 + 0,204911) = 2,780$$

$$y_H = 13,00 \times \frac{1}{2} (0,145024 + 0,134520) = 1,817.$$

Attendu que les quatre surfaces, concentrées dans leurs centres de gravité (fig. 308) sont en équilibre, on peut calculer d'abord le moment de rotation concernant la droite  $\varphi_A \varphi_B$  :

$$-220,0206 \times 0,802 + 704,538 H \times 0,963 = 0$$

d'où

$$H = +0,26008.$$

Ensuite les équations des moments de rotation concernant les verticales à travers  $\varphi_A$  et  $\varphi_B$  :

$$\begin{aligned} -34,4879 M_B \times 2 \times 11,146 - 220,0206 (117,540 + \\ + 38,854) - 704,538 \times 0,26008 \times 11,146 = 0 \\ + 34,4879 M_A \times 2 \times 11,146 - 220,0206 (117,540 + \\ + 61,146) + 704,538 \times 0,26008 \times 11,146 = 0 \end{aligned}$$

fournissent les moments inconnus  $M_B$  et  $M_A$  :

$$M_B = -47,4142 \quad M_A = +48,408.$$

Vu que les valeurs des tableaux ont été agrandies  $EI_0$  fois, pour obtenir les réactions véritables, il faut multiplier  $H$ ,  $M_B$  et  $M_A$  par  $I_0 = 0,28125$  :

$$H = +0,07315 \quad M_B = -13,3352 \quad M_A = +13,6352.$$

Le moment de  $H$  à la clé est de :

$$+0,07315 \times 13,00 = +0,9509.$$

Les diagrammes des moments de  $M_A$  et  $M_B$  sont dessinés dans la figure 306*d* (ligne D); puis on a additionné le moment de  $H$  (ligne E); par suite on trouve les moments causés par les forces  $H$  et  $V$  et les moments  $m$ , entre les lignes C et E.

Il faut maintenant calculer les *déformations de l'arc dues à la superstructure*, c'est-à-dire les variations angulaires ( $\varphi'$ ) et les déplacements verticaux ( $\delta'$ ) et horizontaux ( $\gamma'$ ). On suivra la même méthode qu'auparavant, à l'occasion des forces extérieures; les variations angulaires des parties de l'arc d'une longueur de 5 mètres sont inscrites dans la colonne 3 du tableau II, et les déformations des sections dans les colonnes 5 à 7 du tableau III.

Il est maintenant possible d'établir les *moments et les déformations définitifs de l'arc à superstructure*.

Poteaux	Section extrême		Longerons	Section extrême	
	supérieure	inférieure		gauche	droite
1	2	3	4	5	6
10 <i>f</i>	-0.119	+0.347	<i>fe</i>	-0.119	+0.372
8 <i>e</i>	+1.263	-1.451	<i>ed</i>	+1.635	-1.884
6 <i>d</i>	+4.733	-6.212	<i>dc</i>	+2.848	-4.280
4 <i>c</i>	+5.483	-9.155	<i>cb</i>	+1.203	-1.739
4' <i>e'</i>	+4.697	-7.936	<i>b'e'</i>	+1.662	-1.561
6' <i>d'</i>	+3.512	-4.494	<i>e'd'</i>	+3.137	-2.065
8' <i>e'</i>	+1.070	-1.293	<i>d'e'</i>	+1.447	-1.254
10' <i>f'</i>	-0.059	+0.317	<i>e'f'</i>	-0.183	+0.059

TABLEAU IV

Attendu que la force extérieure sollicite la section 4, il semble pratique de calculer d'abord le chiffre de rapport  $X$ , à condition que les déplacements de cette section puissent coïncider; les valeurs du tableau III, colonnes 3, 4, 6 et 7, nous donnent les coefficients suivants :

$$+13886 - 4747 X = +13886 X$$

$$+4774 - 1579 X = +4774 X$$

d'où

$$X = 0,747 \quad \text{et} \quad X = 0,751.$$

Mais il est aussi logique que les valeurs moyennes des déplacements doivent coïncider; pour cette raison les déplacements positifs et négatifs sont additionnés et les équations sont :

$$+33862 - 11273 X = +33862 X$$

$$-34436 + 14848 X = -34436 X$$

$$+29372 - 9667 X = +29372 X$$

d'où

$$X = 750 \quad X = 0,698 \quad X = 0,753.$$

Les valeurs  $X$  se rapprochent alors de 0,75, qui sera accepté :

$$X = 0,75.$$

Les colonnes 8 et 9 contiennent les déplacements définitifs verticaux et horizontaux de l'arc, calculés par les formules :

$$\delta + 0,75 \delta', \quad \gamma + 0,75 \gamma'.$$

Les mêmes valeurs des sections les plus inférieures des poteaux, calculées par les formules  $0,75 \delta$  et  $0,75 \gamma$  sont inscrites dans les colonnes 10 et 11; si la solution du problème est assez approximative, les valeurs des colonnes 8 et 10, puis 9 et 11 ne peuvent pas être très différentes. Les différences sont inscrites dans les colonnes 12 et 13, différences qui démontrent que la solution est vraiment acceptable.

Les ordonnées du diagramme des moments entre les lignes C et E (fig. 306*d*) doivent être multipliées par 0,75; le résultat, la ligne B (fig. 306*d*) doit être réduite de la ligne A, pour obtenir les moments définitifs de l'arc. Les ordonnées de la ligne B, ainsi que les moments définitifs sont inscrits dans les colonnes 3 et 4 du tableau I.

En multipliant les moments de la superstructure, représentés dans la figure 307*b*, par 0,75, nous obtenons les moments définitifs qui sont dessinés dans la figure 307*c* et inscrits dans le tableau IV.

B. E.



# CHRONIQUE

## Le marché de l'acier pendant le mois d'août 1946

La production belgo-luxembourgeoise n'a guère varié par rapport aux mois précédents, un léger recul en Belgique étant compensé par la production luxembourgeoise qui s'inscrit encore en progression.

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Août . . .	192.789	125.115	317.904
Janvier-août	1.374.656	780.623	2.155.279

Les difficultés d'approvisionnement en charbon persistent et la grève de la marine américaine jette une nouvelle menace de difficultés. Par contre, l'arrivée d'assez nombreux mineurs italiens pourra avoir une influence favorable.

Au Grand-Duché, l'industrie minière subit une crise sérieuse, les usines belges, dans le but d'économiser le charbon, préférant importer des minerais suédois à forte teneur en fer. D'autre part, les exportations de minerai luxembourgeois vers l'Allemagne étant arrêtées, l'extraction actuelle atteint à peine le tiers de celle de 1939.

### Exportation

Les demandes à l'exportation restent très importantes et notamment vers l'Amérique du Sud et l'Amérique Centrale pour lesquelles nos producteurs se voient questionnés avec insistance. Le problème des fournitures pour ces pays est d'ailleurs exclusivement un problème de délai et non un problème de prix. A l'exportation, les prix de

l'acier ont toujours une tendance à la hausse. Les grèves au port d'Anvers et au port de Gand ont entravé les expéditions vers les pays d'outre-mer et gênent le respect des délais de fourniture.

En ce qui concerne les commandes à l'exportation passées dans le cadre des accords commerciaux de l'Union Economique belgo-luxembourgeoise, des réunions entre producteurs belges et luxembourgeois en ont assuré la répartition. Pour le quatrième trimestre, 350.000 tonnes seront ainsi exportées : la répartition entre les différents pays demandeurs s'est faite en s'inspirant d'un souci de déflation des carnets en vue de réduire les engagements trop élevés. Des contingents d'exportation variables sont prévus à destination de la Hollande, de la Suède, de la Suisse, du Danemark, du Portugal, de la Norvège, de la Finlande, de la Grande-Bretagne.

D'après les prévisions de production, la sidérurgie ne disposera plus, après ces attributions, que de quantités très faibles pour approvisionner ou plutôt garder le contact avec les marchés dits libres.

### Intérieur

De nouveaux prix ont été fixés au début du mois d'août par le Gouvernement. Ces prix sont appuyés sur un prix de base pour les profilés de 3.050 francs la tonne. Ces prix ont été suspendus par le Gouvernement en fin de mois, mais restent provisoirement d'application jusqu'à la conclusion d'une enquête sur les prix de revient. La fixation des extras reste en suspens et les négociations sont en cours à ce sujet. En outre dans certains secteurs particuliers, des accords entre producteurs et transformateurs sont en vue.

Les demandes restent très importantes sur le marché intérieur et les délais de livraison sont de l'ordre du 4 à 10 mois selon les produits. Parmi les grosses commandes en cours à l'heure actuelle, il faut noter une commande de 10.000 wagons pour la S. N. C. B. — des adjudications importantes de hangars métalliques pour le port d'Anvers — une commande de 19 automotrices lourdes pour la S. N. C. B., etc.

A la suite des augmentations de prix, des réajustements des prix des produits transformés sont en cours. Les décisions ont déjà été prises dans le domaine de la clouterie et pour la plupart des articles de quincaillerie. Des contacts sont actuellement pris entre constructeurs belges, luxembourgeois, français et hollandais pour l'examen de problèmes professionnels communs. Il en est ainsi notamment dans le secteur des constructeurs de matériel roulant et dans celui des produits tréfilés.

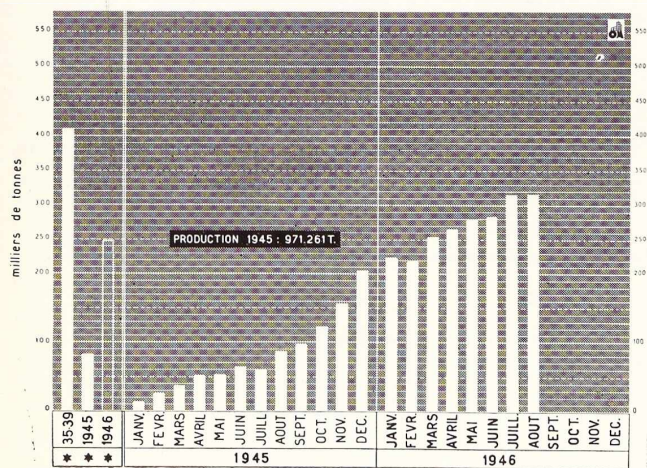


Fig. 309. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

\*\*\* Moyennes mensuelles des années 1935-1939, 1945 et des huit premiers mois 1946.

## Activité de la Commission n° IV de l'A.B.E.M.

### Protection contre la corrosion

Le Comité Belge pour l'Etude de la Protection de l'Acier contre la Corrosion a tenu récemment une assemblée plénière, au cours de laquelle M. Van Rysselberge, Secrétaire de la Commission, a donné lecture du rapport d'activité de la Commission pendant l'année 1945.

Comme par le passé, l'inspection des stations d'essais a constitué la principale activité de la Commission. Les stations de corrosion atmosphérique, Bruxelles, Schaerbeck, Malines, Charleroi et Liège ont fait l'objet d'inspections régulières. Il a été possible de visiter, pour la première fois depuis 1940, les stations de Butgenbach près de Malmédy. Les stations de Zeebrugge et d'Ostende ont été détruites par suite de faits de guerre, tandis que celle de Schaerbeck, établie au voisinage de la remise des locomotives de la S. N. C. B., a été démontée au cours de l'année.

La Commission s'est mise en rapport avec les services coloniaux afin que lui soient communiqués les renseignements sur l'état des trois stations d'essais atmosphériques érigées au Congo belge avant la guerre.

Les réparations de l'écluse de Oolen, durement touchée par les bombardements aériens, entraînant la mise à sec de la section du canal Albert, a obligé la Commission à démonter la station d'essais immergés.

A la station d'Oolen, les essais ont été arrêtés le 30 octobre 1945 après une durée d'immersion d'environ 3 ans. Huit inspections ont été effectuées pendant cette période. La Commission a communiqué à chaque firme participante un rapport complet mentionnant pour chaque produit les résultats d'observation ainsi que les conclusions qui en découlent. Ces conclusions peuvent être résumées comme suit :

1° Pour résister efficacement aux épreuves d'immersion, il faut avoir recours à des combinaisons de peinture comportant au minimum trois couches;

2° La couche de fond doit être une peinture inhibitrice de bonne qualité;

3° Les différentes couches de peinture doivent être imperméables;

4° Elles ne peuvent présenter, sous peine d'apparition de phénomènes d'alligatorisme et de faïencage, des coefficients de dilatation très différents les uns des autres;

5° Elles doivent sécher rapidement;

6° En général, les peintures commerciales sont appliquées en couche trop mince pour résister efficacement à l'épreuve d'immersion;

7° Le décapage complet du support et le traitement chimique avant peinture ont une grande influence sur la tenue ultérieure des systèmes de protection;

8° En général, l'épreuve d'immersion continue est plus sévère que l'épreuve d'immersions alternées d'émersions;

9° Parmi les peintures qui se comportent favorablement, on peut citer celles composées pour résister à la fois aux acides et aux alcalis, les peintures à base de bitume, ainsi que certains produits spécialement étudiés pour résister à l'immersion;

10° La métallisation au zinc métallique donne une protection parfaite.

La Commission entreprit l'étude de l'altération des peintures, en les soumettant à l'action du brouillard salin artificiel.

### Rapports avec l'étranger

En 1945, la Commission a pu reprendre ses relations avec plusieurs commissions étrangères pour l'étude de la corrosion.

#### France

Le professeur Chaudron a communiqué à la Commission un rapport provisoire confidentiel de l'Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (O.T.U.A.) consacré aux essais de corrosion naturelle de longue durée sur des fers et aciers de construction dans l'air atmosphérique et dans différentes eaux de mer et de rivières. Ces essais de corrosion sur métaux non protégés ont duré de 1938 à 1943 et sont décrits dans 4 rapports spéciaux.

#### Angleterre

L'activité de l'Iron & Steel Institute a été très grande pendant la période de guerre. De 1940 à 1945 cet organisme a publié plus de 25 fascicules se rapportant aux problèmes de la corrosion. Le problème de la protection par peinture de l'acier contre la corrosion occupe une partie très importante de ces documents.

#### Pays-Bas

M. Van der Veen, Ingénieur de la Commission Centrale Néerlandaise de la Corrosion est venu exposer à la tribune de l'A. B. E. M. les travaux les plus récents effectués par la Commission néerlandaise.

### AVIS À NOS ABONNÉS

L'OSSATURE MÉTALLIQUE reparaitra mensuellement, à partir de janvier 1947.

Les conditions d'abonnement seront les suivantes :

**Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge :** 160 francs belges.

**France et ses Colonies :** 700 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences GIRARDOT & C<sup>ie</sup>, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6<sup>e</sup> (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

**Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions :** 8 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg, Room 3055, 630 Fifth Avenue, New York 20, N. Y.

**Autres pays :** 280 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours au 1<sup>er</sup> janvier.



# Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

## **Symposium on stress-corrosion cracking of metals** (Congrès sur la fissuration des métaux par corrosion sous tension)

Un volume relié de 493 pages, format 15 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par l'A. S. T. M. Philadelphie 1945.

Le rapport du Congrès organisé en 1944 par l'American Society for Testing Materials et l'American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, contient une série de mémoires sur la corrosion sous tension de différents métaux et alliages (notamment l'acier). Ce genre de corrosion se produit sous l'effet combiné d'un effort prolongé de grande intensité et d'une attaque corrosive.

Les mémoires traitent d'essais de corrosion appliqués aux différents métaux et des mesures à prendre pour remédier aux effets de la « stress corrosion ».

## **Skorostnaja avtomaticheskaia svarka pod slojem flussa** (Soudure automatique rapide sous une couche de poudre)

par E. O. PATTON.

Un ouvrage cartonné de 208 pages, format 15 × 23 cm, illustré de 175 figures. Edité par « Machgiz », Moscou 1942. Prix : 9 roubles.

En U. R. S. S. comme ailleurs, des efforts ont été faits en vue de mécaniser la soudure et rendre moins pénible le travail des soudeurs. Ce résultat peut être obtenu par la soudure automatique. Toutefois, ce dernier procédé ne permet pas d'augmenter d'une façon très notable le rendement des usines.

Comme solution de ce problème, le professeur Patton propose l'emploi de la méthode Linde. Ce procédé consiste à souder les pièces métalliques en utilisant les électrodes nues sous une couche de poudre spéciale. L'avantage du procédé réside dans le fait qu'il permet la soudure au moyen des courants de forte intensité (jusqu'à 3.000 A et plus), ce qui assure un rendement extrêmement élevé.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 19, rue Van Orley, à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 à 12 heures).

L'Institut d'Electrosoudure de l'Académie des Sciences d'Ukraine a étudié et mis au point une composition optimale de la poudre. D'après les essais exécutés en U. R. S. S., la nouvelle méthode permet d'augmenter le rendement 5, 11 et 40 fois par rapport à la soudure manuelle suivant qu'il s'agit des tôles de 5, 12 et 40 mm d'épaisseur.

## **Le Corbusier et P. Jeanneret 1934-1938, 2<sup>e</sup> édition**

par Max BILL.

Un volume relié de 175 pages, format 29 × 23 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Dr. H. Girsberger, Zurich, 1945. Prix : 27,50 fr. suisses.

Cet ouvrage constitue le troisième volume de la série « Le Corbusier et P. Jeanneret, Oeuvres complètes ». En introduisant le livre, l'architecte Max Bill définit le « Style Le Corbusier » et en dégage la philosophie. Le Dr. P. Winter présente Le Corbusier en tant que biologiste et sociologue. Après ces deux articles introductifs, Le Corbusier expose lui-même, d'une façon magistrale, son œuvre et ses projets.

## **Code de construction des récipients sous pression intérieure ou extérieure non soumis à l'action de la flamme**

Un ouvrage cartonné de 488 pages, format 14 × 21 cm, illustré de plusieurs figures. Edité par le Comité d'Organisation des Machines thermiques, hydrauliques et pneumatiques (Cormat). Paris 1943. Prix : 340 francs français.

Le présent Code a été rédigé pour simplifier et unifier dans la profession l'étude et la construction des récipients soumis à pression intérieure ou extérieure, non soumis à l'action de la flamme.

L'ouvrage comprend cinq parties : Caractéristiques des matériaux — Règles de calcul — Règles de dessin — Règles de mise en œuvre — Contrôle et recettes.

Deux documents importants sont intégralement donnés dans le Code. Ce sont l'arrêté du 2 octobre 1941 réglementant la construction par soudure des réservoirs à pression et la circulaire ministérielle du 2 octobre 1941 commentant l'arrêté précédent.



**Guide théorique et formulaire pratique pour  
ouvriers, contremaîtres et chefs d'atelier**

par A. ROLAND.

Un ouvrage de 248 pages, format 11 × 18 cm, illustré de plusieurs figures. Edité par Girardot et C<sup>e</sup>, Paris 1946. Prix : 150 francs français.

Conçu dans un esprit pratique, ce formulaire se recommande à ceux qui ne possèdent pas une instruction technique étendue. L'ouvrier, de même que le contremaître, y trouveront des renseignements directement utilisables sur le tournage, le fraisage, le chronométrage, etc. L'ouvrage se termine par des formules et tableaux divers se rapportant à la pratique industrielle.

**Metals and alloys data book (Le livre des métaux et alliages)**

par Samuel L. HOYT.

Un ouvrage relié de 339 pages, format 18 × 26 cm, illustré de 60 figures. Edité par Reinhold Publishing Corporation. New-York, 1943. Prix : \$ 4,75.

En publiant son ouvrage, l'auteur a voulu mettre à la disposition des ingénieurs et des métallurgistes, un ouvrage bien documenté sur les métaux et les alliages.

Le livre se présente surtout sous forme de tableaux se rapportant aux aciers de différentes nuances, aux fontes, aux alliages non ferreux, pour lesquels on trouve les caractéristiques mécaniques, l'analyse chimique, etc.

**Calcul des bâtiments métalliques sur colonnes**

par R. LIBERT.

Un ouvrage photocopié de 71 pages, format 22 × 29 cm, illustré de 72 figures dans le texte et 13 planches hors-texte. Edité par l'auteur. Bruxelles, 1945. Prix : 140 francs.

Ce recueil contient une série d'exemples de calcul des bâtiments métalliques sur colonnes. Tous les exemples se rapportent à des bâtiments existants calculés par l'auteur. Le mérite du livre de M. Libert consiste dans son caractère essentiellement pratique.

**Conférences sur la soudure à l'arc électrique  
appliquée aux constructions**

par H. LOUIS.

Un ouvrage de 227 pages, format 21 × 27 cm, illustré de 290 figures. Edité par l'Association des Elèves des Ecoles Spéciales de l'Université de Liège. Liège 1944.

M. Louis, ingénieur des Ponts et Chaussées, assistant à l'Université, a donné en 1943-1944, à la Faculté des Sciences appliquées de l'Univer-

sité de Liège, une série de conférences sur la soudure à l'arc électrique.

Ces notes, rassemblées en volume, constituent l'essentiel des connaissances actuelles sur la soudure. Les principaux chapitres traitent des problèmes suivants : Généralités — Défauts des soudures — Type de soudure — Caractéristiques des aciers de base et des électrodes — Contrôle des soudures et des soudeurs — Retrait des soudures — Conception, exécution et calcul des constructions soudées.

Le chapitre consacré au contrôle des soudures mérite une mention spéciale. L'auteur y a réuni des renseignements *up-to-date* sur les méthodes destructives et non destructives de contrôle, dont l'importance n'échappe aujourd'hui à personne.

**Publications du Centre d'Etudes du  
Génie Civil de l'Institut Supérieur  
Technique de Lisbonne (Portugal).**

L'Institut Supérieur Technique de Lisbonne nous a envoyé les publications suivantes (en langue portugaise) :

**Etude des constructions hyperstatiques par les  
théorèmes de Castigliano et par la méthode  
de Beggs** par M. ROCHA.

**« Indicateur des Moments » et son application  
aux modèles de construction à deux dimen-  
sions** par E. A. HENRIQUES DOS REIS.

Ces deux brochures, l'une de 76 et l'autre de 17 pages, sont accompagnées d'un résumé en langue anglaise.

**Baustatik (La statique des constructions), tome I**  
par F. STÜSSI.

Un volume relié de 368 pages, format 16,5 × 24 cm, illustré de 336 figures. Edité par Birkhäuser, Bâle, 1946. Prix : 38,50 fr. suisses.

Cet ouvrage est le premier tome d'une série de quatre qui seront écrits par différents auteurs et qui formeront l'ensemble des cours de statique professés aux futurs ingénieurs de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich.

Le livre du professeur Stüssi est consacré aux sujets suivants : Systèmes statiquement déterminés; Calcul des tensions; Déformations élastiques; Problèmes de stabilité; Etude des câbles.

Ces différentes questions sont traitées soit par le calcul, soit par la statique graphique. Des exemples d'application sont donnés, tant pour les constructions en acier que pour les constructions en bois.

Le livre du professeur Stüssi, dont les lecteurs de *L'Ossature Métallique* ont pu apprécier la compétence et l'habileté technique, rendra les plus grands services aux jeunes ingénieurs qui le consulteront.

La présentation et l'édition méritent tous les éloges.



## Ponts militaires

On sait l'important rôle que les ponts militaires ont joué dans l'avance des Alliés en 1944 et 1945. Différents systèmes de ponts ont été mis au point en Grande-Bretagne, aux Etats-Unis et en Suisse. Nous venons de recevoir trois brochures consacrées à ces ponts.

La première, intitulée *American Military Engineering in Europe* a pour auteur Waldo G. Bowman, rédacteur en chef de la revue *Engineering News Record*. Abondamment illustrée, cette publication de 102 pages retrace le travail accompli par le génie militaire américain pendant les campagnes de France et d'Allemagne. On y trouve notamment d'intéressants exemples d'application des poutrelles Grey pour le franchissement des cours d'eau.

Le seconde brochure a pour titre *Standard Military Railway Bridges*. Elle contient une description des différents types de ponts mis au point par les Alliés en vue de remplacer rapidement les ponts-rails endommagés par l'ennemi. Ecrite par M. F. S. Bond et éditée par la *Railway Gazette* de Londres, cette publication contient de nombreuses photographies de ponts-rails standard montés par les pontonniers des armées britannique et américaine.

La dernière brochure fait partie des publications de la Société Conrad Zschokke, à Döttingen (Suisse). Elle décrit un pont militaire suisse en treillis, à assemblage rapide et à combinaisons multiples au point de vue montage et calcul des éléments constitutifs. Intitulée *Ein neues Kriegsbrückensystem*, cette brochure a pour auteurs le professeur F. Stüssi, le Dr ingénieur C. F. Kollbrunner, directeur des Etablissements C. Zschokke et l'ingénieur M. Meister.

## Ingénieurs et techniciens dans le monde

par A. ANTOINE.

Un ouvrage de 96 pages, format 12 × 18 cm, édité par Dunod, Paris, 1946. Prix : 45 fr. fr.

L'ouvrage du colonel Antoine comporte un vaste tour d'horizon des problèmes généraux concernant les ingénieurs et leur rayonnement dans le monde. Après avoir indiqué leur activité avant la guerre et leur contribution à la victoire des alliés, l'auteur esquisse les tâches qui se présentent aux ingénieurs dans le monde de demain.

## Publications de l'Association suisse des Ateliers de Construction de Ponts et Charpentes (V.S.B.)

Le Verband Schweizerischer Brückenbau und Stahlhochbau-Unternehmungen (V. S. B.) dirigé par M. l'ingénieur E. Pestalozzi, publie depuis

janvier 1946 un bulletin d'information *Stahlbau-Bericht*. Chaque numéro de ce bulletin, d'une présentation très soignée, est consacré à une question déterminée. C'est ainsi qu'ont paru jusqu'ici des articles sur le montage des constructions métalliques, les halles industrielles, l'acier dans les constructions urbaines et les transformations d'immeubles, etc.

## Publications de la Société Conrad Zschokke, Döttingen (Suisse) « Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau »

Nous avons reçu les trois publications suivantes:

### Publication n° 1 : Anstrengungshypothesen (Hypothèses concernant la résistance des matériaux)

par C. F. KOLLBRUNNER et M. MEISTER.

Cette brochure de 57 pages, format 15 × 23 cm, éditée en septembre 1944, traite de diverses hypothèses en relations avec les ruptures par décohesion ou par glissement, notamment celles de Mohr, Saint-Venant, Rankine, Coulomb, Sandel et Huber-von Mises Henky.

### Publication n° 3 : Die Sektor Hakenschütze des Kraftwerkes Rapperswil-Auenstein (La vanne secteur double pour l'usine hydro-électrique de Rapperswil-Auenstein)

par C. F. KOLLBRUNNER et M. MEISTER.

Cette brochure de 40 pages, format 15 × 23 cm, éditée en janvier 1946, décrit cette vanne, de type breveté, d'un débit maximum de 1.300 m<sup>3</sup>/sec. Le texte est rédigé en français et en allemand.

### Publication n° 4 : Schrumpfspannungen und Dauersfestigkeit geschweisster Trägerstösse (Tensions résiduelles et résistance à la fatigue des joints de poutres soudés)

par F. STÜSSI et C. F. KOLLBRUNNER.

Cette brochure de 47 pages, format 15 × 23 cm, éditée en mai 1946, comporte deux parties distinctes. La première montre la création et l'existence de tensions résiduelles; quant à la seconde, elle traite des moyens de réduire ces tensions, notamment par l'ordre de succession des joints soudés.

Ces différentes brochures sont éditées par la maison A. G. Gebr. Leeman et C<sup>o</sup>, Zurich, 1944-1946.





BUNGALOW MÉTALLIQUE

S. A. DES ATELIERS DE CONSTRUCTION DE  
**JAMBES-NAMUR**

Anciens Établissements Th. FINET

**JAMBES**

---

PONTS  
CHARPENTES  
GROSSES TUYAUTERIES  
OSSATURES DE BATIMENTS  
MAISONS MÉTALLIQUES

**P**

our tout  
ce qui concerne

# La Soudure Electrique:



Electrodes  
Transformateurs statiques  
Groupes convertisseurs  
Génératrices & alternateurs  
Groupes électrogènes

Soudeuses par résistance  
Soudeuses par points  
Soudeuses continues  
Soudeuses par rapprochement

Matériel de soudure automatique  
Sous flux électro-conducteur  
Agents exclusifs de la  
Société Anonyme Française **UNIONMELT** à Paris

consultez

# L'AIR LIQUIDE

Société Anonyme

Reg. de Commerce Liège, N°1056

**LIÈGE**

Quai Orban, 31.  
Tél: 625.80.

**GAND**

Rameau des Capucins, 5.  
Tél: 533.40.

**BRUXELLES**

Rue J.B. de Cock, 71.  
Tél: 26.71.30.

*Demandez devis & renseignements sans aucun engagement  
Nos services techniques sont à votre disposition & vous conseilleront utilement.*

## ENROBAGES COMPRIMÉS A LA PRESSE

*Pourquoi ? — Qualité !  
Régularité !*

# SOUDOMETAL S. A.

LICENCE DES PROCÉDÉS OERLIKON

SPÉCIALITÉ D'ÉLECTRODES DE HAUTE QUALITÉ  
POUR ACIERS DOUX ET SEMI-SPÉCIAUX

---

**SOUDOMÉTAL, SOCIÉTÉ ANONYME**

Adm. Dél. : Daniel LAGRANGE  
Ingénieur A. I. Br. - A. I. Lg.

BUREAUX ET USINES :  
83, CHAUSSÉE DE RUYSBROECK  
FOREST-BRUXELLES  
TÉL. 43.45.65 R. C. B. 108.263

## TELEGRAPHIEZ OUTRE-MER

# VIA BELRADIO

La voie nationale belge rapide  
et sûre vers tous les continents

Renseignements et dépôt des  
messages dans tout bureau  
télégraphique belge

**TELEPHONES : A BRUXELLES 12.30.00; A ANVERS 399.50**



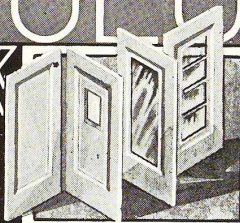
*légère, indéformable* standardisée pour l'intérieur

**PORTES**

**MÉTALLIQUES**

**VANDERPLANCK**

(Tel: MANAGE 124) FAYT · LEZ · MANAGE  
S. P. R. L.



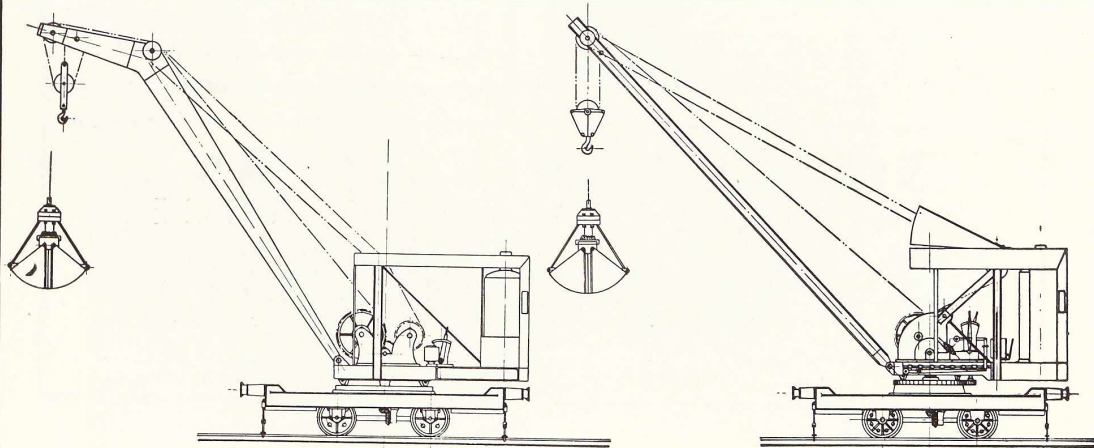
**MÉCANIQUE ET CHAUDRONNERIE DE BOUFFIOULX**

Société Anonyme

Anciennement « LA BIESME »

BOUFFIOULX (lez Châtelineau)

GRUES-LOCOMOTIVES à vapeur et électriques  
SAUTERELLES, TRANSPORTEURS, GRAPPINS, APPAREILS DE LEVAGE ET DE MANUTENTION  
Mécanique Générale - Chaudronnerie



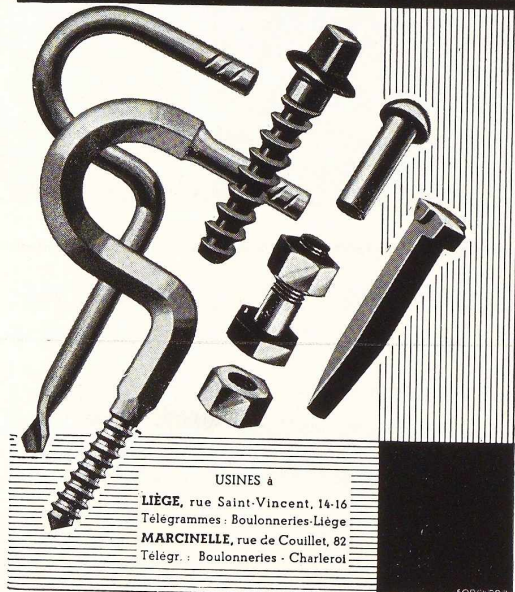
Les Ateliers de construction

# Ventola

S. A. GAND, 155, Haut-Chemin. Tél. 516.19

VENTILATEURS - TOLERIE - AÉROTHERMES SECHAGE  
TRANSPORT PNEUMATIQUE - FILTRAGE - ETC., ETC.

SYNDICAT DES BOULONNIERIES DE LIÈGE  
ET DE LA BLANCHISSERIE



## INDUSTRIELS

La concurrence s'annonce âpre.  
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'Etudes Industrielles F. COURTOY  
S. A. — 43, rue des Colonies, BRUXELLES

## SOUDURE ÉLECTRIQUE

PAR ARC ET PAR RÉSISTANCE



# Electromecanique S. A.

19, RUE LAMBERT CRICKX BRUXELLES



NOTRE INGÉNIEUR SPÉCIALISTE  
VOUS DIT :

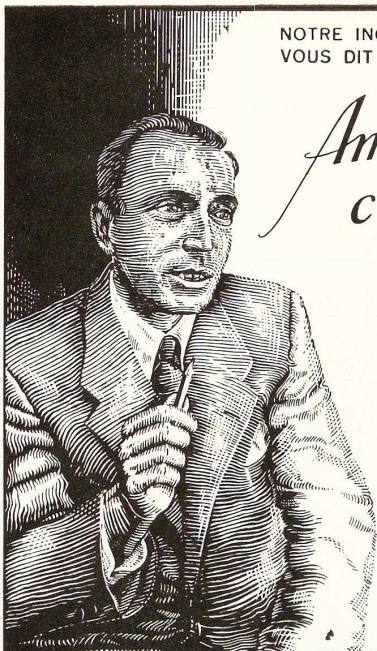
*Améliorez votre outillage,  
c'est augmenter votre production.*

ET IL PEUT VOUS EXPLIQUER COMMENT, PAR L'EMPLOI D'UN

## FOUR ÉLECTRIQUE

POUR LE TRAITEMENT THERMIQUE DE VOS OUTILS. CE BUT  
SERA ATTEINT.

DEMANDEZ SA VISITE, IL VOUS DONNERA DES  
RENSEIGNEMENTS PRÉCIEUX ET VOUS CONSEIL-  
LERA. SANS LE MOINDRE ENGAGEMENT DE VOTRE  
PART

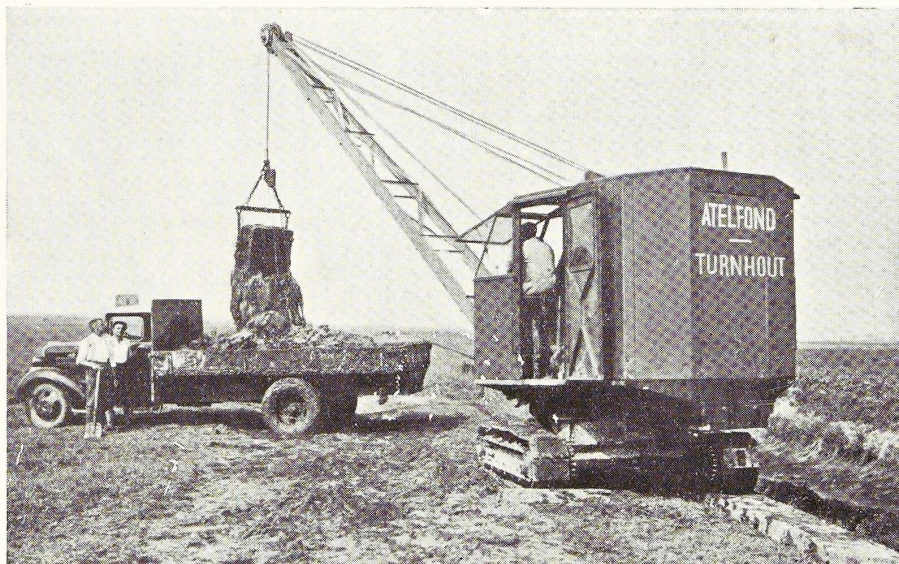


ATELIERS DE CONSTRUCTIONS ÉLECTRIQUES DE CHARLEROI



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

Grues - Constructions métalliques



Draglines - pelles mécaniques

# TOLES

## ACIER SIEMENS-MARTIN

de toutes nuances

pour tous usages

Depuis 1 mm jusqu'à 200 mm d'épaisseur

Largeur maximum des tôles : 3 m 500

Longueur maximum des tôles : 30 m

**S. A. FABRIQUE DE FER DE CHARLEROI**  
CHARLEROI (BELGIQUE)

## INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A.C.E.C. . . . .	32	E.S.A.B. . . . .	2
L'Air Liquide . . . . .	28	Fabrique de Fer . . . . .	33
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène » . . . . .	26	S. A. Ateliers de Construction <b>Jambes</b> <b>Namur</b> . . . . .	27
Ateliers Métallurgiques Nivelles . . . . .	16	Constructions Métalliques de <b>Jemeppe- sur-Meuse</b> , S. A. . . . .	14
Atelfond . . . . .	32	<b>Marigrée</b> , Société Commerciale d'Ou- grée . . . . .	23
B.E.I. . . . .	31	<b>Nobels-Pelman</b> . . . . .	couv. IV
Belradio . . . . .	29	L'Oxydrique Internationale . . . . .	21
Ateliers de <b>Bouchout et Thirion Réunis</b> . Mécanique et Chaudronnerie de <b>Bouf- fioulx</b> , S. A. . . . .	6	S. K. F. . . . .	18
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie . . . . .	30	<b>Someba</b> . . . . .	11
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve . . . . .	couv. III	<b>Soudométal</b> . . . . .	29
B.S.E.W. . . . .	16	S. A. Hauts-Fourneaux, Forges et Aciéries de <b>Thy-le-Château et Marcinelle</b> . . . . .	15
P. & M. Cassart . . . . .	13	<b>Titan Anversois</b> . . . . .	22
Cockerill . . . . .	5	Usines à <b>Tubes de la Meuse</b> . . . . .	19
Columeta . . . . .	24-25	<b>Ucométal</b> . . . . .	7-10
Davum . . . . .	17	Ateliers <b>Vanderplanck</b> , S.P.R.L. . . . .	30
Alexandre Devis & C <sup>o</sup> . . . . .	12	<b>Ventola</b> . . . . .	31
Electromécanique . . . . .	31	Anciens Ets <b>Paul Würth</b> . . . . .	20
Société Métallurgique d' <b>Enghien-Saint- Eloi</b> . . . . .	couv. II		

LA BRUGEOISE  
ET NICAISE  
& DELCUVE



STUDIO SIMAR STEVENS



TÉLÉPHONE : N° 13  
ADR, TÉLÉGRAPHIQUE :  
ATELIERS St-NICOLAS  
(WAAS) BELGIQUE  
BELGIUM

ANC. ÉTABLISSEMENTS MÉTALLURGIQUES (S. A.) • METAALWERKHUIZEN VOORHEEN (N. V.)

# NOBELS-PEELMAN

TANKS • WAGONS • PONTS • CHARPENTES • PYLONES  
BRIDGES • STEELWORKS • BRUGGEN • KAP- & KETELWERKEN