

# 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 »

12<sup>e</sup> ANNÉE

N° 6 - JUIN 1947

## S O M M A I R E

Les Reconstructions de Manhattan, par L. G. Rucquoi . . .	255
Nouveaux ponts-routes sur le Sihlsee (Suisse), par O. Wichser . . . . .	266
Les nouvelles spécifications de l'American Institute of Steel Construction (A. I. S. C.) . . . . .	273
Le pont sur le Derwent River à Hobart (Tasmanie) . . .	278
Le pont de Tortosa sur l'Ebre (Espagne) . . . . .	279
Aperçu sur la technique des jouets métalliques, par F. Lebbe. . . . .	283
Flexions secondaires dans les tirants métalliques, par C. Wets et A. Paduart . . . . .	287
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois d'avril 1947. - Nominations aux ARBED. - Réunion du Comité permanent de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes à La Haye. - Maisons préfabriquées à Brest . . . . .	295
BIBLIOTHÈQUE . . . . .	300
BIBLIOGRAPHIE . . . . .	302

COUVERTURE : La photographie de la couverture représente une  
vue prise au cours du montage de l'ossature métallique de  
l'Esso Building.

ABONNEMENTS 1947 (11 numéros) :

**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 & Co, 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 Indus-  
tries of Belgium & Luxemburg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

**Autres pays** : 280 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,-.

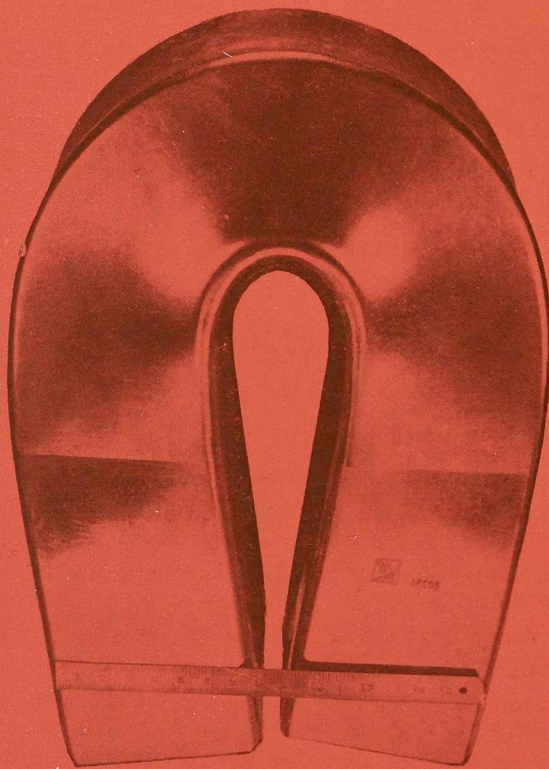
DROIT DE REPRODUCTION :

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

BIBLIOTHÈQUE  
GÉNÉRALE

# Soudure

# de qualité!



Re : 34-40 kg/mm<sup>2</sup>

R : 45-49 kg/mm<sup>2</sup>

A5d : 25-31 %.

$\rho$  : 8-10 kg/cm<sup>2</sup>

## la Stabilend formule 1946



# ARCOS

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE, S. A.

58-62, RUE DES DEUX-GARES

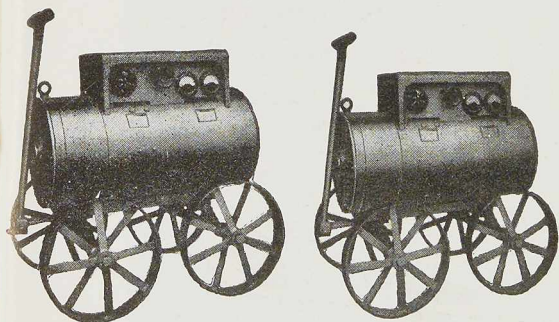
TÉLÉPHONE : 21.01.65

BRUXELLES

# ELECTRODES POSTES DE SOUDURE

OK

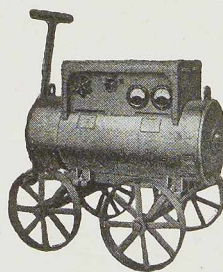
ESAB



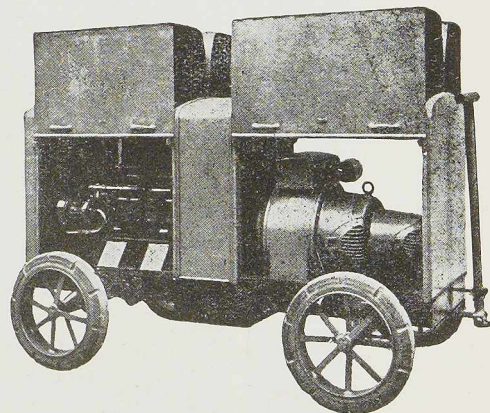
KW 500

KW 350

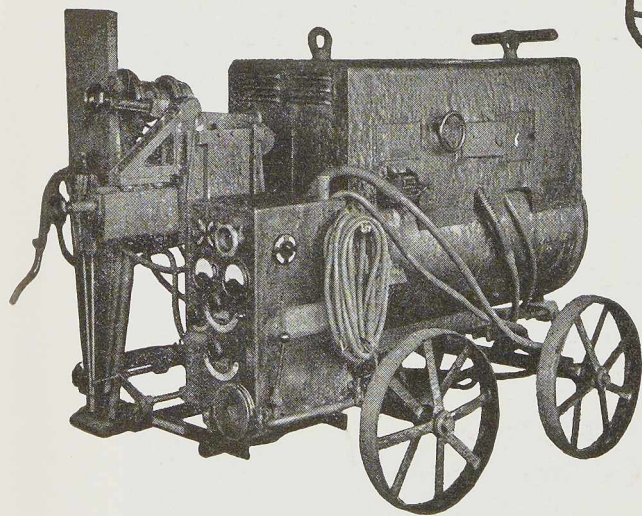
GROUPES ROTATIFS



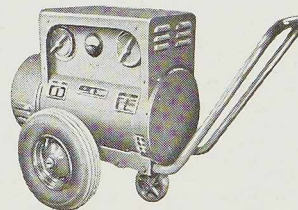
KW 250



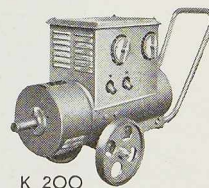
GROUPE  
ELECTROGENE



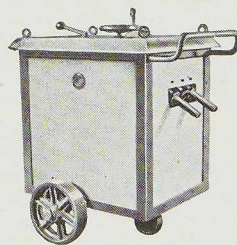
SOUDEUSE AUTOMATIQUE



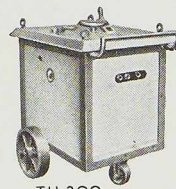
K 300



K 200



TH 300



TH 200

TRANSFORMATEURS STATIQUES

*40 Années d'expérience à votre service*

## ELECTRO-SOUDURE AUTOGENE BELGE

SOCIÉTÉ ANONYME

116-118, RUE STEPHENSON — BRUXELLES — TÉLÉPHONE 15.91.26



W



**MANUTENTION**



**LEVAGE**



**ATELIERS DE CONSTRUCTION  
MECANIQUE DE TIRLEMONT**

*Anciennement Ateliers J.-J. Gilain*

TELEGRAMMES : GILAIN ■ TIRLEMONT ■ TELEPHONE : 12



BUNGALOW MÉTALLIQUE

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

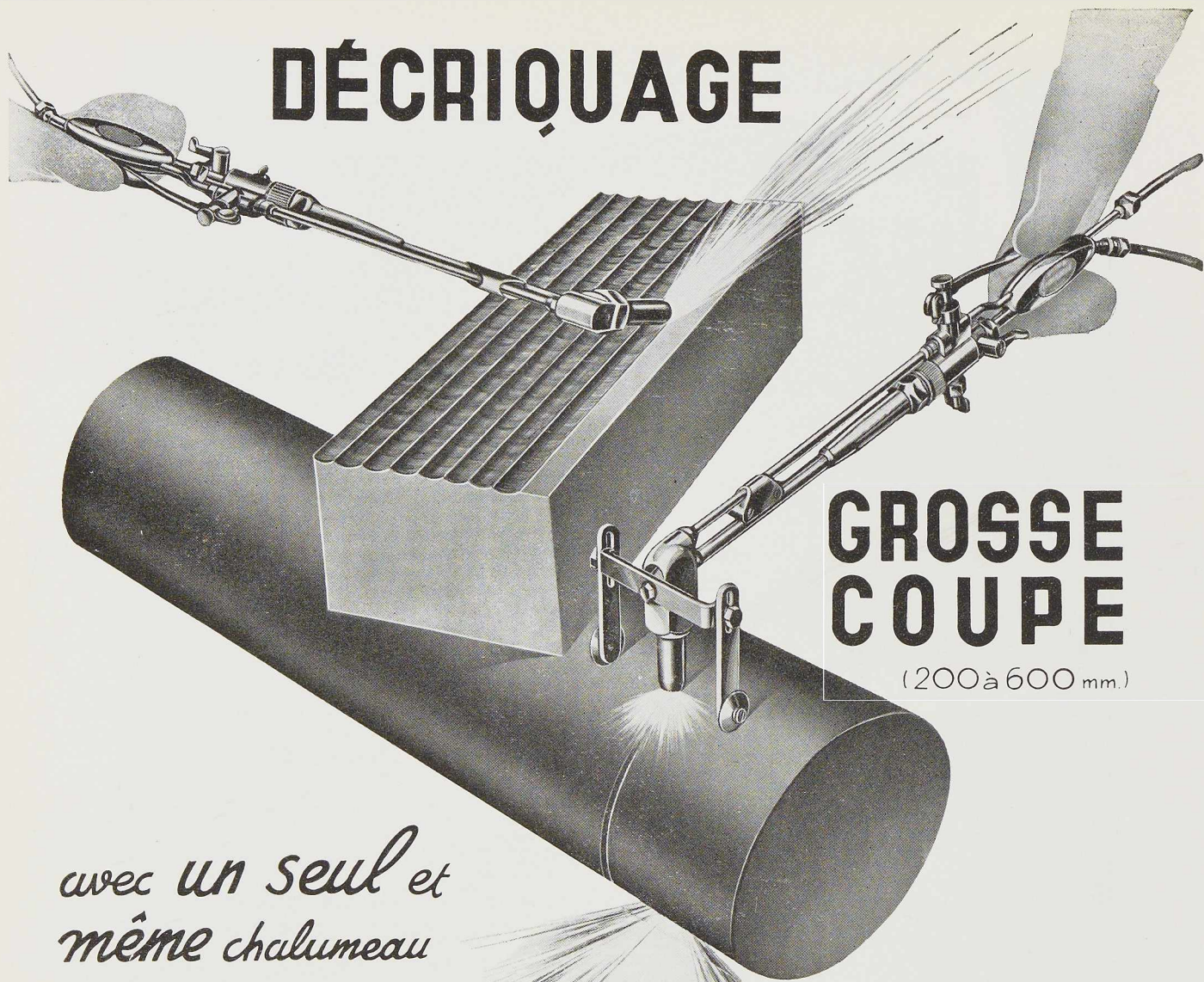
Anciens Établissements Th. FINET

**JAMBES**

---

PONTS  
CHARPENTES  
GROSSES TUYAUTERIES  
OSSATURES DE BATIMENTS  
MAISONS MÉTALLIQUES

# DÉCRIQUAGE



## GROSSE COUPE

(200 à 600 mm.)

*avec un seul et  
même chalumeau  
notre....*

# "SECTOR III"

## OXY-ACÉTYLÉNIQUE

*fonctionnant à basse ou haute pression*

126.36.



# L'OXHYDRIQUE INTERNATIONALE

SOCIETE ANONYME • 31, RUE P. VAN HUMBEK • BRUXELLES

**CITOFIXE**

UNE ELECTRODE IDEALE POUR LE  
SOUDAGE A L'ARC DES TOLES MINCES ET CHARPENTES LEGERES

DOCUMENTATION ET ECHANTILLONS SUR DEMANDE

**SOUDOMETAL**

SOCIETE ANONYME

CHAUSSÉE DE RUYSBROECK, 83 — FOREST-BRUXELLES — TÉL. : 43.45.65



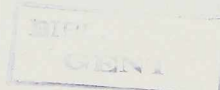
NOS SPÉCIALITÉS :

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 - MANAGÉ

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



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

43, rue Masui  
BRUXELLES  
Tél. 15.49.40 (4 lignes)

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

45, rue Goffart  
BRUXELLES  
Tél. 11.76.38 - 11.76.98

TOUS LES ACIERS  
SOUS TOUTES FORMES ET QUALITÉS



ECHAFAUDAGES TUBULAIRES  
« BURTON »

CONCESSIONNAIRES EXCLUSIFS  
pour la Belgique, le G.-D. de Luxembourg et le Congo Belge

---



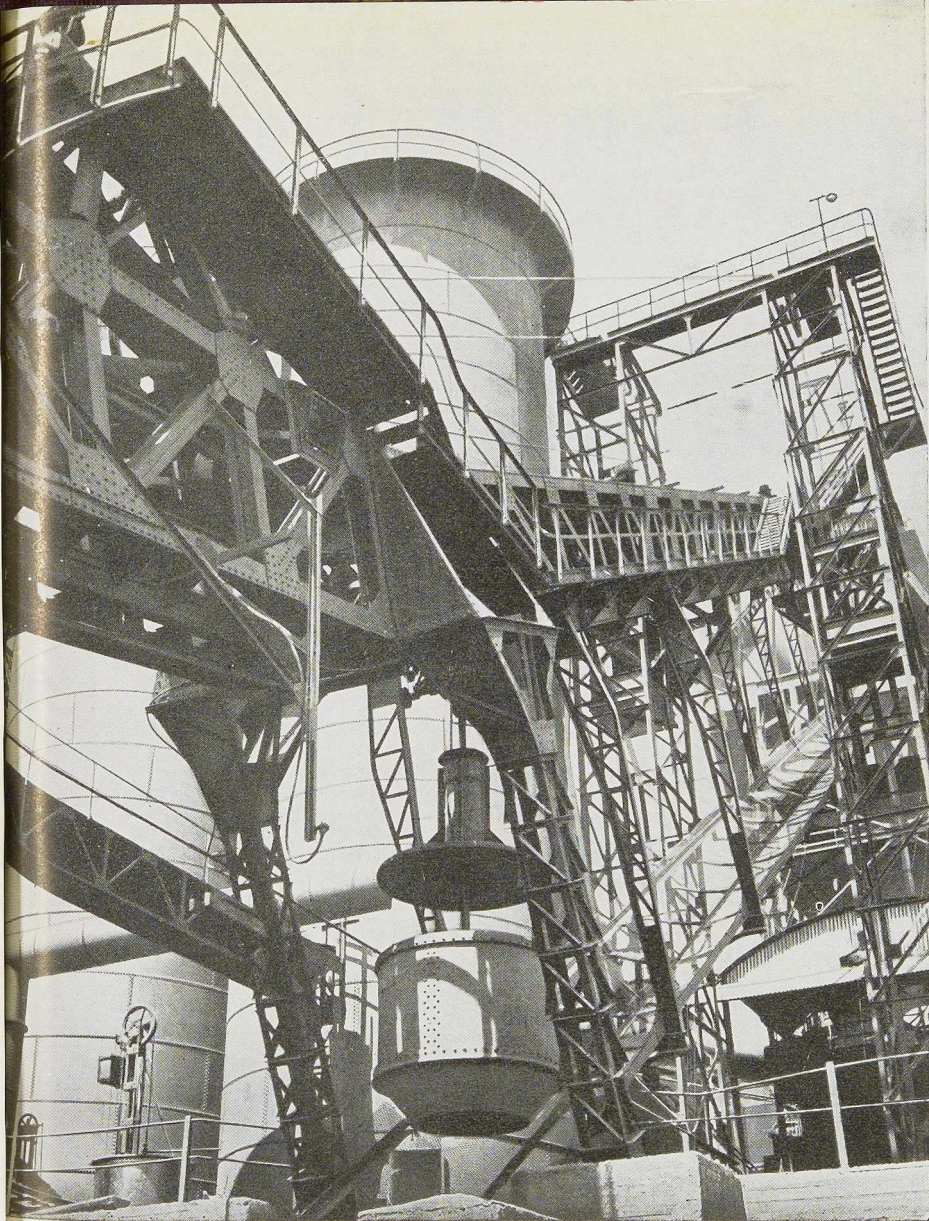


PHOTO W. KESSELS

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

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

### FOURS À COKE

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

### HAUTS FOURNEAUX

Fontes.  
 Laitiers granulés et concassés.

### ACIÉRIES

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

### LAMINOIRS

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

### FORGES

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

### FONDERIES

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

### ATELIERS DE PARACHÈVEMENT

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

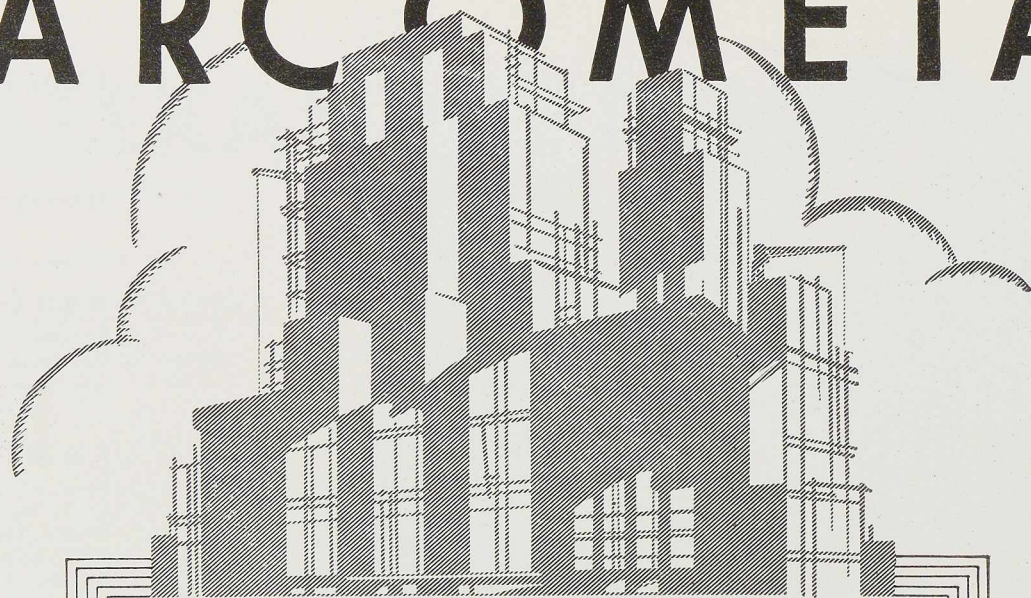
### BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

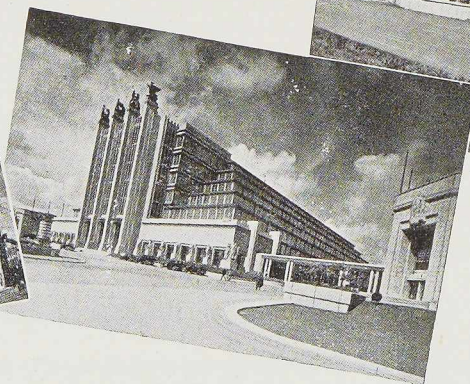
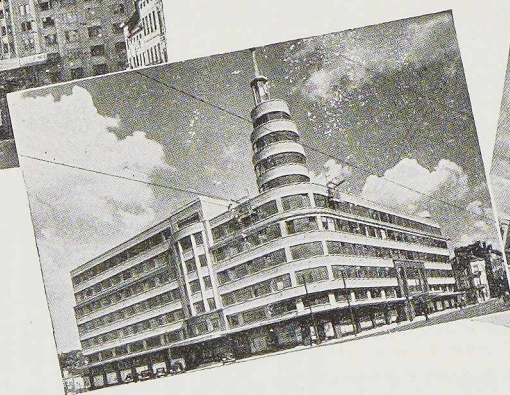
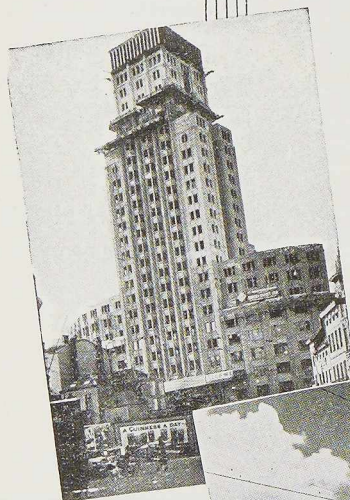
**USINES  
 GUSTAVE**

**BOËL**

# FARCOMETAL



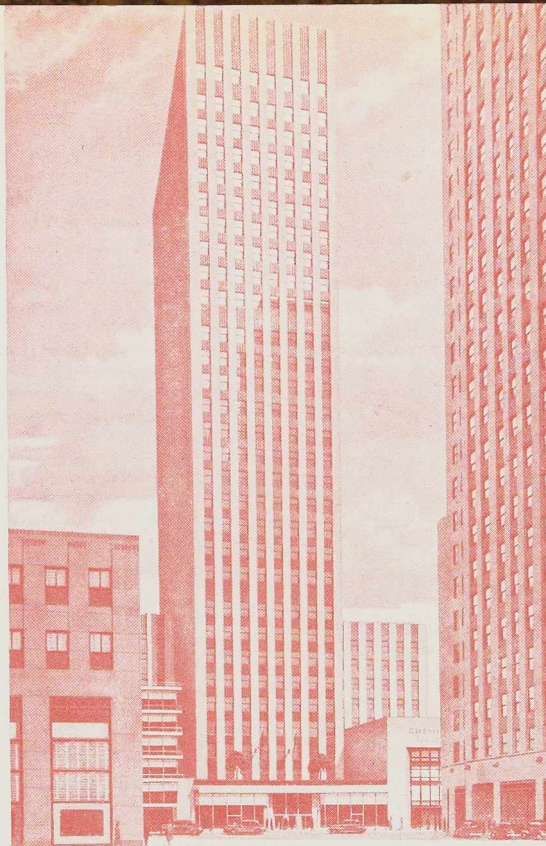
Armature - coffrage métallique pour béton armé et lattis métallique léger pour cloisons et plafonds. • Supprime le bois de coffrage et tous ses inconvénients. " Accroche " le béton et les enduits de façon parfaite. Demandez-nous, sans engagement, notre notice détaillée.



**ATELIERS DE BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS**

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

USINES A BOUCHOUT ET VILVORDE



Maquette de l'Esso Building tel qu'il apparaîtra.

## La reconstruction de Manhattan

par **Léon G. Rucquoi**,

Ingénieur U. I. Lv.,

Conseiller technique à New-York  
des Groupements sidérurgiques belge  
et luxembourgeois et de la Fédération des Entreprises  
de Fabrications métalliques de Belgique

Manhattan, le principal des cinq arrondissements constituant la Ville de New-York, est en voie de transformation. La pioche des démolisseurs a abattu des quartiers entiers, dont les immeubles vétustes, la plupart condamnés par les Services d'hygiène de la Ville, vont faire place à d'imposants ensembles de maisons à appartements modernes. Ailleurs ce sont de nouveaux gratte-ciel dont on voit les ossatures d'acier s'élever à la cadence de quatre étages par semaine.

La crise immobilière aiguë à New-York résulte de l'accroissement considérable des activités de

cette métropole de 8 millions d'habitants, centre d'un commerce international inégalé, port maritime et aérien de première importance, pôle d'attraction artistique et d'amusements, capitale des Nations-Unies. L'arrêt complet de la construction pendant les années de guerre et la rareté des matériaux depuis la guerre ont contribué à la pénurie actuelle de logements et de bureaux.

Les projets, actuellement en cours d'exécution, sont réalisés d'une part, par la Société Municipale des Habitations à Bon Marché, *New York City Housing Authority*, d'autre part, par des intérêts privés.

**L'OSSATURE**

12<sup>e</sup> ANNÉE



**METALLIQUE**

JUIN 1947

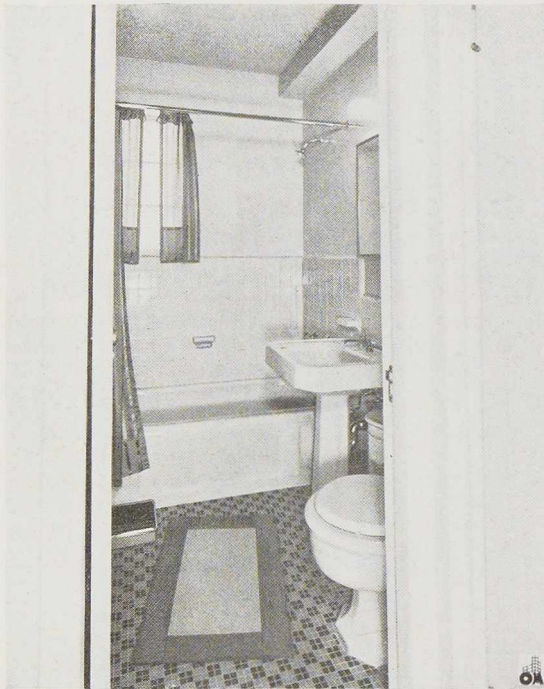


Fig. 286 et 287. Vues d'une cuisine et d'une salle de bain, entièrement équipées des appartements à bon marché réalisés par la Metropolitan Life Insurance Co.



### New York City Housing Authority

Au cours de ses douze années d'existence, cet organisme a complété quatorze groupes ou « cités » d'immeubles à appartements et en a seize autres en projet dont plusieurs sont en cours de construction. Ce total représentera 37.818 appartements de deux à six pièces. Le financement de ces constructions est fait essentiellement par les agences fédérales (*Federal Public Authority*) et l'Etat de New-York (*State Division of Housing*).

Ces appartements, gérés par la Ville, sont réservés aux familles dont les revenus sont inférieurs à certains montants, variables d'après le nombre de personnes composant la famille, mais dont le plafond maximum est de l'ordre de 3.000 dollars par an. Les loyers se situent entre 25 et 50 dollars par mois, comprenant chauffage, eau, gaz et électricité. Les salles de bain et cuisine sont complètement installées, y compris cuisinière au gaz et réfrigérateur électrique. Ces immeubles généralement de 8 à 12 étages, sont équipés d'ascenseurs automatiques à la disposition des occupants et des visiteurs.

La vue aérienne de l'île de Manhattan (fig. 288) situe un certain nombre de ces remarquables groupes d'immeubles de la *New York City Housing Authority*. Dans certains cas, la Ville a utilisé une technique de construction en béton armé qui a constitué une innovation dans cette ville où l'ossature en acier est maîtresse. Une économie non négligeable est réalisée par la suppression des enduits au plâtre sur les plafonds : les surfaces brutes de décoffrage sont particulièrement lisses et régulières grâce à l'emploi de fonds de coffrage en contreplaqué. Une peinture épaisse constitue le seul parachèvement.

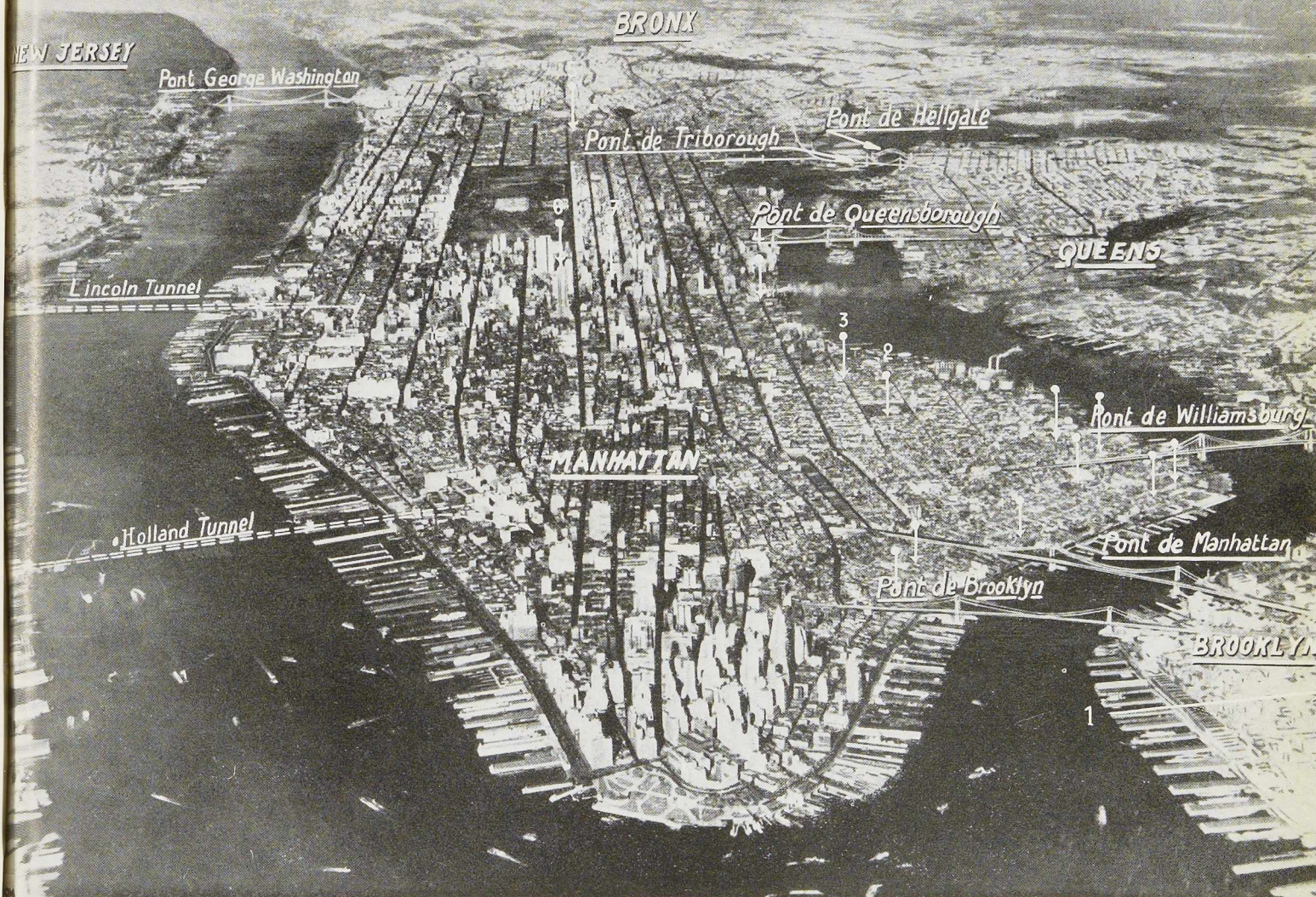
### Coût des constructions des immeubles à appartements pour habitations à bon marché à New-York

La *New York City Housing Authority* a publié récemment un rapport sur le coût de divers immeubles à appartements à bon marché érigés avant la guerre par la municipalité et par quelques constructeurs privés. Les prix ont été rajustés aux taux de 1940 de manière à rendre les valeurs comparables. Signalons que les prix actuels marquent par rapport à ces prix de 1940 une augmentation de l'ordre de 60 à 75 %.

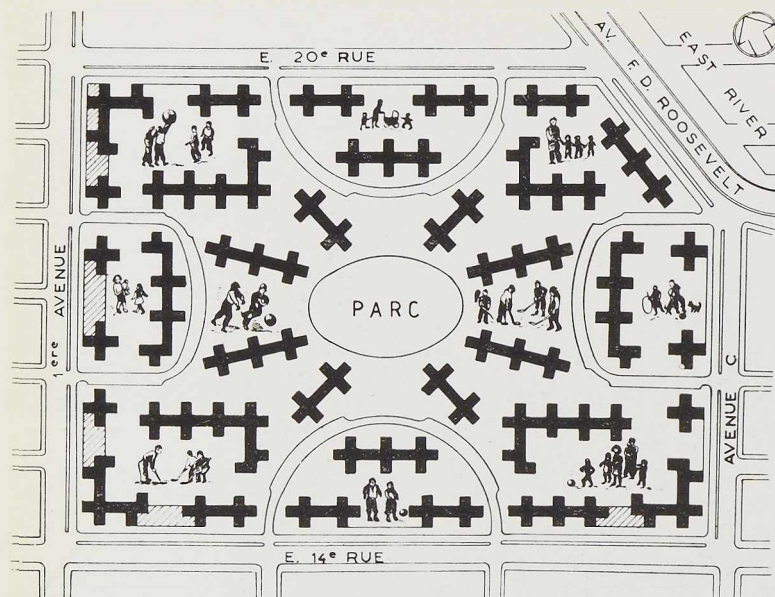
Trois facteurs de comparaison ont été calculés pour les neuf immeubles analysés :

1. Nombre de pièces par personne (facteur d'intimité) : varie entre 1,10 et 1,39.





**Fig. 288.** Vue aérienne de New-York prise vers le Nord montrant l'emplacement des divers centres de reconstruction. L'île de Manhattan est séparée de Brooklyn, à droite, par East River et de New Jersey, à gauche, par l'Hudson; la Cité de Parkchester (1) se trouve à Brooklyn à droite. La partie Est de Manhattan comporte notamment le Stuyvesant Town (2), le Peter Cooper Village (3), le siège de l'Organisation des Nations Unies (4), ce dernier en bordure de l'East River. Dans le Nord est situé le groupe d'immeubles « Riverton » (5). Deux importants nouveaux gratte-ciel à usage de bureaux l'Esso Building (6) et l'immeuble 445, Park Avenue (7) s'achèvent dans le centre de Manhattan. D'autres cités en construction sont désignées par des flèches sans numéro, notamment dans le Sud-Est de Manhattan.



**Fig. 289.** Plan de situation de Stuyvesant Town comportant sur une superficie totale de 30 ha, 35 immeubles à appartements (10 à 13 étages) pour 8.759 appartements.

2. Nombre de mètres carrés rentables par personne : varie entre 15,6 et 24. Le nombre de mètres cubes par occupant varie entre 39 et 59.

3. Nombre de mètres carrés de façade par personne (facteur d'éclairage et de ventilation) : varie entre 12,3 et 17,5.

L'analyse des prix, valeur 1940, se résume comme suit (prix traduits en francs belges au cours de 43 fr 83 pour un dollar) :

**Fig. 290.** Vue partielle du chantier de Stuyvesant Town montrant les ossatures métalliques des immeubles en cours de montage.



1. Coût de construction par appartement : de 115.000 à 181.500 francs.

2. Coût par mètre cube : de 588 à 820 francs.

3. Coût par pièce construite : de 31.200 à 55.000 francs.

4. Coût par personne logée : de 35.100 à 75.000 francs.

5. Coût par mètre carré de surface rentable : de 2.190 à 3.160 francs.

### Metropolitan Life Insurance Company

Les placements immobiliers ont toujours été en faveur auprès des sociétés américaines d'assurance. La réalisation de *Parkchester* <sup>(1)</sup>, dont la construction fut entamée en 1938, constitua la première réalisation immobilière de vaste envergure dans le domaine des habitations à bon marché, entreprise essentiellement comme placement financier (fig. 291 et 292).

Ses 58 bâtiments, de 6 à 12 étages, abritant 12.272 familles, couvrent 27,4 % du terrain de 53 hectares. Les bâtiments sont desservis par plus de 200 ascenseurs automatiques. Les cuisines et salles de bain sont complètement installées.

54.000 tonnes d'acier sont entrées dans la construction des ossatures.

La cité de *Parkchester*, à 30 minutes de métro du centre de Manhattan, comprend des magasins d'approvisionnement, cinéma, garages pour 3.000 automobiles, buanderie collective, plaines de jeux et de sports.

Les loyers par mois, en dollars, comprenant le chauffage, l'eau chaude et l'eau froide, le gaz et l'électricité, sont de :

32 à 34 pour un appartement de 2 pièces.

39 à 53 pour un appartement de 3 pièces.

52 à 64 pour un appartement de 4 pièces.

63 à 71 pour un appartement de 5 pièces.

Les loyers, en francs belges, sont donc compris entre 1.400 et 3.100 francs par mois.

Les plans de *Parkchester* sont l'œuvre d'une Commission d'architectes et ingénieurs présidée par M. Richmond H. Shreve. Les entrepreneurs étaient Starrett Bros. & Eken, Inc., qui s'étaient signalés déjà par de nombreuses réalisations marquantes, notamment l'*Empire State Building* à New-York.

<sup>(1)</sup> Voir sa description dans *L'Ossature Métallique*, n° 10, 1939, p. 427.



Fig. 291. Vue du rond-point central du groupe « Parkchester » dont la partie bâtie n'occupe que 27,4 % de la surface totale de 53 ha occupée par ce groupe d'immeubles.

### Stuyvesant Town

A la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, lorsque Manhattan était une île de verdure où les fermes voisinaient avec quelques vastes domaines résidentiels, l'arrière-petit-fils, Pieter Stuyvesant III, du fameux gouverneur hollandais de Nieuw Amsterdam, construisit sa demeure, Petersfield, au milieu de pelouses descendant vers East River, à la hauteur de ce qui fut par la suite les 15<sup>e</sup> et 16<sup>e</sup> rues.

C'est à cet emplacement que *Stuyvesant Town* s'érige. Dix-huit « blocs » comprenant plus de 500 maisons vétustes ont été rasés. Une nouvelle cité est en train de s'ériger sur ce vaste terrain de 30 hectares. Ses 35 immeubles à appartements

de 12 à 13 étages comporteront 8.759 appartements qui abriteront une population de l'ordre de 24.000 personnes.

Environ 75 % de la superficie du terrain seront occupés par des cours, jardins et plaines de jeux. Un parc central occupera à lui seul une surface de 1,2 hectare.

La construction de cette cité fut rendue possible grâce à un accord intervenu entre la *Metropolitan Life Insurance Co.* et la Ville de New-York. La Ville se charge de l'expropriation ou tout au moins de la condamnation des immeubles dans le quartier à démolir. La *Metropolitan Life Insurance Co.* crée une filiale immobilière, la *Stuyvesant Town Corporation*, pour la construc-



(Photo Fairchild Aerial Surveys Inc.)

**Fig. 292.** Vue générale aérienne de la cité Parkchester achevée en 1940 et réalisée à titre de placement immobilier par la Metropolitan Life Insurance Co. Cette cité de 58 bâtiments comporte 12.272 appartements, permettant d'héberger 35.000 personnes.

tion et l'exploitation de la cité. Le contrat passé avec la ville stipule que les taxes pendant les 25 premières années seront basées sur le revenu cadastral de l'ancien quartier en 1943. Après cette période de 25 ans, les taxes seront calculées sur le revenu cadastral des nouveaux bâtiments. En compensation de ces avantages, la société immobilière s'engage à maintenir le prix des loyers à des niveaux modérés et à réserver les appartements à des familles à revenus limités. Le bénéfice brut de la société ne pourra dépasser 6 %.

Le loyer minimum d'un appartement à une chambre à coucher, comprenant un living room, un coin de repas, une cuisine, une salle de bain

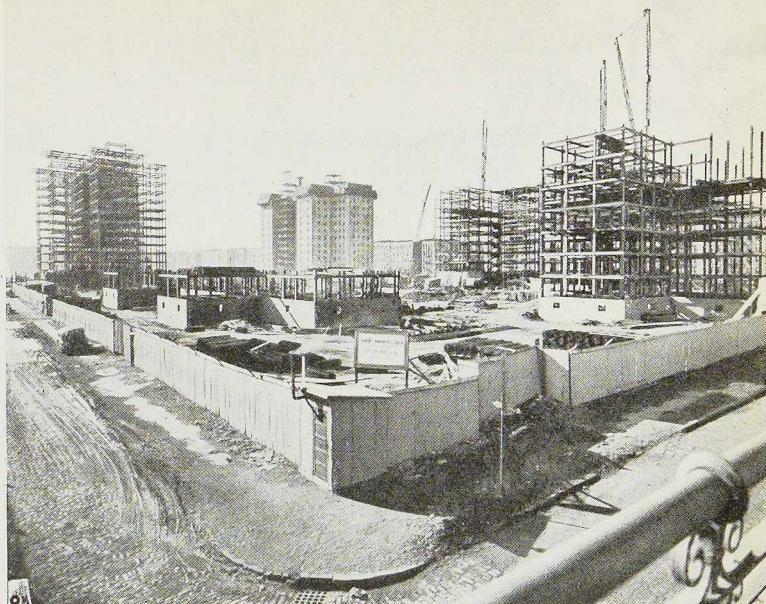
et une chambre sera de 46 dollars par mois. Le loyer maximum d'un appartement à trois chambres à coucher sera de 77 dollars. Le gaz et l'électricité sont toujours inclus dans les loyers. Après avoir reçu 100.000 demandes de personnes désireuses d'obtenir un appartement dans cette cité, la liste d'inscription fut déclarée clôturée. Le choix des heureux locataires se fera après examen des mérites de chaque cas.

Les plans de *Stuyvesant Town* sont l'œuvre d'une Commission présidée par M. Gilmore D. Clarke, dont l'architecte en chef est M. Irwin Clavan.





**Fig. 293.** (A droite) Vue des ossatures en acier en cours de montage aux chantiers de Riverton.



(Photo Standard Oil Co.)

**Fig. 295.** (A droite) Chantier de « Peter Cooper Village » à l'avant-plan s'élève l'ossature métallique d'un des bâtiments de « Stuyvesant Town ».

**Fig. 294.** Montage de l'ossature métallique de l'Esso Building. Noter la précision de la construction métallique qui permet la mise en place aisée des différents éléments de la charpente.



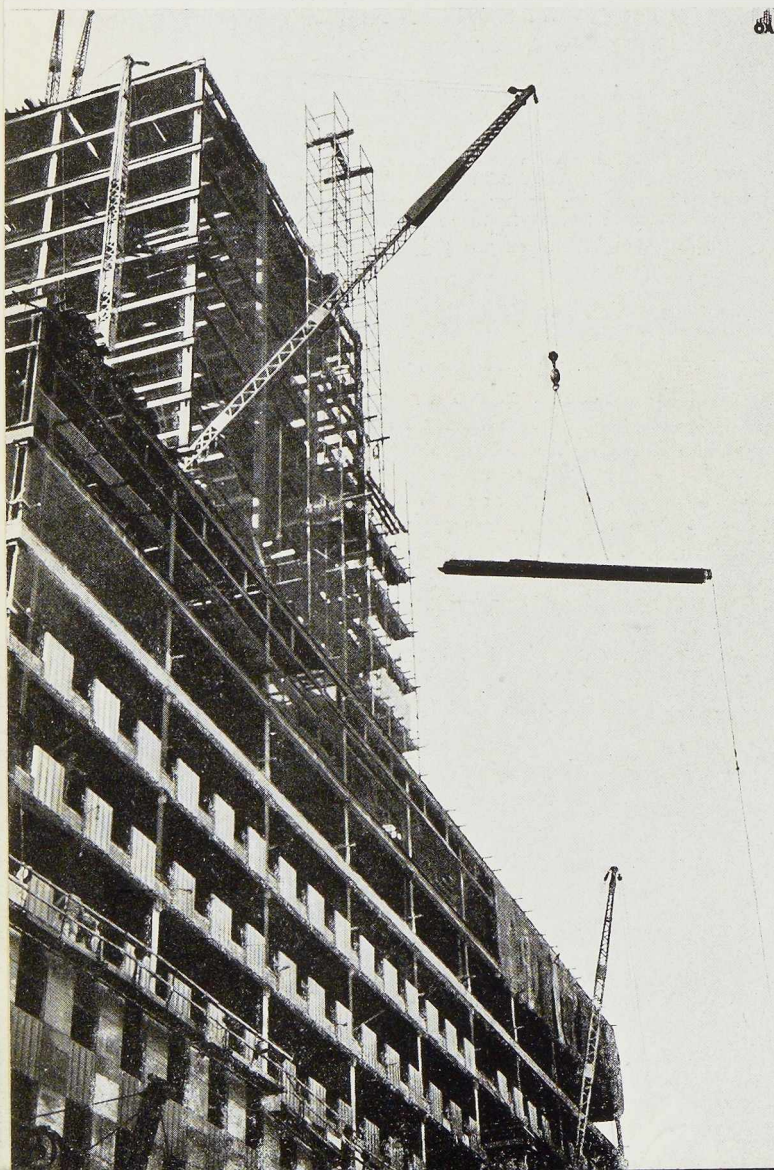
### Peter Cooper Village

Attenant à *Stuyvesant Town*, ce groupe d'appartements occupe six « blocs » compris entre la 20<sup>e</sup> rue et la 23<sup>e</sup> rue, First Avenue et Franklin D. Roosevelt Drive (fig. 288).

Les 21 immeubles de 15 étages, couvrant le quart de la surface du terrain, comprendront 2.495 appartements. Ces appartements, de une ou deux chambres à coucher, comprendront un vaste living-room de 36 mètres carrés, une cuisine et une salle de bain. Les appartements à deux chambres à coucher comporteront deux salles de bain.

Contrairement aux groupes *Stuyvesant* et *Riverton*, les appartements de *Peter Cooper Village* ne sont pas destinés à des locataires à faibles revenus. En fait, 600 appartements de ce vaste développement seront réservés à des employés

(Photo Standard Oil Co.)



des Nations-Unies. La Cité des Nations-Unies qui s'érigera entre la 42<sup>e</sup> et la 48<sup>e</sup> rue ne sera qu'à un quart d'heure de marche de *Peter Cooper Village*. Les anciens combattants auront priorité pour les 1.895 appartements restants.

Le loyer des appartements à une chambre à coucher sera compris entre 85 et 105 dollars par mois; il sera de 110 à 130 dollars par mois pour les appartements à deux chambres à coucher. Le service du gaz et de l'électricité est compris dans le loyer.

Comme les autres groupes d'immeubles à appartements de la *Metropolitan Life Insurance Co.*, actuellement en cours de construction, *Peter Cooper Village* est entièrement à ossature métallique. On prévoit que les appartements seront prêts à être occupés en automne prochain.

### Riverton

Un autre groupe d'immeubles à appartements construits par la *Metropolitan Life Insurance Co.* s'érige en bordure de Harlem River. Il couvre six « blocs », de la 135<sup>e</sup> à la 138<sup>e</sup> rue, entre Fifth Avenue et Harlem River. Les taudis qui occupaient cet emplacement font place à une cité de sept immeubles de 13 étages séparés par des jardins et plaines de jeux. La proportion de la superficie bâtie par rapport à l'ensemble du terrain est de 25 %.

Les 1.232 appartements, desservis par ascenseurs automatiques, se loueront entre 44 dollars par mois pour appartements à une chambre à coucher et 66 dollars pour appartements à deux chambres à coucher. Le gaz et l'électricité seront compris dans le prix du loyer. Situés dans le quartier nègre de la ville, ces appartements seront normalement occupés par des familles « de couleur » à faibles revenus.

Un accord, semblable à celui qui est à la base de la réalisation de *Stuyvesant Town*, a été conclu entre la *Metropolitan Life Insurance Co.* et la Ville de New-York instituant une filiale, *Riverton Development Corporation*, pour la construction et la gestion de cette cité. Les avantages accordés par la ville, notamment une réduction des impôts immobiliers pendant 25 ans et l'aide de la ville pour l'expropriation des an-

**Fig. 296.** Mise en place des façades de l'Esso Building, les seuils des fenêtres en aluminium coulé précédent de près la pierre blanche adossée à une maçonnerie en briques.



Fig. 297. Tour centrale à l'Esso Building dont l'ossature métallique est virtuellement achevée (vue prise le 4-3-47).



**Fig. 298.** Accrochage des pierres de façade à l'ossature métallique; la maçonnerie adossée à la pierre enrobe l'ossature.



**Fig. 299.** Construction des coffrages pour le plancher en béton de cendrée réalisés sans étançon.

(Photo Standard Oil Co.)

ciens immeubles, sont contrebalancés par l'obligation de maintenir les loyers dans les limites de barèmes fixés et de ne pas dépasser un bénéfice brut de 6 % pour la société immobilière.

#### Immeubles de bureaux

La pénurie de bureaux à New-York ne le cède en rien à la pénurie d'appartements d'habitation. L'interdiction de construire aucun bâtiment qui ne soit pas directement destiné à la défense nationale est cause qu'aucun nouvel immeuble de bureaux n'ait été construit depuis 1941. Tous travaux de transformation étaient soumis à une autorisation préalable qui ne s'obtenait que difficilement.

Les deux premiers gratte-ciel d'après guerre à New-York sont actuellement en voie d'achèvement. Ce sont l'*Esso Building*, nouvelle addition à l'imposant complexe du Rockefeller Center, et l'immeuble 445, Park Avenue, entre la 56<sup>e</sup> et la 57<sup>e</sup> rue.

#### Esso Building

Cet immeuble en forme de T s'élève entre les 51<sup>e</sup> et 52<sup>e</sup> rues en bout de la Rockefeller Plaza.

C'est le quinzième immeuble du *Rockefeller Center*.

Il couvre une superficie de 3.500 mètres carrés. Ses quelque 32.500 mètres carrés de surface rentable sont pris par un seul locataire, la *Standard Oil Company* de *New Jersey*. L'immeuble sera entièrement air-conditionné.

L'architecture de l'*Esso Building* est identique aux autres bâtiments du Rockefeller Center. La tour centrale de 27<sup>m</sup>50 × 39<sup>m</sup>80 s'élève à une hauteur de 130 mètres.

Le programme de construction prévoit l'achèvement des travaux pour l'automne 1947.

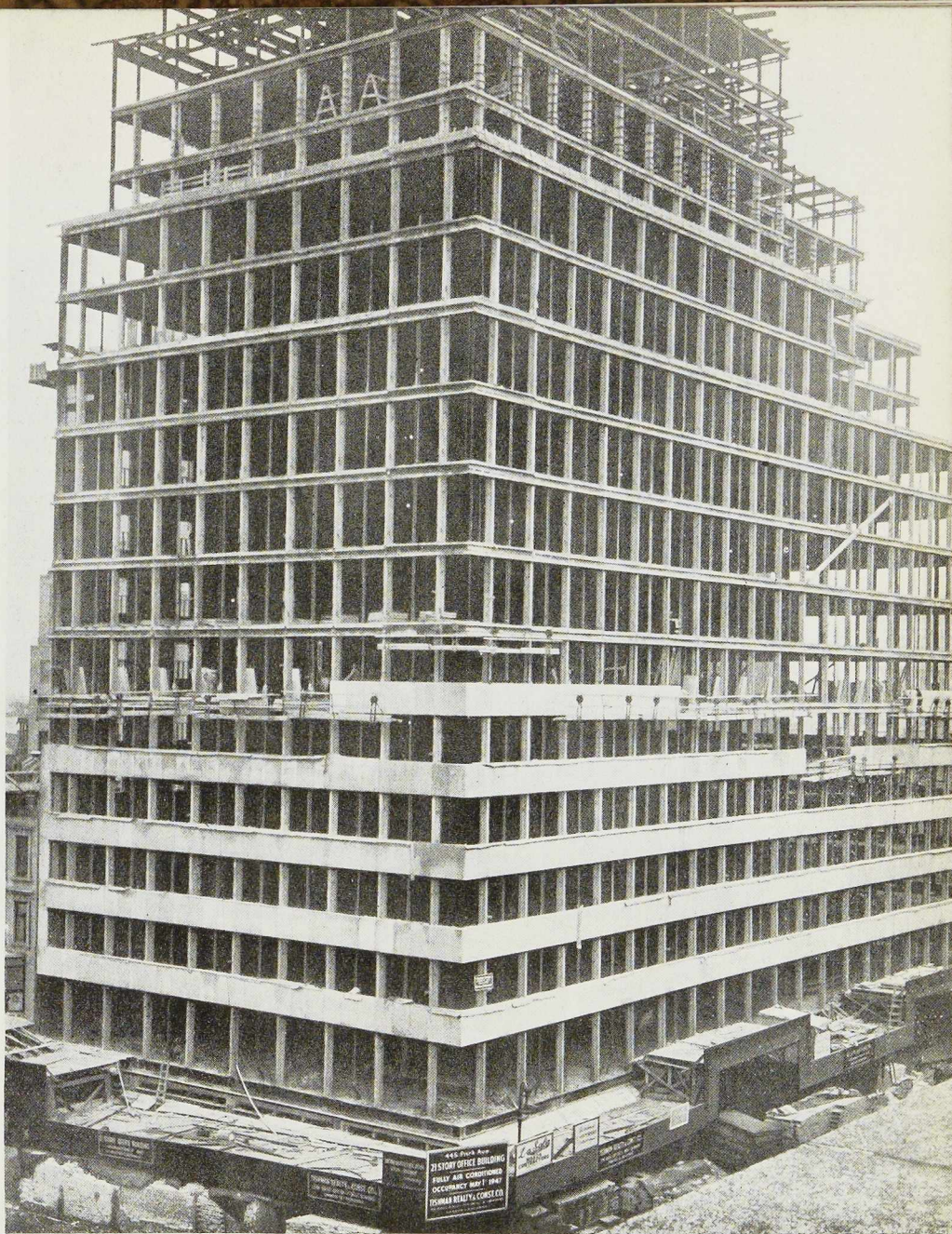
Les architectes sont MM. Carson & Lundin avec M. Wallace K. Harrison comme architecte-conseil. John W. Harris Associates, Inc. sont les entrepreneurs, Pollak & Grieve sont les ingénieurs pour l'équipement mécanique et électrique avec la firme Lockwood Greene Engineers, Inc. comme ingénieurs-conseils.

Le coût de construction de ce gratte-ciel est évalué à six millions de dollars (environ 263 millions de francs belges).

#### Immeuble 445, Park Avenue

L'immeuble 445, Park Avenue, entre les 56<sup>e</sup> et 57<sup>e</sup> rues, est construit par la *Tishman Realty and*





**Fig. 300.** Immeuble 445, Park Avenue. Le montage de l'ossature métallique est virtuellement terminé. Le revêtement de la façade en pierre naturelle suit de très près le bétonnage des planchers.

(Photo Myron Ehrenberg.)

*Construction Company.* Il comporte 21 étages avec 32.000 mètres carrés de surface totale, y compris magasins à front de Park Avenue et sous-sols. La superficie nette rentable au-dessus du rez-de-chaussée est de 22.600 mètres carrés. Les plans, œuvre des architectes Eli Jacques Kahn et Robert Allan Jacobs, se caractérisent par

la suppression de toute colonne lourde en façade, assurant ainsi le maximum d'éclairage naturel aux bureaux et le maximum de souplesse pour la distribution intérieure des locaux.

Le bâtiment sera pourvu d'un conditionnement de l'air.

L. R.



**Fig. 301.** Vue du pont de Steinbach à Rustel, au-dessus du bassin d'accumulation de la Sihl.  
Ce pont a une longueur de 412 mètres.

# Nouveaux ponts-routes sur le Sihlsee

## (Suisse)

par O. Wichser,

Ingénieur en Chef adjoint à la division de la voie  
et des usines électriques des Chemins de fer Fédéraux.

### Introduction

On a construit, il y a quelque temps, au-dessus du lac de Sihl deux ponts-routes : celui de Birchli-Einsiedeln à Willerzell d'une longueur de 1.115 mètres (fig. 308) et celui de Steinbach à Rustel de 412 mètres (fig. 301 et 302).

Le choix du système de pont a été déterminé, en premier lieu, par la faible capacité portante du sous-sol, constitué par de la tourbe et du limon (fond d'un ancien lac). Par suite, l'on devait tenir compte d'un affaissement possible des fondations et l'on se contenta d'une estimation, où l'on admettait une différence de tassement entre deux appuis consécutifs ne dépassant pas 20 mm. Pour cela, la construction devait être non seulement légère, mais aussi flexible que possible, afin de pouvoir s'adapter à un affaissement sans contraintes supplémentaires.

Après l'examen d'un grand nombre de projets variés, on adopta la solution constructive la plus simple : deux poutrelles à larges ailes comme poutres principales. La capacité portante de ces poutres fut déterminante pour le choix de la distance entre appuis.

Au point de vue économique, cette distance est aussi la plus favorable et elle correspond à la hauteur donnée des palées. Elle est de 25 mètres au pont de Willerzell et de 20 mètres à celui de Steinbach.

### Fondations

Les palées articulées s'appuient sur deux groupes de pilotis en forme de pyramide. Chaque groupe se compose de 5 à 8 pilotis enfoncés dans le sol et dont la résistance fut éprouvée par des essais de charge.

Les chevalets fixes comportent le double de pilotis que les palées articulées. Les pilotis, qui proviennent de la région de la Hohe Rhone et du canton de Vaud, ont une longueur maximum de 28 mètres (fig. 303) ; ils étaient enfoncés dans le sol au moyen d'une sonnette à vapeur. On les

laissait tout d'abord s'enfoncer par leur poids propre, puis on procédait avec un bélier pesant 2 à 2 t 5. Autour des têtes de pilotis, une dalle porteuse armée, de 12 cm d'épaisseur, est bétonnée sur une couche de gravier, puis recouverte d'une couche de bitume à chaud (fig. 304). Les têtes de pilotis sont munies d'encoches latérales et d'ancrage pour établir une parfaite liaison avec le béton; elles furent en outre traitées avec une couche de bitume à froid. Une coiffe conique en béton de 5 cm d'épaisseur et de hauteur variable allant jusqu'à 2<sup>m</sup>50 fut placée à l'aide d'une grue sur la dalle autour des pilotis. Cette coiffe fut préalablement enduite à l'intérieur et à l'extérieur de deux couches de bitume à chaud. A l'intérieur de ce cône fut bétonnée alors une deuxième dalle également enduite au bitume à chaud. L'évidement du cône fut ensuite muni d'une armature et rempli de béton.

De cette façon la surface de base du socle est doublement protégée contre les effets de l'eau de marais à contenance d'acide carbonique; la coiffe avec son double enduit assure cette fonction aux surfaces latérales.

Les socles des chevalets fixes composés de quatre montants (fig. 303) sont armés d'une plus forte armature. La hauteur de construction est de 5 à 17 mètres.

### Ponts métalliques

Le calcul statique a été basé sur l'Ordonnance suisse de l'année 1913 et cela pour les surcharges pour routes secondaires importantes, à savoir : surcharge uniformément répartie de 400 kg/m<sup>2</sup>, chariot de 14 tonnes avec essieux de 6 et 8 tonnes ou rouleau compresseur de 18 tonnes.

#### a) Le pont de Willerzell

Le pont de Willerzell, franchissant le bassin d'accumulation, comporte 43 travées intermédiaires de 25 mètres et 2 travées de rive de 20 mè-

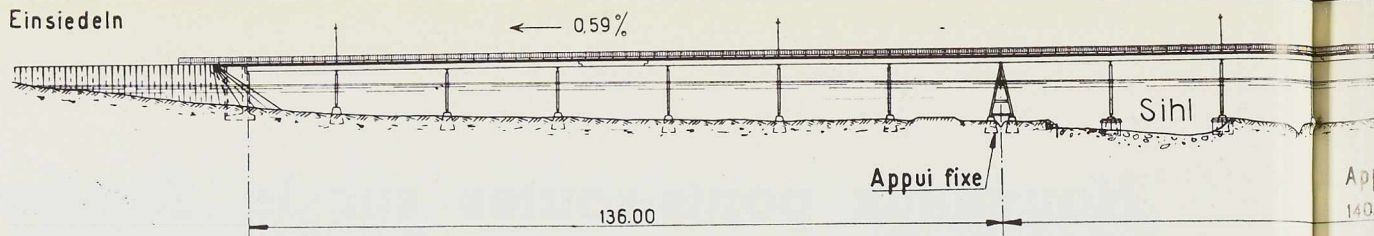


Fig. 302. Elévation du pont de Steinbach, 3 tronçons en cantilever sont

tres. Deux poutres spéciales à larges ailes, d'une hauteur d'environ 1.000 mm et d'un poids de 258 kg par mètre, distantes de 3.200 mm, et des entretoises distantes de 3.570 mm portent ensemble la dalle en béton armé à armature croisée (fig. 309). Statiquement, cette dalle travaille solidement avec la partie métallique, et pour assurer la liaison, on a soudé sur les poutres principales et les entretoises des crampons contre les efforts tranchants. La largeur utile du tablier est de 4<sup>m</sup>50, l'ouverture entre garde-corps de 5 mètres. Au milieu du pont un élargissement de la dalle permet le croisement des véhicules.

La longueur totale de 1.115 mètres est divisée en cinq groupes de sept ouvertures et deux groupes de cinq ouvertures, présentant en leur milieu une poutre cantilever de 13<sup>m</sup>90 de portée afin de rendre possibles les dilatations dues aux variations de température.

L'arête inférieure du pont se trouve sur chaque rive à 2<sup>m</sup>70 au-dessus de la cote d'eau normale 892,60. Par une rampe de 1 : 450 partant de cha-

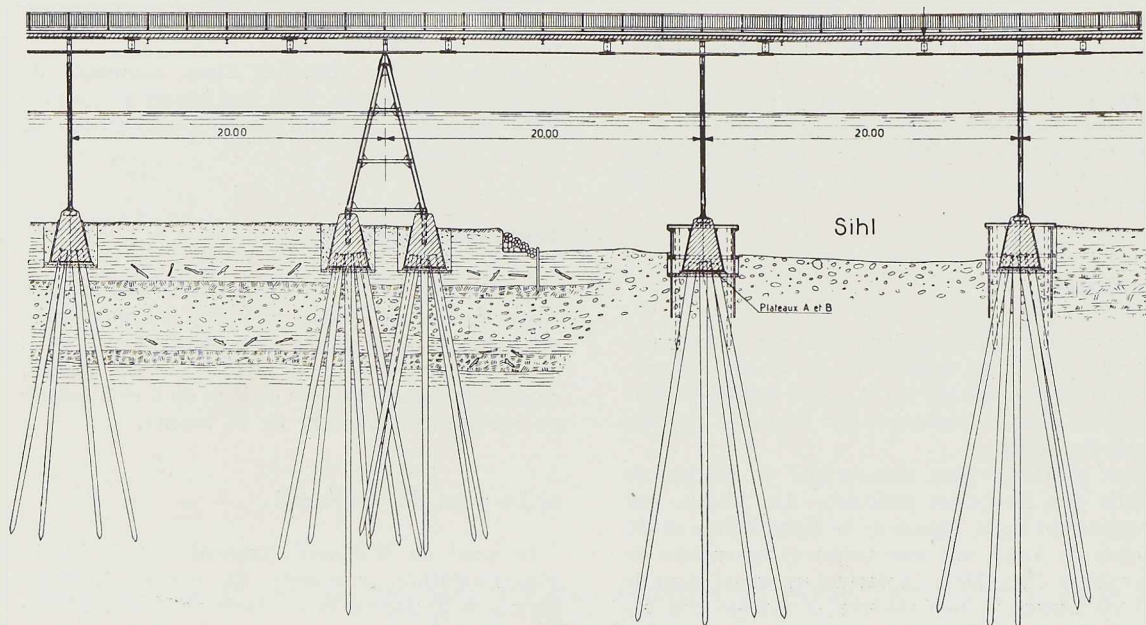
que rive vers le milieu du pont et un arc de raccordement des déclivités de 215 mètres de longueur, l'arête inférieure de construction est portée au milieu du pont à 3<sup>m</sup>82 au-dessus de la cote 892,60.

Tous les travaux de fouilles, battages de pieux, établissement des cônes de fondations et montage de la superstructure ont été conduits successivement. Les poutres principales et entretoises d'une ouverture furent rivées sur le sol, élevées au moyen d'une seule grue à portique, dont l'ouverture correspondait à la section transversale d'ensemble du pont, et posées sur les palées construites en forme de cadre par des poutres à larges ailes (fig. 311).

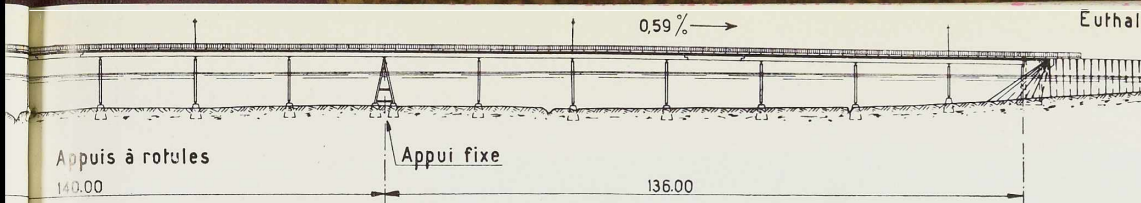
#### b) Le pont de Steinbach

Le pont de Steinbach traverse le lac d'accumulation avec 19 travées de 20 mètres et 2 travées de rive de 16 mètres de portée. La largeur utile

Fig. 303. Détails des fondations du pont de Steinbach.







prévus entre les 2 appuis fixes ainsi qu'entre ceux-ci et les culées.

du tablier pour véhicules est de 5 mètres; à côté de celle-ci est encore disposée une bande de 1 mètre pour piétons produisant ainsi une largeur totale de la dalle entre garde-corps de 6<sup>m</sup>30 (fig. 306). La dalle en béton armé de la chaussée et du trottoir armée dans les deux sens, est portée par deux poutres à larges ailes spéciales de 900 mm de hauteur et 237 kg par mètre comme poutres principales avec un écartement de 3<sup>m</sup>80 et des entretoises distantes de 5 mètres. Des crampons contre les efforts tranchants sur les ailes supérieures de ces poutres garantissent l'effet statique solidaire avec la dalle. Toute la partie portative comprise entre les culées repose à son tour sur les palées en forme de cadre en poutre à larges ailes.

La longueur totale de 412 mètres est divisée en trois groupes de sept travées chacun. Au milieu de chaque groupe est disposée une poutre cantilever, permettant la dilatation de la superstructure sous les effets thermiques.

L'arête inférieure du pont se trouve sur chaque rive à 2<sup>m</sup>55 au-dessus de la cote d'eau maximum 892,60. Par une rampe de 1 : 170 partant de chaque rive vers le milieu du pont et un arc de raccordement des déclivités de 72 mètres de longueur, l'arête inférieure de la construction est portée à 3<sup>m</sup>66 au-dessus de la cote 892,60.

Les poutres principales et les entretoises furent assemblées et rivées sur un pont de service s'appuyant sur les palées. Celui-ci était placé à l'aide de chevalets de montage (fig. 305).

Le projet des deux ponts fut établi par la S. A. Conrad Zschokke à Döttingen. L'exécution des parties métalliques fut remise en 1936 à un consortium constitué par dix entreprises dont la firme ayant établi le projet.

Les travaux de fondation sur pilotis et de bétonnage furent exécutés par les entreprises Locher & Co. à Zurich et Züblin & Co. à Zurich.

#### Essais de charge

Les deux ponts furent soumis à une épreuve

de charge. On utilisa comme charge 3 camions de 10 t chacun.

Pour tenir compte du sous-sol défavorable et du léger mode de construction des ponts, on se borna aux mesures suivantes :

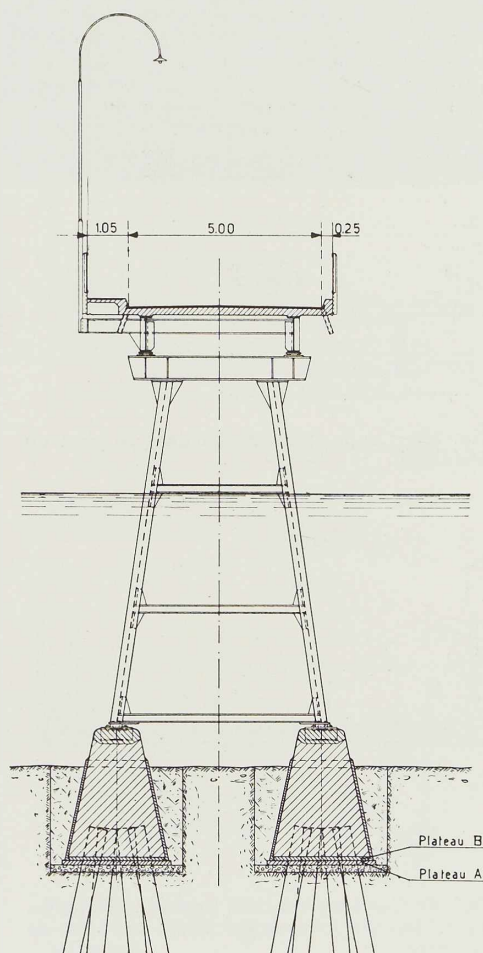


Fig. 304. Détails d'une pile du pont de Steinbach montrant notamment les dispositifs adoptés pour les fondations.

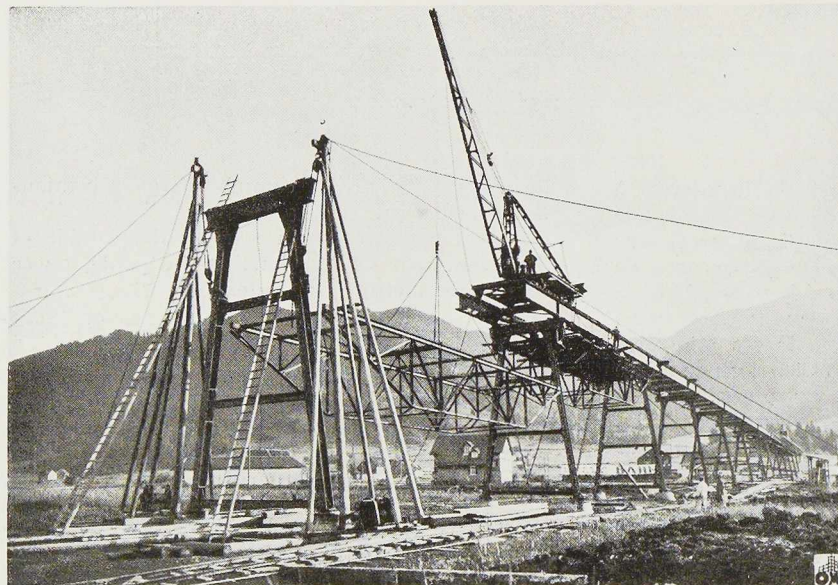


Fig. 305. Montage du pont métallique de Steinbach.

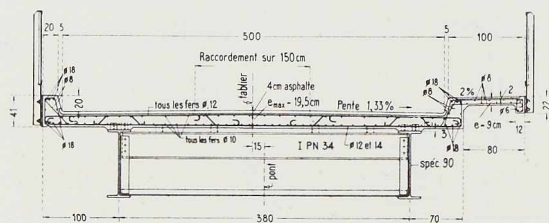


Fig. 306. Coupe transversale dans le pont de Steinbach.

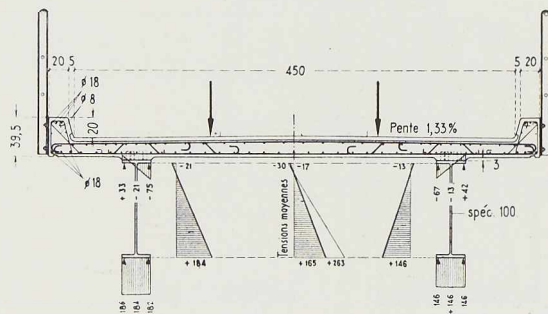


Fig. 307. Tensions dans les poutres principales au milieu de l'ouverture 38-39 du pont de Willerzell.

a) Mouvements verticaux et horizontaux ainsi que torsion de quelques socles des chevalets

Des mouvements horizontaux, à la tête des tours-chevalets dus à la charge, ne furent pas constatés. Les mouvements verticaux des socles des chevalets atteignent au maximum 0,4 mm; ils sont purement élastiques. Les torsions des socles furent au maximum de 9 secondes. Elles furent également purement élastiques.

b) Flèche au milieu de quelques ouvertures

Les flèches mesurées et calculées pour chaque pont sont résumées ci-après pour deux travées. Le calcul fut exécuté en tenant compte de l'effet solidaire de la dalle de béton avec l'ossature métallique et respectivement avec le facteur  $n = 8$  et  $n = 10$  pour le pont de Willerzell et celui de Steinbach.

	Pont de			
	Willerzell		Steinbach	
Ouverture n°	36-37*	37-38	9-10	10-11*
Flèche	calculée mm	6,3	6,8	3,3
	mesurée mm	7,4	8,9	3,5
Rapport $\frac{\text{mesuré}}{\text{calculé}}$ en %	85	77	94	100

\* Les travées 36-37 du pont de Willerzell et 10-11 du pont de Steinbach comportent une poutre cantilever.



**Fig. 308.** Pont de Willerzell d'une longueur de 1.115 mètres.



c) Oscillations verticales des ponts

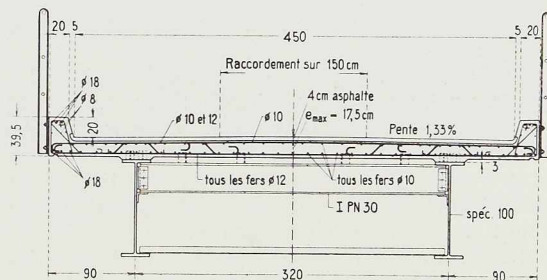
Par suite de la faible hauteur des poutres  $h = \frac{e}{25}$  pour le pont de Willerzell et de  $h = \frac{e}{22}$  pour le pont de Steinbach, ces ponts furent sujets à des oscillations assez violentes.

Suivant l'Ordonnance suisse 1935, le coefficient dynamique à introduire dans les calculs du pont de Willerzell est de  $\varphi = 19\%$ . Le plus grand coefficient dynamique mesuré fut le  $\varphi = 21\%$  lors du passage d'un camion avec une vitesse de 40 km/h. Cette valeur est donc légèrement supérieure à celle prescrite par le calcul.

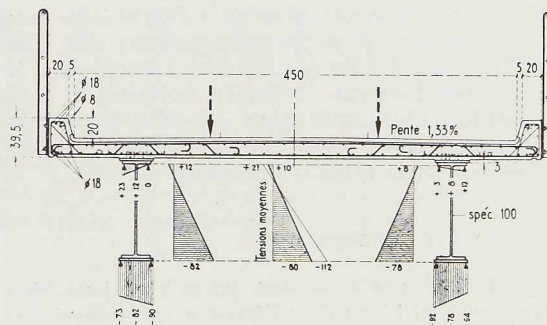
Pour le pont de Steinbach le coefficient dynamique prescrit par le calcul est de  $\varphi = 22\%$ , celui mesuré de  $\varphi = 17\%$  pour une vitesse du camion de 45 km/h.

Des oscillations provoquées lors du passage du pont par un groupe d'hommes au pas de course (environ 3 pas à la seconde) présentaient les amplitudes suivantes :

Nombre hommes	Amplitude mm
31	± 6,6
31	± 8,2
24	± 6,8
20	± 3,2
12	± 3,0



**Fig. 309.** Coupe transversale dans le pont de Willerzell.



**Fig. 310.** Tensions dans les poutres principales dans l'axe de l'appui de la pile 39 du pont de Willerzell.

La fréquence des oscillations était de 2,8 Hertz; le calcul donnait 2,9 Hertz en tenant compte de l'effet solidaire du fer et béton. Les oscillations diminuent rapidement après la cessation de l'impulsion. En tenant compte que les impulsions pour l'obtention de ces oscillations ne sont pas des effets normaux, ces oscillations ne peuvent pas être considérées comme dangereuses.

#### d) Oscillations horizontales

La travée 37-38 du pont de Willerzell fut également soumise à des impulsions en sens horizontal, ceci par le balancement latéral du corps humain au rythme simultané d'un groupe de 9 et de 12 hommes. L'amplitude maximum constatée fut de 2,4 mm.

On peut conclure que les deux ponts répondent aisément aux oscillations malgré leur mode léger de construction, et le fait que la hauteur de poutre est seulement de 1/25 de la portée.

#### e) Mesures de tensions

Des mesures de tensions furent effectuées aux poutres principales. Ces mesures démontrent également que la dalle travaille solidairement avec les poutres.

La figure 307 représente les tensions dans les poutres principales au milieu de l'ouverture 38-39 au chargement de cette ouverture. La membrure supérieure des deux poutres présente des tensions secondaires, provoquées par la déformation de la dalle. Les tensions mesurées atteignent seulement les 63 % de celles calculées.

La figure 310 représente les tensions dans les poutres principales à l'axe de l'appui de la palée 39, au chargement de la travée 38-39. Les membrures supérieures présentent également des tensions secondaires. Les tensions mesurées atteignent ici les 70 % de celles calculées.

Les tensions mesurées sont donc bien inférieures à celles calculées. Ce fait provient sans doute du facteur  $n$  ne correspondant pas à la réalité. En outre on n'a pas tenu compte dans le calcul des tensions du travail solidaire du contreventement dans le plan des ailes inférieures des poutres principales, collaboration qui est très visible dans le résultat des essais.

#### Tenue des ouvrages

Les deux ponts se sont jusqu'à ce jour bien comportés et leur mise à l'épreuve a démontré que la dalle de béton travaille solidairement avec les poutres en acier. Les ponts sont assez sensibles aux oscillations par suite de leur mode de cons-

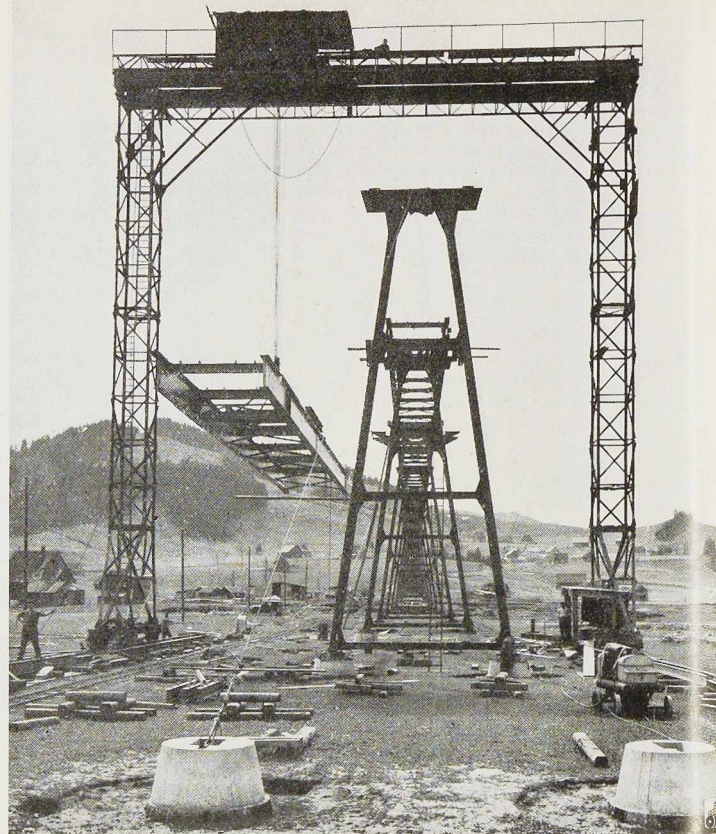


Fig. 311. Montage du pont de Willerzell.

truction légère. Cette particularité n'est pas grave, si l'on tient compte de la très faible circulation que présente la région avoisinante.

Comme prévu des affaissements se sont produits aux palées depuis la mise en service des ponts, sans cependant que la différence admise entre les affaissements de deux appuis consécutifs ne soit atteinte. Il faut remarquer que l'on observe une influence très sensible du niveau du lac sur les affaissements. A un niveau déterminé du lac correspond un enfoncement des fondations qui diminue lorsque le lac baisse.

Au viaduc de Willerzell, le tassement le plus grand constaté aujourd'hui est de 34 mm (palée n° 7). La plus grande différence de tassement entre deux palées consécutives est de 14 mm (travée 0-1).

Au viaduc de Steinbach, ces grandeurs sont respectivement de 93 mm (palée n° 18) et 17 mm (travée 12-13).

Le grand surhaussement de la voie de roulement des deux ponts par rapport au plan d'eau ne laisse guère apparaître ces affaissements.

M. W.



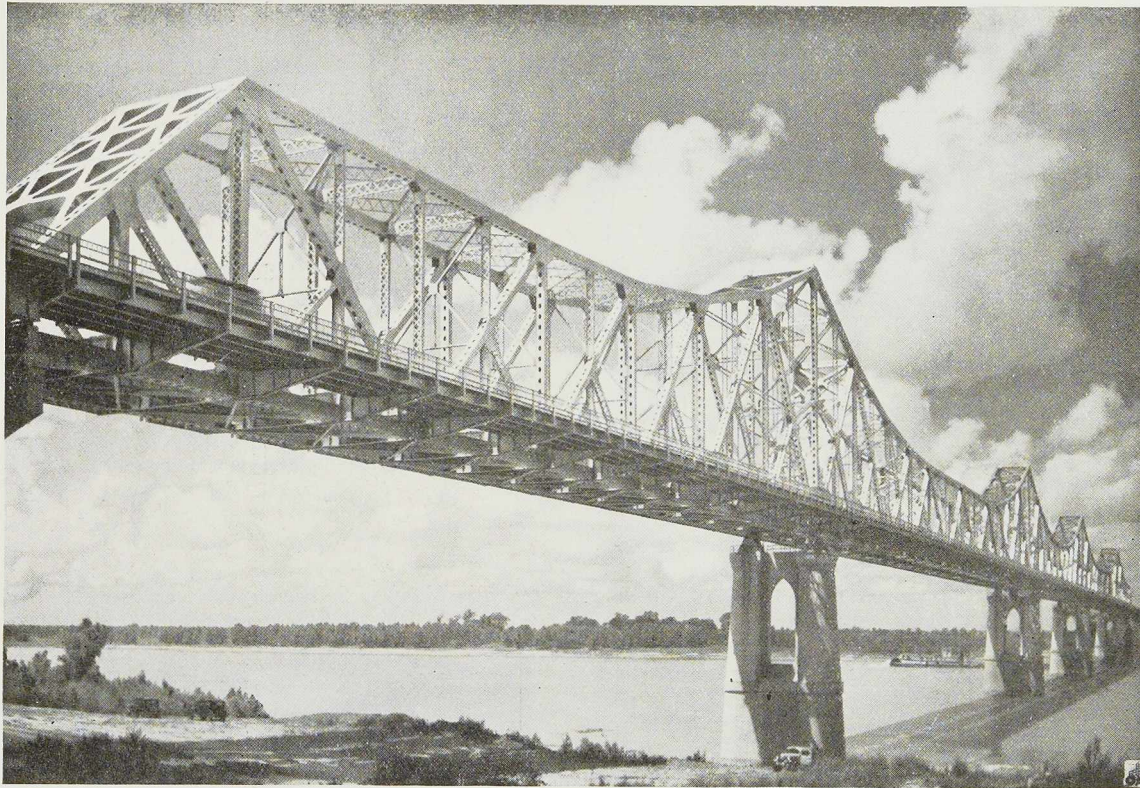


Fig. 312. Pont sur le Mississippi à Baton Rouge (Louisiane) dont les montants et les diagonales sont en plats perforés.

## Les nouvelles spécifications de l'American Institute of Steel Construction (A. I. S. C.) <sup>(1)</sup>

En février 1946, le Conseil d'administration de l'American Institute of Steel Construction (A. I. S. C.) a adopté une nouvelle édition de « spécifications pour les projets de la fabrication et le montage des constructions et bâtiments métalliques ». C'est la première révision importante depuis la publication de l'édition de 1936.

A cette époque, l'A. I. S. C. avait porté la ten-

sion de travail de l'acier de 12,7 à 14,1 kg/mm<sup>2</sup>. Cette modification se justifiait par l'augmentation de la limite d'élasticité de l'acier de charpente dit A7 <sup>(2)</sup> dans les normes de l'American Society for Testing Materials (A. S. T. M.).

<sup>(1)</sup> Cet article est une adaptation de l'étude de M. T. R. Higgings, directeur des Services techniques de l'A. I. S. C. parue dans la revue *Engineering News Record*, n° du 17 octobre 1946.

<sup>(2)</sup> L'acier A7 a les caractéristiques mécaniques suivantes : Pour les profilés dont la section dépasse 625 mm<sup>2</sup> et pour les plats de plus de 5 mm d'épaisseur, la charge de rupture est de 42 à 51 kg/mm<sup>2</sup> avec une limite élastique au moins égale à 0,5 de la charge de rupture (sans être inférieure à 23,2 kg/mm<sup>2</sup>) et un allongement de 22 % minimum sur éprouvette de 50 mm de longueur entre repères.

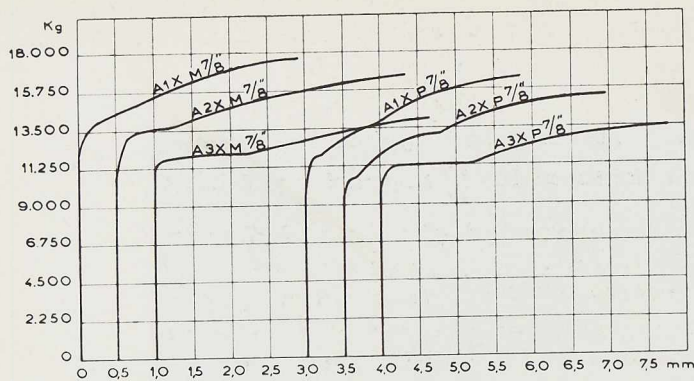


Fig. 313. Résultats d'essais de traction des rivets de 7/8" de diamètre (voir aussi le tableau I).

La première moitié de la décade, qui suivit la publication de l'édition de 1936, fut marquée par une activité considérable dans le domaine de la recherche expérimentale. Les problèmes relatifs aux nœuds et assemblages ont notamment attiré l'attention des chercheurs. La guerre a interrompu presque complètement les travaux de recherches, car toutes les énergies se devaient de se consacrer au développement de la production de guerre. Toutefois, le travail intensif, fait pendant les hostilités, a permis d'acquérir une riche expérience dont on pouvait profiter en temps de paix. Dès la cessation des hostilités, la Commission des Spécifications de l'A. I. S. C. a estimé souhaitable de réexaminer ses spécifications antérieures à la lumière des progrès récents survenus en construction métallique.

Il peut être intéressant de mettre en relief les principales modifications apportées au règlement américain et de souligner les raisons qui ont présidé aux changements.

#### Emploi de colonnes à grand élanement

Le nouveau règlement autorise l'emploi d'éléments principaux sollicités à la compression (non soumis aux chocs et aux vibrations) dont le rapport d'élanement  $\frac{l}{r}$  est supérieur à 120 mais ne dépasse pas 200. Dans ce rapport,  $l$  est la longueur non contreventée de la colonne,  $r$  étant le rayon de giration de la section considérée.

Par « élément principal sollicité à la compression » on entend un élément dont la rupture provoquerait l'écroulement de toute la construction ou d'une notable partie de celle-ci.

Les colonnes dont l'élanement est supérieur à

120 seront calculées par la formule de Rankine-Gordon

$$f = \frac{18.000}{1 + \frac{l^2}{18.000 r^2}} \text{ (en livres/pouce carré)}$$

$$= \frac{1.266}{1 + \frac{l^2}{18.000 r^2}} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

affectée d'un coefficient de réduction

$$1,6 - \frac{l}{200 r}$$

Ce coefficient varie de 1 (pour  $\frac{l}{r} = 120$ ) à 0,6 (pour  $\frac{l}{r} = 200$ ).

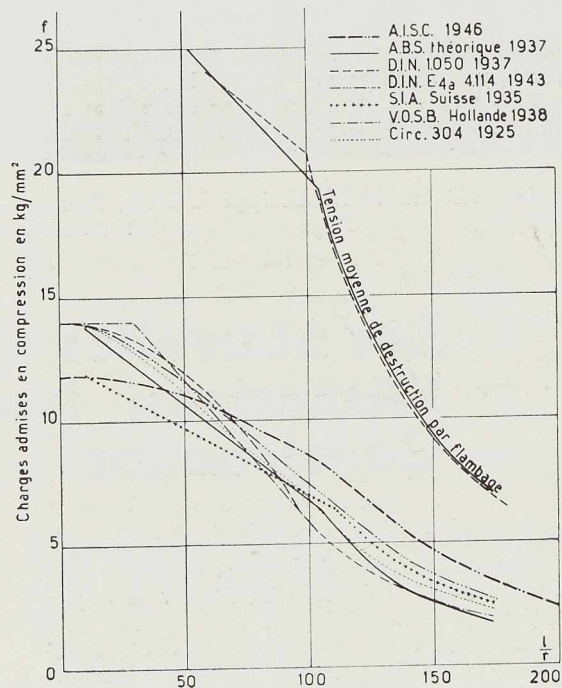


Fig. 314. Charges admises en compression suivant divers règlements. Notons que pour des élanements au delà de 70, le règlement américain admet des valeurs supérieures à celles des autres règlements.



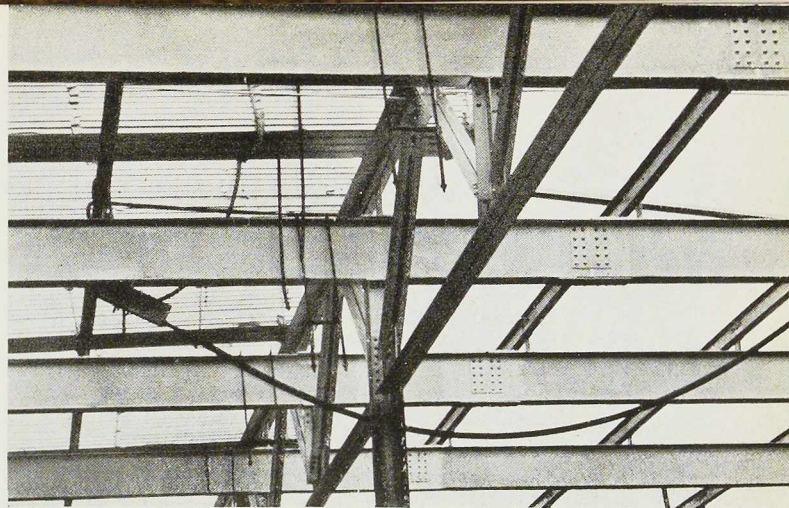
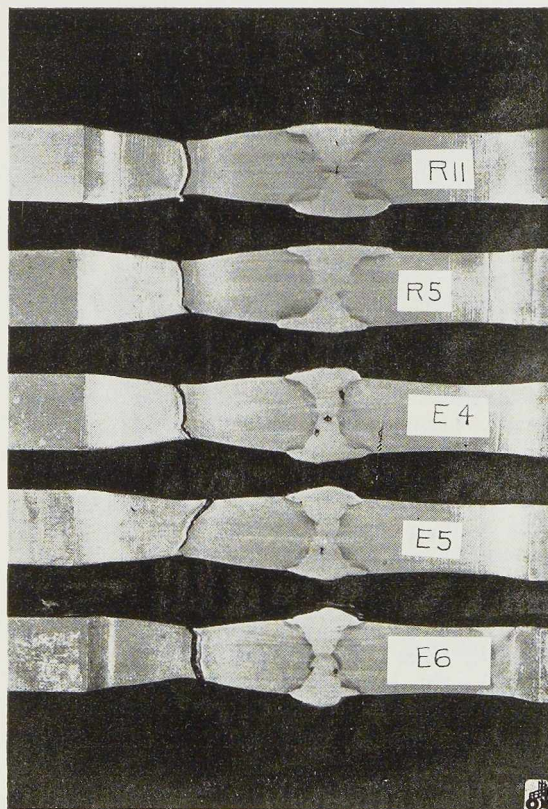
### Revision des tensions de flambage

Les éditions précédentes des spécifications de l'A. I. S. C. admettaient qu'une poutre de grande longueur sans appui latéral périssait par flambage latéral sous une charge sensiblement inférieure à celle supportée par des poutres analogues possédant un appui latéral.

Pour tenir compte de ce fait, les spécifications prescrivaient une réduction progressive des taux de travail admissibles au fur et à mesure que le rapport  $\frac{\text{portée}}{\text{largeur}}$  de la poutre augmentait de 15 à 40, cette dernière valeur étant considérée comme prohibitive.

Les recherches ont toutefois démontré que l'on pouvait attribuer une certaine capacité utile aux

**Fig. 315.** Essais de traction des éléments métalliques soudés bout-à-bout.



**Fig. 316.** D'après les nouvelles spécifications américaines, les efforts dans les poutres continues (à l'appui) peuvent être majorés de 20 %.

poutres dont le rapport  $\frac{\text{portée}}{\text{largeur}}$  dépassait 40, car leur résistance dépendait d'autres facteurs que la portée et la largeur.

Dans une poutre élancée, ce sont les éléments s'opposant à la torsion qui interviennent dans la résistance au flambage. L'épaisseur et la largeur des semelles ont notamment un important rôle à jouer.

Par l'extension de la théorie donnée par S. Timoshenko dans son ouvrage *Theory of Elastic Stability*, M. Karl De Vries est arrivé à déduire une formule tenant compte de toutes ces variables. Cette formule se présente sous la forme suivante (en livres/pouce carré) :

$$f = 12 \times 10^6 \frac{bt}{ld}$$

( soit en kg/cm<sup>2</sup> :  $843.680 \frac{bt}{ld}$  )

dans laquelle

$f$  est l'effort de compression sur les fibres extrêmes des profilés et des poutres composées;

$l$  la longueur libre;

$d$  la hauteur de l'élément;

$b$  la largeur de l'aile; et

$t$  l'épaisseur de l'aile travaillant à la compression.

La Commission de l'A. I. S. C. a estimé que les notes explicatives se trouvant dans le mémoire de M. De Vries justifiaient l'adoption de cette formule. En conséquence les nouvelles prescriptions américaines autorisent d'adopter la tension de 14 kg/mm<sup>2</sup>, tant que le rapport  $\frac{ld}{bt}$  ne dépasse pas 600.

Une comparaison entre les tensions admissibles autorisées par le rapport  $\frac{ld}{bt}$  et les anciennes formules basées sur la relation  $\frac{l}{b}$  montre, pour le cas des poutrelles laminées, un accroissement de la longueur libre pour laquelle il est permis d'employer la tension de 14 kg/mm<sup>2</sup>.

### Tensions dans les rivets et boulons

Une modification à noter dans les nouvelles spécifications consiste à admettre pour les rivets et boulons en traction simple, les mêmes tensions que pour les éléments qu'ils assemblent.

Cette clause a été adoptée à la suite d'une série d'essais sur rivets sollicités à la traction simple.

Le tableau I, établi par le professeur C. R. Young, permet de se faire une idée du comportement des rivets en traction.

La résistance à la traction des rivets fut obtenue

TABLEAU I

Epreuves			Charge totale sur le rivet tonnes	Résistance à la traction des rivets		Résistance à la traction moyenne des barres qui ont servi à la fabrication des rivets kg/mm <sup>2</sup>
Désignation	diamètre en pouce	Mode de pose		Avant la pose kg/mm <sup>2</sup>	Après la pose kg/mm <sup>2</sup>	
A1x	5/8	M	10,8	55,1	45,5	37,2
A2x	5/8	M	10,2	51,2	42,4 (1)	
A3x	5/8	M	10,3	51,4	42,3	
A1x	5/8	P	11,6	58,4	48,5	
A2x	5/8	P	10,3	52,5	43,0	
A3x	5/8	P	9,1	46,1	38,8	
A1x	3/4	M	17,1	60,0	51,2 (2)	39,2
A2x	3/4	M	15,2	53,0	45,4	
A3x	3/4	M	13,8	48,0	41,0 (3)	
A1x	3/4	P	15,7	55,0	46,8	
A2x	3/4	P	14,4	50,0	42,5	
A3x	3/4	P	13,9	49,2	41,4	
A1x	7/8	M	19,1	49,1	42,6	32,3
A2x	7/8	M	18,1	47,0	40,6	
A3x	7/8	M	16,1	41,6	36,4	
A1x	7/8	P	18,3	47,3	41,2	
A2x	7/8	P	16,6	45,2	37,8	
A3x	7/8	P	15,2	38,8	33,8	

N. B. — Les lettres M et P indiquent respectivement que la pose a été effectuée à la machine ou au moyen d'un marteau pneumatique.

(1) Tête cisailée.

(2) et (3) Tête excentrée.

en divisant la charge totale appliquée extérieurement au rivet par la section du rivet. L'acier des barres employées pour la fabrication des rivets de 3/8 de pouce et 3/4 de pouce de diamètre était conforme aux spécifications A 141-39 de l'A. S. T. M.

La résistance à la traction des barres ayant servi à la fabrication des rivets de 7/8 de pouce était légèrement inférieure.

La tension initiale due au retrait n'a qu'une faible influence sur la résistance à la traction des rivets; cela résulte de la comparaison des tensions sous l'effet des charges extérieures et de la résistance à la traction des barres. A ce sujet, il est intéressant d'étudier les résultats des essais de traction des rivets de 7/8 de pouce de diamètre (fig. 314). Ces résultats montrent clairement qu'il ne se produit pas d'allongement appréciable tant que les tensions internes initiales ne sont pas dépassées par les charges extérieures.

### Tensions dans les soudures bout-à-bout

Des essais faits à la station expérimentale de la Faculté technique de l'Université de l'Illinois (U. S. A.), il résulte que le métal d'apport est au moins aussi résistant que le métal de base. Aussi, l'A. I. S. C. a admis, pour les soudures bout-à-bout (section du cordon de soudure), un taux de travail unitaire de 14 kg/mm<sup>2</sup> tant en traction qu'en compression (résistance à l'écrasement). Quant au cisaillement, le taux de travail admis est de 9,5 kg/mm<sup>2</sup>.

### Efforts dans les poutres continues

Pendant la deuxième guerre mondiale, le War Production Board a édicté des spécifications provisoires permettant de relever les efforts admissibles dans les poutres continues. Après avoir examiné le problème avec soin, l'A. I. S. C. n'a pas cru devoir recommander l'emploi de ces tensions en temps de paix. Malgré les progrès réalisés dans l'étude des poutres continues, on a estimé qu'il fallait encore des données complémentaires pour pouvoir établir une nette distinction entre les taux de travail admissibles, pouvant être adoptés dans le cas des constructions hyperstatiques calculées par des méthodes précises et dans celui des constructions calculées empiriquement.

Toutefois, dès maintenant, l'A. I. S. C. a autorisé un relèvement des efforts de flexion allant jusque 20 %, sans toutefois dépasser une tension





de 17 kg/mm<sup>2</sup>, ces tensions majorées ne s'appliquent toutefois qu'à certains éléments des poutres continues.

#### Poutres simplement appuyées et poutres continues

Lorsqu'on compare une poutre à deux travées adjacentes simplement appuyées et une poutre continue de même portée et supportant les mêmes charges, on admet que le moment fléchissant maximum a, comme expression,  $\frac{pl^2}{8}$ .

Toutefois, en examinant le problème de plus près, on constate que la capacité portante des deux systèmes n'est pas la même.

Une charge, qui provoquerait la rupture de la poutre simplement appuyée, n'aurait pas le même effet sur une poutre continue. Dans ce dernier cas, une telle charge constitue simplement la limite au delà de laquelle les efforts dus au moment négatif au droit de l'appui intermédiaire cessent d'apporter leur contribution dans la résistance à un moment fléchissant supérieur. L'action qui se passe dans les poutres continues sous l'effet de ces charges ou des charges plus grandes est le résultat de la ductilité du métal.

Pour bien comprendre le mécanisme du problème dans sa forme la plus simple, on peut admettre qu'aucune charge supplémentaire ne pourrait être placée sur une poutre simplement appuyée, sans l'effondrement complet de la poutre, une fois que les fibres extrêmes résistant au moment positif ont atteint la limite élastique de 24 kg/mm<sup>2</sup>. On peut également admettre que rien ne soulage plus ces mêmes fibres dans une poutre encastrée après que les extrémités encastrées ont atteint la tension de 24 kg/mm<sup>2</sup>. Ces deux suppositions sont erronées, ainsi que l'ont montré les travaux expérimentaux du professeur britannique J. E. Baker. Toutefois, ces hypothèses constituent une base pour déterminer l'utilité relative de ces deux types de poutres, lorsque chacune d'elles est chargée presque jusqu'à sa destruction.

#### Les poutres encastrées peuvent porter des charges plus grandes

Dans une poutre simplement appuyée, le moment fléchissant au milieu a comme valeur  $\frac{pl^2}{8}$  dans une poutre encastrée aux deux extrémités, le moment au milieu de la portée est égal à  $\frac{pl^2}{12}$ .

Les modules de section pour les deux types seront donc dans le rapport de 3 à 2. Les tensions de 14 kg/mm<sup>2</sup> seront atteintes au milieu de la portée dans le cas des poutres simplement appuyées et aux extrémités dans le cas des poutres encastrées. On pourra ensuite ajouter d'autres charges à ces poutres jusqu'à ce que les fibres extrêmes au milieu de la portée atteignent la valeur de 24 kg/mm<sup>2</sup>.

Tant que les fibres extrêmes aux encastres n'atteignent pas cette valeur de 24 kg/mm<sup>2</sup>, les moments produits par l'accroissement des charges seront répartis dans la proportion suivante : 2/3 aux extrémités, 1/3 au milieu de la portée.

Ainsi, lorsque la tension dans les fibres extrêmes n'est que la moitié de la valeur de 24 kg/mm<sup>2</sup>, la charge totale portée par la poutre encastrée équivaut à celle qui produirait la rupture d'une poutre simplement appuyée.

Au delà de ce point, on admettra que la partie de la poutre au-dessus de l'appui se déforme simplement, grâce à la ductilité de l'acier, sans prendre à son compte un supplément de charge, tandis que la section au milieu de la portée porte la charge additionnelle.

Même sur la base de ces hypothèses, il est évident que la charge de rupture pour la poutre encastrée sera au moins double de celle d'une poutre simplement appuyée. Les essais effectués aux Etats-Unis ont montré qu'en réalité cette charge était considérablement plus élevée.

Se basant sur ces considérations, l'augmentation de 20 % permise dans les tensions de travail à la flexion pour poutres continues à deux travées au droit de l'appui intermédiaire ne constitue qu'un modeste pas dans la tentative de délimiter les capacités réelles entre les poutres continues et les poutres simplement appuyées.

#### Semelles perforées

La fonction des plaques d'assemblage et des diagonales peut être assurée par des semelles continues, perforées d'une suite de trous d'accès. La largeur nette de ces tôles (trous déduits) doit être capable de résister aux efforts axiaux, à condition que :

- a) Le rapport de la longueur (dans le sens de l'effort) à la largeur du trou soit inférieur à deux;
- b) La distance nette entre les trous, dans le sens de l'effort, ne soit pas inférieure à la distance transversale entre les rangées les plus proches de rivets ou de soudures;
- c) Que le rayon des trous soit au minimum de 1 pouce et demi (38 mm).



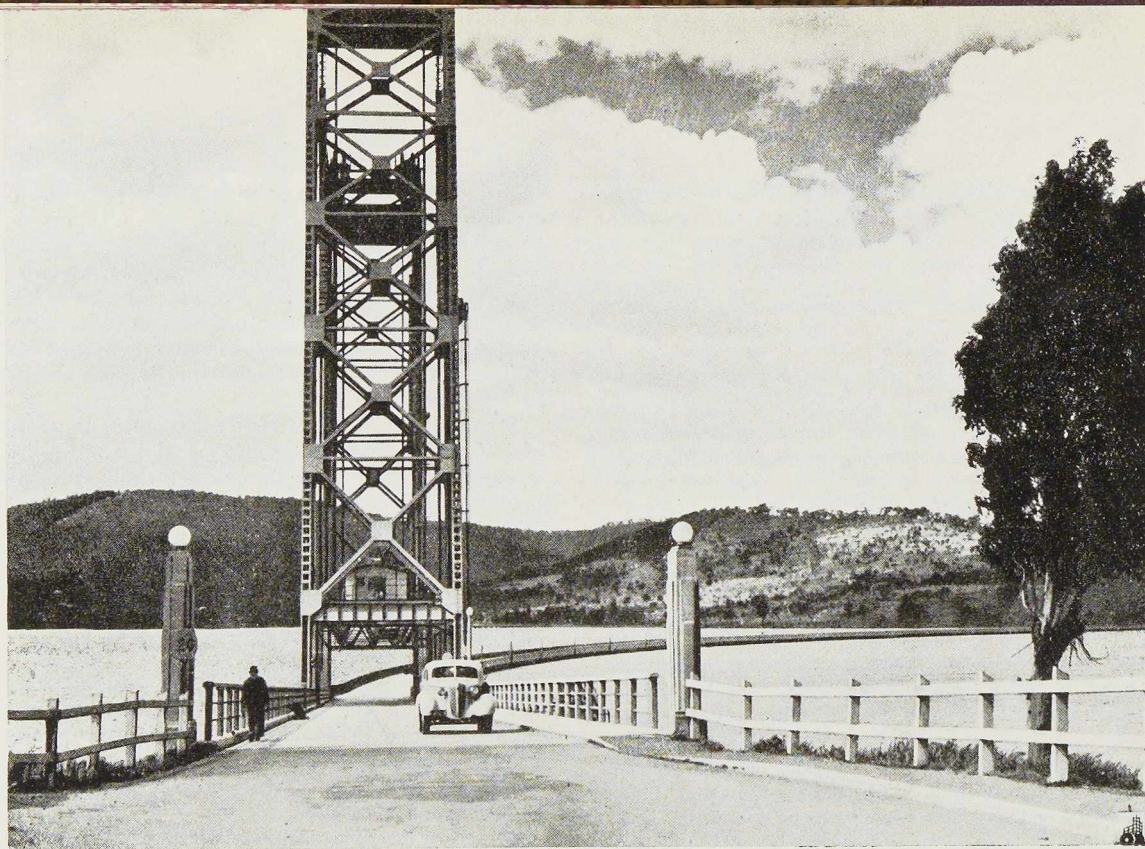


Photo « Australian News & Information Bureau ».

## Le pont sur le Derwent River à Hobart (Tasmanie)

Il y a des années que les habitants de la Tasmanie sentaient la nécessité d'avoir un nouveau pont pour réunir les districts agricoles de l'Est au port et au marché de la ville de Hobart, principale agglomération de l'île.

Dans l'Almanach James Rose, publié à Hobart en 1833, un mémoire traitait de la possibilité d'établir une communication permanente à travers le Derwent River, au moyen d'un pont flottant. L'auteur du mémoire, le Capitaine William Jacob du Régiment d'artillerie de Bombay, avait joint à son exposé un projet du pont.

Cent trois ans plus tard, M. A. W. Knight, ingénieur au Département des Travaux Publics à Canberra (Australie), obtenait les brevets nécessaires pour un pont flottant sur pontons.

Si le pont franchissant le Derwent River à Hobart avait été réalisé suivant les procédés classiques, il aurait coûté 1.000.000 de £ ce qui aurait

constitué une charge trop lourde pour la population de cette île, qui n'est que de 227.000 habitants.

Le projet de M. Knight consiste en un pont reposant sur pontons flottants. Cet ouvrage est pourvu en outre d'une travée levante, et de travées d'accès, d'un coût total de 500.000 £ (environ 90 millions de francs belges), une charge supportable pour les contribuables de l'île.

La longueur totale du nouveau pont sur le Derwent River, y compris la travée levante et les travées d'approche, est de 975 mètres. L'ouvrage est composé de 24 pontons en béton rigidement reliés entre eux, excepté en ce qui concerne les chambres à air qui assurent leur flottaison. Le pont est pourvu d'un joint de dilatation au milieu de sa longueur.

Les travaux ont été exécutés par la *Timms Bridge Construction Co.*



## Le pont de Tortosa sur l'Ebre (Espagne)

C'est pendant la seconde guerre mondiale, alors que la plupart des revues techniques ne paraissaient pas, que les Autorités espagnoles ont inauguré le nouveau pont de Tortosa, sur le fleuve Ebre. Il n'est pas trop tard pour parler de ce remarquable travail, l'un des premiers réalisés par soudure, en Espagne. Cet ouvrage, entièrement soudé, présente des dispositions techniques originales et occupe une place importante parmi les travaux notables exécutés en Espagne pendant la dernière décennie.

### Dispositions générales et arcs

Le pont de Tortosa se compose de trois travées de  $54^m60$ ,  $55^m40$  et  $54^m60$ . Le système portant de travées est constitué par deux poutres à arcs, du type Langer <sup>(1)</sup>.

Le tablier du pont livre passage à une chaussée de  $6^m50$  de largeur, ainsi qu'à deux trottoirs en porte-à-faux, de  $1^m50$  de largeur chacun. Les arcs ont la forme d'une parabole du second degré, de 8 mètres de flèche. Le rapport de la flèche à la

portée est très faible, étant de  $1/17$  environ. La section transversale de l'arc est en caisson. Chaque arc est formé de deux plats de  $450 \times 20$  mm, renforcés vers la naissance par des plats latéraux de  $350 \times 15$  mm. Les arcs, dont l'épaisseur est constante, sont espacés de  $7^m40$  d'axe en axe.

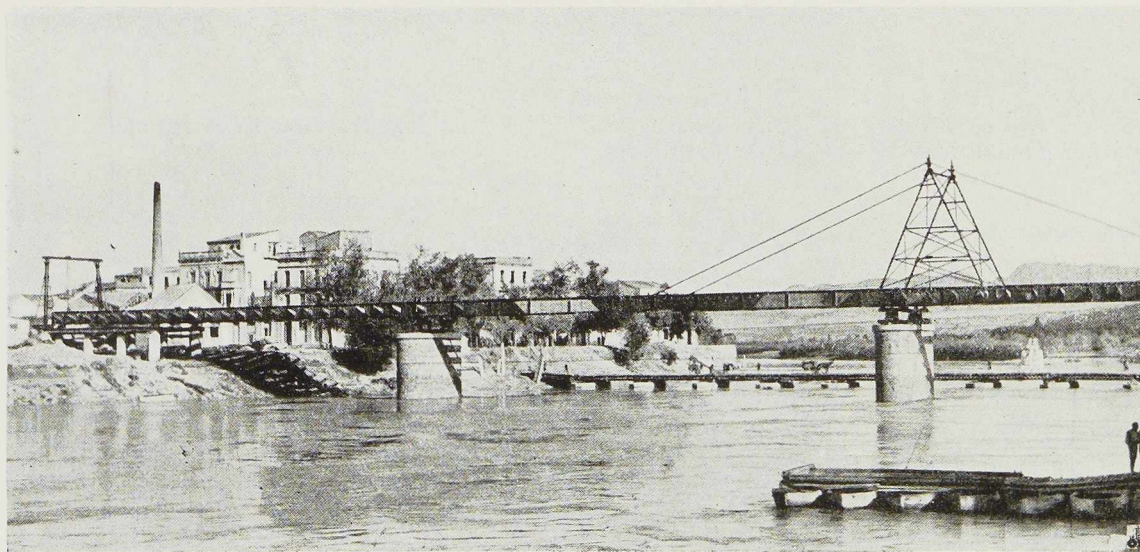
### Tirants-poutres de rigidité

Etant donné la portée de la travée, il a paru souhaitable de choisir pour le tirant un profil à âme pleine, facile à exécuter.

Le profil choisi est un double T de  $1^m66$  de hauteur, soit  $1/35$  de la portée; il est composé d'une âme de  $1.600 \times 15$  mm et de deux ailes de  $1.450 \times 30$  mm assemblées par soudure (fig. 321). Près des naissances, sur une longueur de  $4^m20$ , l'épaisseur de l'âme a été portée à 25 mm,

(1) Dans les ponts qui portent le nom de l'ingénieur autrichien Langer, les arcs ont une inertie beaucoup plus faible que les tirants. La hauteur de ceux-ci est généralement comprise entre  $1/25$  et  $1/40$  de la portée. Le rapport de la flèche à la portée des poutres Langer se situe d'habitude entre  $1/8$  et  $1/9$ .

Fig. 318. Le pont de Tortosa sur l'Ebre. Vue prise au cours du montage. Noter le chevalet utilisé pour le lançage de la poutre droite.



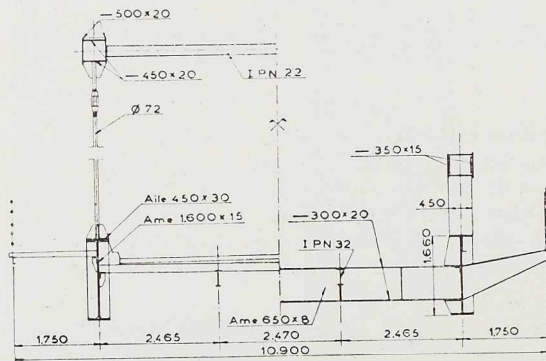


Fig. 319. Coupes transversales.

toises, supportant des longrines. Les entretoises sont réalisées au moyen de poutrelles laminées en double T de 690 mm de hauteur. Le pont est muni d'un contreventement inférieur formé par les entretoises et d'un contreventement supérieur formé par des poutres en K. Ce dernier système présente des avantages sur le contreventement en croix de Saint-André, notamment par la simplicité des nœuds. Les diagonales des poutres en K sont constituées par des cornières de  $80 \times 80$ ; les pièces transversales sont des poutrelles PN 22.

Les garde-corps sont formés de tubes d'acier de 1 pouce et demi de diamètre, placés entre potelets constitués par deux cornières de  $80 \times 80 \times 8$ ,

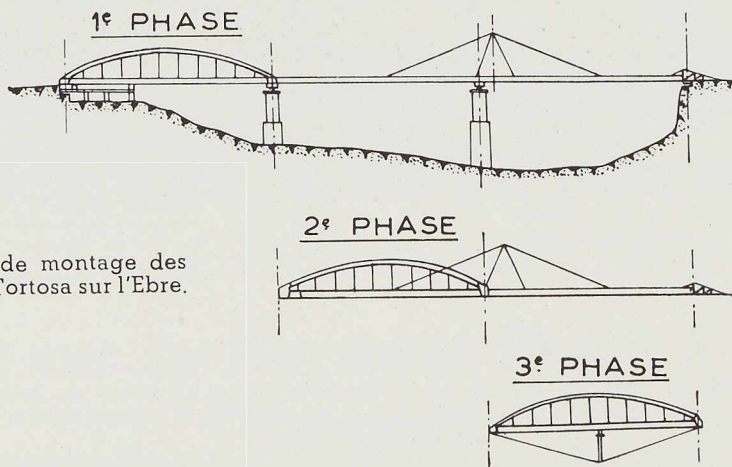


Fig. 320. Phases de montage des arcs du pont de Tortosa sur l'Ebre.

ceci en vue de résister aux efforts tranchants maxima produits par la jonction du tirant avec l'arc.

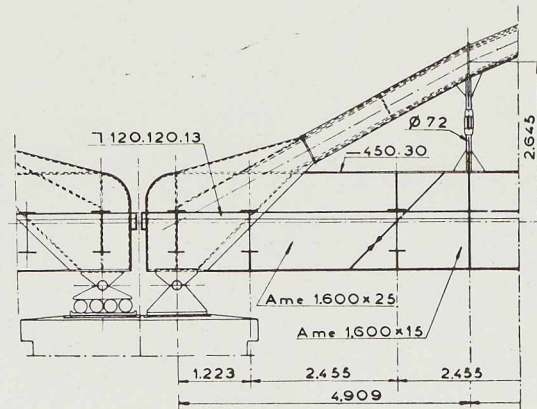
#### Suspentes

Espacées de 4<sup>m</sup>90 d'axe en axe, les suspentes sont formées de tiges en acier de 72 mm de diamètre. C'est là une disposition très simple, qui permet de réaliser la soudure et faciliter l'assemblage des suspentes avec les tirants et les arcs. Des manchons spéciaux permettent des mouvements verticaux des tiges de suspension.

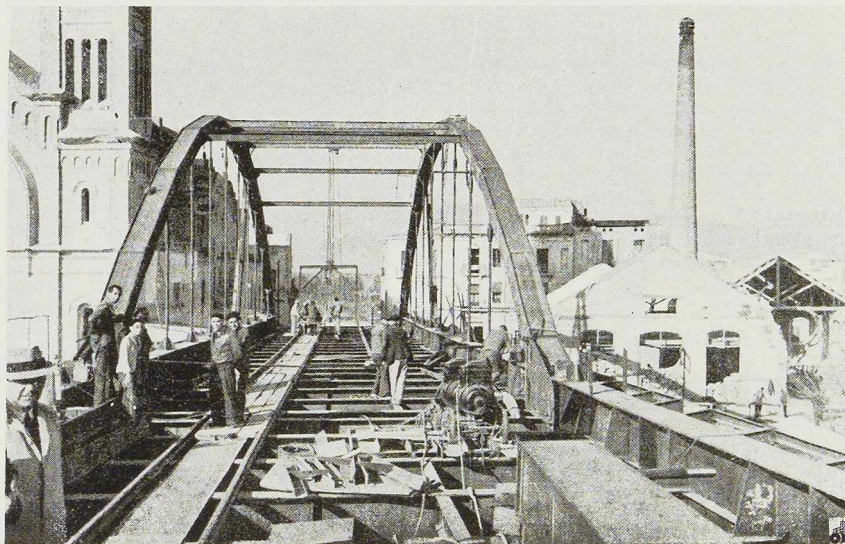
#### Tablier, contreventement et garde-corps

Le tablier est porté par un système d'entre-

Fig. 321. Détail des appuis.



**Fig. 322.** Vue d'enfilade du pont de Tortosa prise pendant les travaux.



formant caisson. Pour des raisons esthétiques, ces potelets ont reçu une couverture en duralumin.

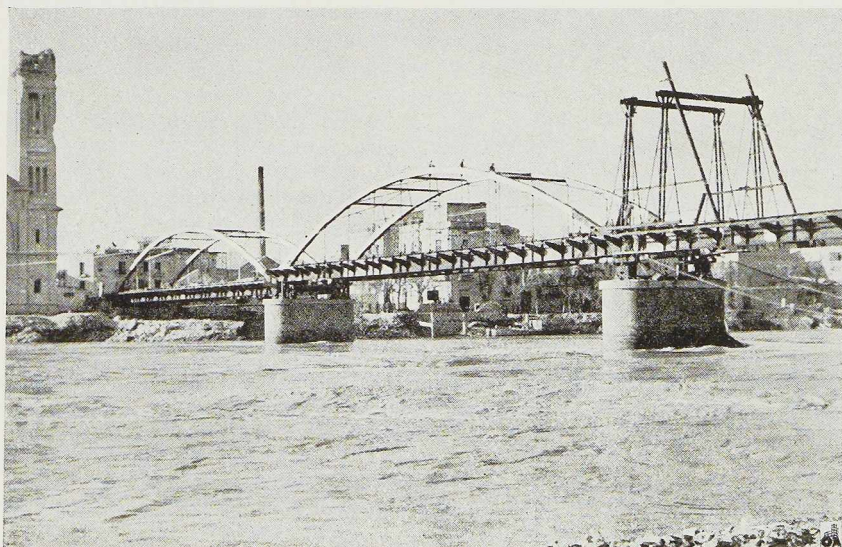
#### **Appareils d'appui**

Les appuis mobiles sont constitués par un système de quatre rouleaux cylindriques de 200 mm et de 620 mm de génératrice en acier Siemens-Martin. Quant aux appuis fixes, ils sont en acier coulé.

#### **Comparaison économique**

L'emploi de la soudure a permis de réduire les sections et de supprimer les goussets, d'où une économie de matière de l'ordre de 15 à 20 %.

Si l'on compare la solution adoptée à Tortosa (travée de 54 mètres de portée avec une largeur de 6<sup>m</sup>50), avec un pont de 60 mètres de portée et de 4<sup>m</sup>50 de largeur, du *Recueil officiel espagnol des ponts-routes métalliques*, on constate ce qui suit :



**Fig. 323.** Montage du troisième arc du pont de Tortosa sur l'Ebre au moyen de deux portiques.

Section mm <sup>2</sup>	Limite élastique kg/mm <sup>2</sup>	Charge de rupture kg/mm <sup>2</sup>	Allon- gement ‰	Striction ‰
78,50	43,90	50,30	28	—
78,54	37,69	46,35	24,80	39,16
78,54	39,72	46,86	23,80	43,74
78,54	41,38	50,29	18,6	42,24
78,54	44,18	49,02	19,6	32,76

Tableau I : Essais sur éprouvettes en métal d'apport (électrode OK 49).

Pont de 60 mètres du *Recueil officiel* :

Poids propre du pont sans pavement :	175.000 kg
Par mètre courant :	$\frac{175.000}{60} = 2.920$ kg
Surcharge . . . . .	3.775 kg
Charge totale par mètre courant . . . . .	<u>6.695 kg</u>

Pour le pont de Tortosa d'une portée de 54 mètres :

Poids propre du pont sans pavement :	155.500 kg
Poids par mètre courant :	$\frac{155.500}{54} = 2.880$ kg
Surcharge . . . . .	6.012 kg
Charge totale par mètre courant . . . . .	<u>8.892 kg</u>

Rapport :  $r = \frac{8.892}{6.695} = 1,33$ .

A égalité d'effort supporté, le poids des deux travées s'établit comme suit :

Travée de 60 mètres :  $p = 2.920 \times 1,33 = 3.884$  kg  
 Travée de 54 mètres :  $p = 2.880$  kg  
 par mètre courant,

soit un allègement théorique de 1.004 kilos par mètre courant, ce qui revient à dire que le pont de Tortosa représente une économie de matières d'environ 26 %, due principalement à l'emploi de la soudure.

### Soudure

La construction a commencé par l'exécution des poutres de rigidité de 1<sup>m</sup>60 de hauteur. On a réalisé en atelier des tronçons de 11 mètres de longueur, assemblés par soudure à l'aide de tambours de 2<sup>m</sup>20 de diamètre. Toutes les soudures ont été effectuées au moyen d'électrodes O.K. 49 de 4 à 5 mm de diamètre. Ces travaux de soudure ont été confiés à la S. A. Esab Ibérica. Les autorités techniques espagnoles ont procédé à des essais de pliage et de résilience, lesquels ont montré la bonne tenue des soudures.

### Essais de réception des matériaux

De nombreux essais ont été faits tant sur le métal de base que sur le métal d'apport. Les

Section mm <sup>2</sup>	Angles de pliage degrés	Observations
39,7 × 9,8	135	} soudés au plafond
39,7 × 10	35	
40 × 9,8	36½	
31,7 × 10	80	} soudures montantes à 45°
31,7 × 10	131½	

Tableau II : Essai de pliage d'éprouvettes soudées.

résultats de certains de ces essais sont consignés dans les deux tableaux ci-dessus.

### Montage

Les deux piles en rivière étant construites, le pont a été monté sans échafaudage. Les poutres de rigidité sont continues, d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Elles ont été construites sur la rive droite du fleuve, et réunies par les pièces de pont transversales, de manière à constituer une structure rigide, dont on a augmenté la raideur en montant au milieu de la longueur un pylône de 12 mètres de hauteur. Du sommet de ce pylône partaient de chaque côté trois câbles de 37 mm de diamètre aboutissant aux poutres à une distance de 29 mètres de l'axe du pylône. La structure ainsi raidie a été lancée sur des rouleaux, les appareils d'appui étant posés sur les piles et les culées. Les arcs ont été soudés ensuite sur l'ossature du tablier, tous les éléments de l'ouvrage étant assemblés par soudure électrique.

### Poids et prix

Le tonnage de l'acier laminé mis en œuvre pour la construction d'une travée s'établit comme suit : arcs, 38,7 t; poutres de rigidité, 59,2 t; suspentes, garde-corps, etc., 64,5 t.

L'ouvrage entier a nécessité la mise en œuvre de 457 tonnes d'acier. Les dépenses engagées pour la construction du pont de Tortosa se sont élevées à environ 1 million et demi de pesetas, soit environ 6.000.000 de francs belges.

Le pont de Tortosa, dont les lignes sobres s'harmonisent bien avec le cadre un peu austère qui l'entoure, a été construit pour le compte de l'Administration espagnole des Ponts et Chaussées.

La réalisation de l'ouvrage a été confiée à la S. A. Esab Ibérica, qui a délégué son ingénieur M. J. Martinez Paris pour diriger les travaux de soudure et de montage. Le professeur Ed. Torroja a été l'ingénieur-conseil de l'entreprise adjudicataire.



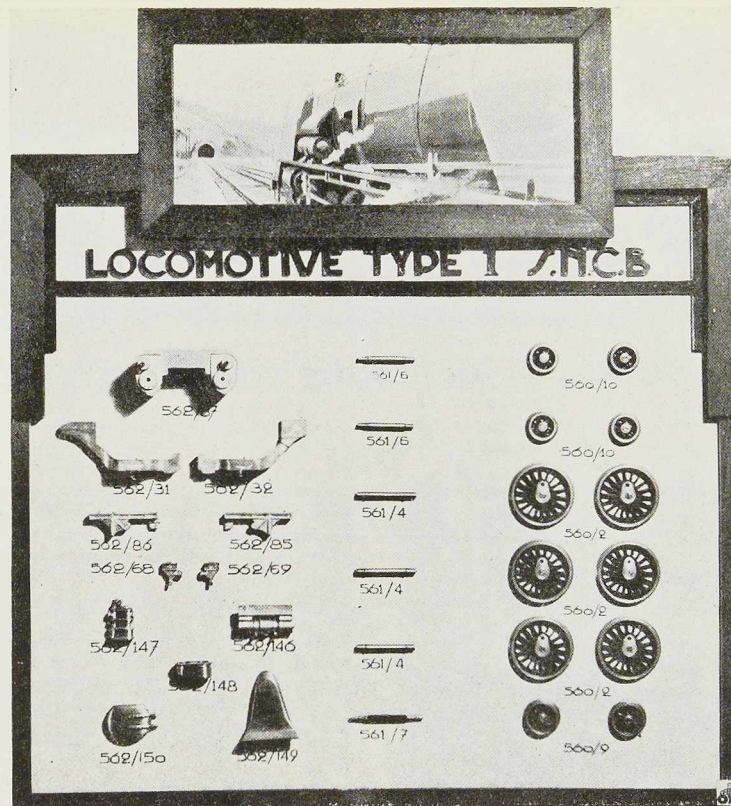


Fig. 324. Jeu de pièces nécessaires à la construction d'une locomotive type 1 S. N. C. B.

## Aperçu sur la technique des jouets métalliques

par F. Lebbe

Sous le nom de jouets, on groupe une grande variété d'objets servant à l'amusement des enfants, dans la fabrication desquels l'acier joue un rôle essentiel. Parmi ces fabrications, les modèles de chemins de fer, de fourneaux de cuisine,

jeux de construction, constituent une industrie dont l'importance étonne.

### Fabrication des jouets en métal

La fabrication des jouets en métal a pris un

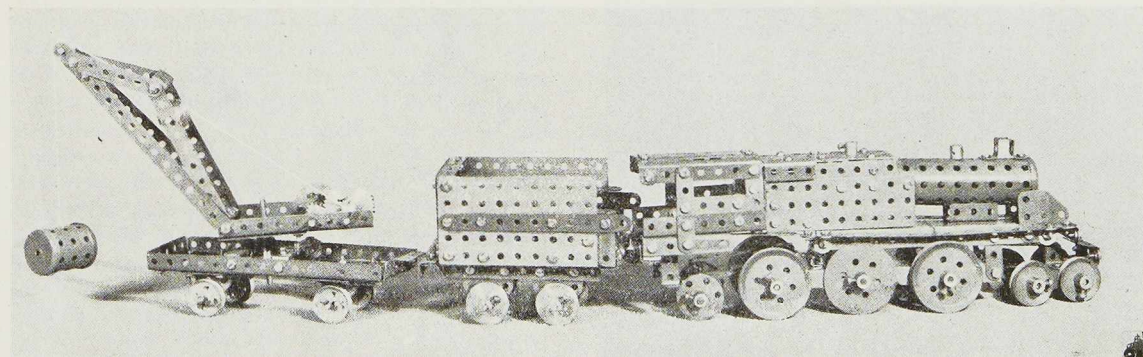


Fig. 325. Locomotive avec wagon-grue, construits avec les pièces métalliques d'une boîte de construction.

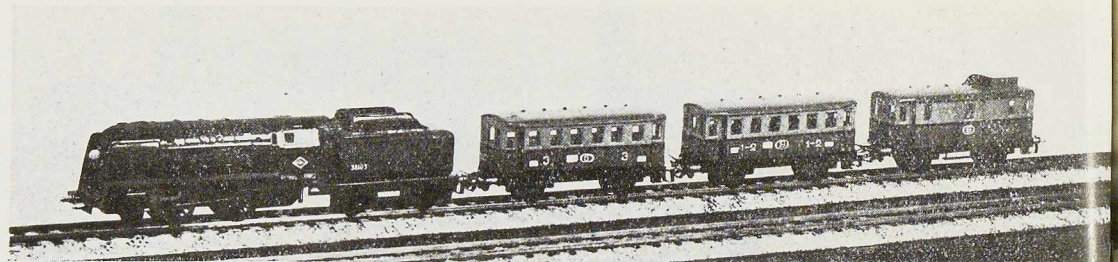


Fig. 326. Jouet métallique reproduisant un train du réseau belge.

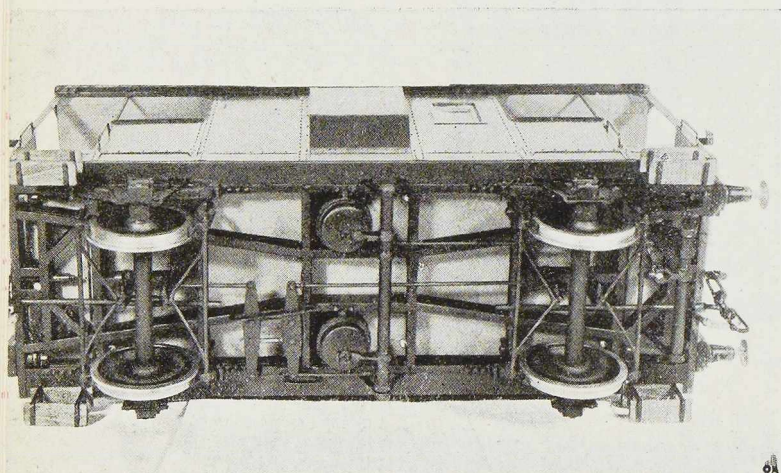
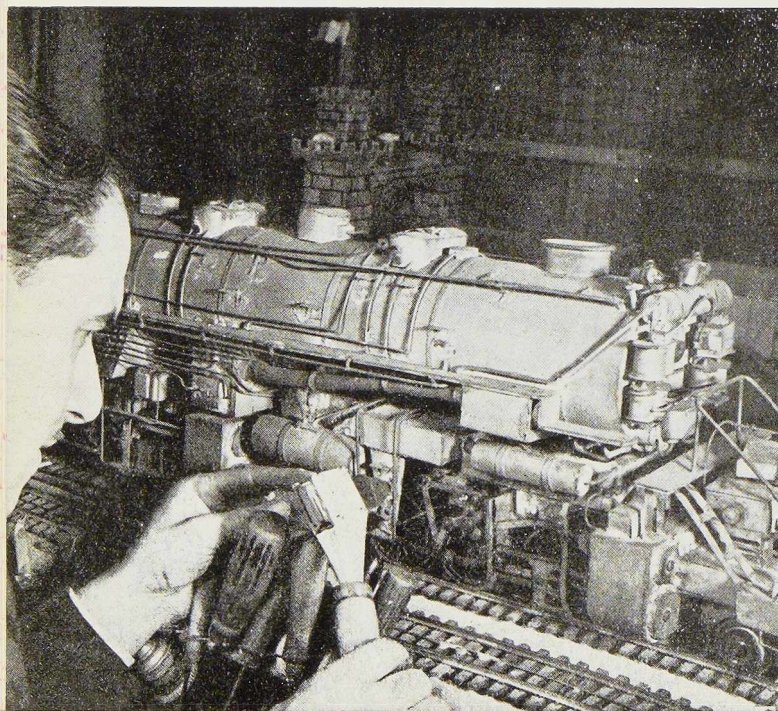


Fig. 327. Modèle d'un wagon-tombereau métallique.

Fig. 328. Travail de soudure à une locomotive américaine.



gros essor du jour où l'on sut, d'une part décorer le fer blanc par impression chromolithographique, et, d'autre part, agraffer les différents morceaux d'un ensemble, au lieu de les souder. La fabrication des jouets se fait dans de véritables ateliers de construction. Dans des feuilles de métal, des découpeuses enlèvent les flancs. Ceux-ci passent sous des moutons qui les ornent de motifs en relief, puis ils sont emboutis et tombent finalement dans un bain d'acide qui les dore.

Pour les jeux de construction métallique, toutes les pièces produites doivent être rigoureusement exactes et les boulons et écrous en acier, comme les roues dentées et ancrages en cuivre, minutieusement établis. Les bandes d'acier coupantes au sortir des presses à découper et à perforer sont polies et ébarbées par brassage dans des tonneaux pleins de sciure métallique. Elles sont reprises séparément dans des cylindres redresseurs, nettoyées chimiquement, puis nickelées.

Les principaux procédés mis en œuvre sont : l'emboutissage, la coulée sous pression, l'utilisation des matières plastiques et le décolletage. Bien que ne rentrant pas dans le domaine des applications des métaux, l'emploi de matières plastiques s'y rattache indirectement, car la partie la plus importante de ce procédé consiste dans l'établissement de moules métalliques spéciaux. Les opérations que nécessite l'établissement d'un jouet ou d'un jeu métallique sont, dans les grandes lignes, les suivantes :

- a) Etudes.
- b) Choix des matières premières, principalement d'acier doux  $A^{00}$  et fer blanc.
- c) Création d'outillage.
- d) Usinage des éléments partiels en chaînes parallèles.
- e) Assemblage et montage en série.
- f) Emballage et présentation.



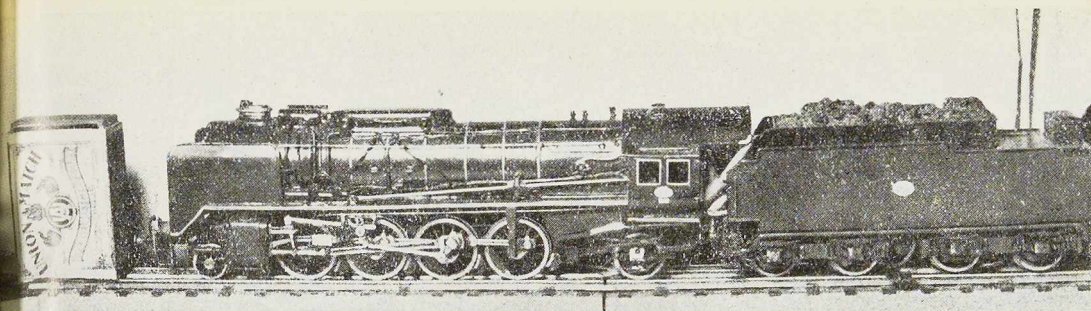


Photo Associated Press.

**Fig. 329.** Locomotive du réseau belge, type Mikado, construite par un amateur bruxellois M. J. Prémont.

Sauf l'utilisation des pièces en cours de montage, rien, dans la technique des jouets, ne diffère des procédés utilisés habituellement dans les ateliers de construction.

En ce qui concerne la fabrication des outillages notamment, rien de particulier non plus, sauf l'étude proprement dite des pièces à produire. L'étude préalable doit être poussée suffisamment, de manière à réduire le nombre de pièces au minimum, tout en conservant l'aspect le plus fidèle du prototype que l'on imite.

A titre documentaire, on trouvera figures 332 et 333 deux exemples d'études se rapportant aux trains-jouets électriques.

Les assemblages sont souvent faits à la chaîne, et, mieux qu'une longue description, le schéma de montage de la locomotive électrique-jouet, reproduite à la figure 332, montre la complexité du problème.

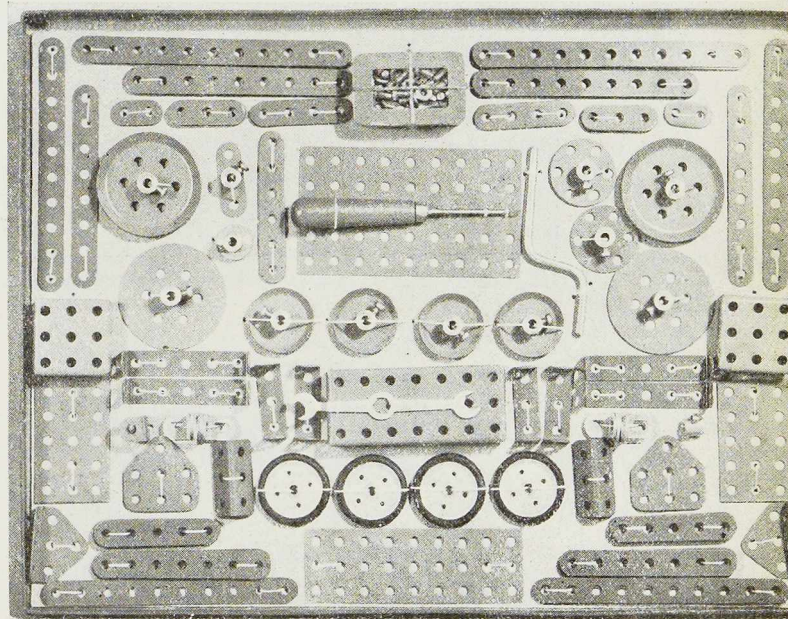
Dans la fabrication des jouets, l'on peut constater que la plus importante fraction de la main-d'œuvre utilisée est consacrée à la confection de l'outillage spécialisé.

#### Production des jouets dans le monde

La production mondiale des jouets atteignait, avant la seconde guerre mondiale, le chiffre de quatre milliards de francs. Les Etats-Unis venaient en tête, suivis par l'Allemagne, le Japon et la France.

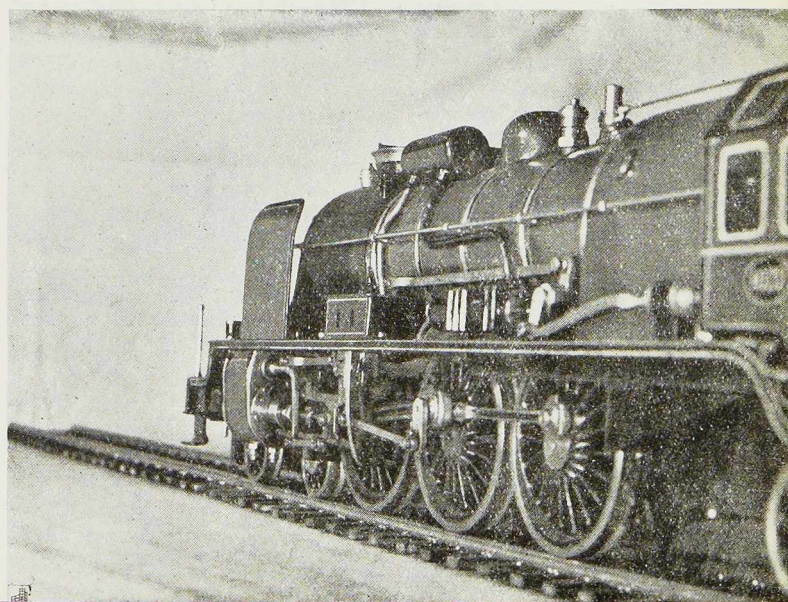
D'après les évaluations de l'American Iron and Steel Institute, l'Amérique employait 20.000 tonnes d'acier pour la fabrication de petites automobiles, vélos et trottinettes pour enfants, tandis qu'un tonnage supplémentaire considérable était consommé par les petits trains, fourneaux de cuisine, jeux de construction et par les innombrables autres jouets en acier, fabriqués dans les quelque mille usines de jouets aux Etats-Unis.

Actuellement, la situation en Europe et en Asie se présente comme suit : l'Allemagne, hors mar-



**Fig. 330.** Boîte contenant un jeu de pièces métalliques ainsi que les outils nécessaires à leur montage.

**Fig. 331.** Modèle d'une locomotive du réseau belge.



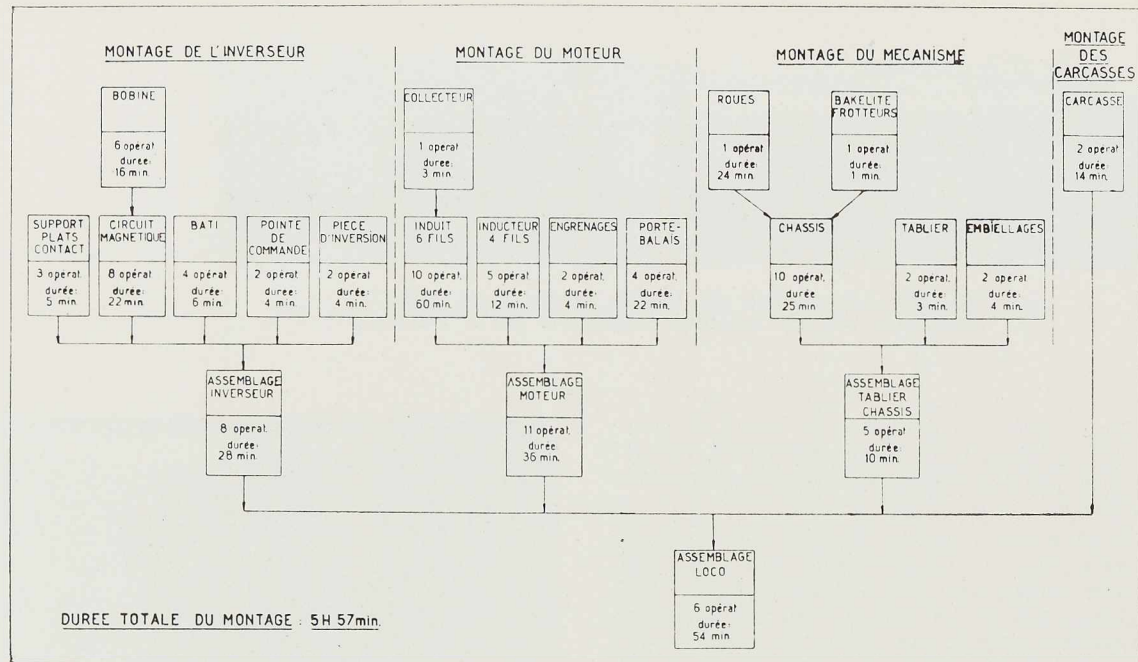


Fig. 332. Tableau montrant la suite d'opérations de montage d'une locomotive, ainsi que leur durée.

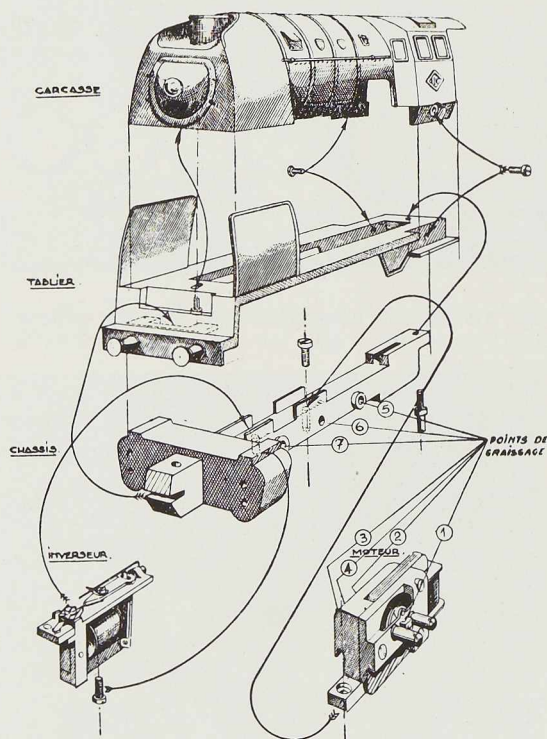


Fig. 333. Schéma montrant les différentes phases de montage d'un modèle de locomotive.

ché pour le moment, peut réapparaître dans deux ou trois ans. Le Japon, où les Etats-Unis rénovent les méthodes de travail, est pour longtemps hors du marché et ne pourra plus utiliser les méthodes d'exploitation précédentes de la main-d'œuvre pour favoriser ses exportations. La production française est encore loin d'atteindre le niveau d'avant guerre, et la pénurie dans ce domaine est réelle sur le marché mondial. Il s'agit de l'industrie du jouet métallique de conception scientifique et de qualité. Ce jouet métallique doit présenter des caractéristiques bien déterminées qui sont :

- Un aspect net et agréable.
- Une fabrication solide.
- Une reproduction aussi exacte que possible, tant au point de vue aspect que fonctionnement, des objets pris pour modèles.
- Une présentation et emballage qui flattent.

Il existe, en Belgique, plusieurs ateliers qui fabriquent des jouets métalliques de qualité et notamment des reproductions très fidèles du matériel roulant du réseau belge.

F. L.



# Flexions secondaires dans les tirants métalliques

par C. Wets,

Ingénieur A. I. Br., Directeur général de la S. A. Setra

et A. Paduart,

Ingénieur A. I. Br., Agrégé de l'Enseignement supérieur,  
Directeur technique de la S. A. Setra

Dans sa *Théorie de la stabilité élastique* <sup>(1)</sup>, S. Timoshenko étudie la flexion des barres prismatiques sous l'action simultanée de charges axiales et latérales, mais, ainsi que la plupart des auteurs qui ont analysé d'une façon détaillée le problème de la flexion composée, il limite son étude au cas des charges latérales agissant sur des barres et des dalles comprimées. Son objectif principal étant l'étude du flambement, du voilement et, d'une façon générale, de l'instabilité élastique des constructions, il est logique que Timoshenko n'ait pas abordé le problème de la flexion des barres tendues.

Les deux théories présentent cependant des analogies fort intéressantes quant aux mises en équation, les fonctions circulaires apparaissant dans les formules relatives aux pièces comprimées étant remplacées par des fonctions hyperboliques dans le cas des pièces tirées. Toutefois, dans les pièces tendues, les possibilités de bifurcation de l'équilibre, génératrices du flambement, disparaissent et l'effort longitudinal a toujours un effet favorable sur la réduction des déformations produites par les charges transversales.

Le problème des pièces longues fléchies et tendues mérite cependant de retenir l'attention, car il se rencontre en pratique dans plusieurs applications, notamment dans les tirants et les suspentes des ponts bow-string, dans les ancrages des murs de soutènement en palplanches, dans les tirants de précontrainte.

La fonction principale d'un tirant est d'empêcher le déplacement relatif de deux massifs qui tendent à s'écarter l'un de l'autre; la sollicitation correspondante est une traction pure. Cette sollicitation est généralement accompagnée de flexions secondaires provenant soit de charges transver-

sales appliquées au tirant, soit de déviations locales qui lui sont imposées.

Nous nous proposons, dans ce qui suit, d'établir les formules relatives à quelques cas particuliers de flexions secondaires pour des tirants qui sont articulés ou encastrés à leurs extrémités.

## Tirants articulés à leurs extrémités

### 1. Effet d'une charge transversale concentrée (fig. 334)

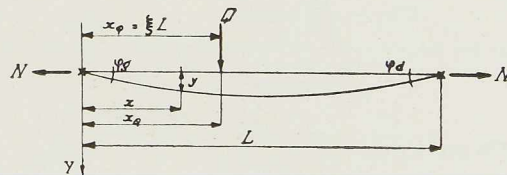


Fig. 334.

Nous désignerons respectivement par

- N, l'effort longitudinal de traction dans le tirant;
- Q, la charge transversale concentrée;
- E, le module d'élasticité du tirant;
- I, le moment d'inertie du tirant;
- L, la longueur libre du tirant;
- $x_0$  l'abscisse, comptée à partir de l'extrémité de gauche, du point d'application de la charge Q.

Les équations différentielles de l'élastique du tirant s'écrivent comme suit :

A gauche de Q, c'est-à-dire, pour  $x < x_0$  :

$$EIy'' = N \cdot y - Qx(1 - \xi) \quad (1)$$

<sup>(1)</sup> Ch. Béranger, 1943.

A droite de Q, c'est-à-dire pour  $x > x_0$  :

$$EIy'' = N \cdot y - Q(L-x)\xi \quad (2)$$

la résolution de ce système donne :

$$(1) \rightarrow y = A \operatorname{ch} kx + B \operatorname{sh} kx + \frac{Qx(1-\xi)}{N}$$

$$(2) \rightarrow y = C \operatorname{ch} kx + D \operatorname{sh} kx + \frac{Q(L-x)\xi}{N}$$

en posant  $k = \sqrt{\frac{N}{EI}}$

Les quatre constantes d'intégration sont déterminées par les conditions d'indéformabilité aux extrémités et de continuité au droit de la charge Q. On obtient ainsi le système suivant :

$$A = 0$$

$$B \operatorname{sh} k\xi L = C \operatorname{ch} k\xi L + D \operatorname{sh} k\xi L$$

$$Bk \operatorname{ch} k\xi L = Ck \operatorname{sh} k\xi L + Dk \operatorname{ch} k\xi L - \frac{Q}{N}$$

$$C \operatorname{ch} kL + D \operatorname{sh} kL = 0$$

D'où

$$A = 0$$

$$B = \frac{Q}{KN} \left[ \frac{\operatorname{sh} k\xi L}{\operatorname{th} kL} - \operatorname{ch} k\xi L \right]$$

$$C = -\frac{Q}{kN} \cdot \operatorname{sh} k\xi L$$

$$D = \frac{Q}{kN} \cdot \frac{\operatorname{sh} k\xi L}{\operatorname{th} kL}$$

On en déduit :

A gauche de la charge transversale Q

$$y = \frac{Q}{N} \cdot \left[ -\frac{\operatorname{sh} k(1-\xi)L}{k \operatorname{sh} kL} \cdot \operatorname{sh} kx + x(1-\xi) \right] \quad (3)$$

$$M = -\frac{Q \operatorname{sh} k(1-\xi)L}{k \operatorname{sh} kL} \cdot \operatorname{sh} kx \quad (4)$$

A droite de la charge transversale Q

$$y = \frac{Q}{N} \left[ -\frac{\operatorname{sh} k\xi L}{k \operatorname{sh} kL} \cdot \operatorname{sh} k(L-x) + (L-x)\xi \right] \quad (5)$$

$$M = -\frac{Q \operatorname{sh} k\xi L}{k \operatorname{sh} kL} \operatorname{sh} k(L-x) \quad (6)$$

Le moment fléchissant est maximum à l'aplomb de la charge Q et vaut :

$$M_Q = -\frac{Q}{k} \cdot \frac{\operatorname{sh} k\xi L \cdot \operatorname{sh} k(1-\xi)L}{\operatorname{sh} kL} \quad (7)$$

Cette valeur dépend de la position de la charge sur le tirant; elle passe par un maximum lorsque Q agit au milieu de la longueur libre :

$$M_{\max} = -\frac{QL}{4} \cdot \frac{\operatorname{th} \alpha}{\alpha} \quad (8)$$

en posant  $\alpha = \frac{kL}{2}$

La déformation est maxima au milieu du tirant lorsque la charge transversale est appliquée en cette section; on trouve alors :

$$y_{\max} = \frac{QL}{4N} \left[ 1 - \frac{\operatorname{th} \alpha}{\alpha} \right] \quad (9)$$

Les angles de rotation  $\varphi_g$  et  $\varphi_d$  des appuis valent dans le cas général :

$$\varphi_g = \frac{Q}{N} \left[ 1 - \xi - \frac{\operatorname{sh} k(1-\xi)L}{\operatorname{sh} kL} \right]$$

$$\varphi_d = \frac{Q}{N} \left[ \frac{\operatorname{sh} k\xi L}{\operatorname{sh} kL} - \xi \right] \quad (10)$$

Lorsque  $\xi = \frac{1}{2}$  on obtient :

$$\varphi_g = -\varphi_d = \frac{Q}{2N} \left( 1 - \frac{1}{\operatorname{ch} \alpha} \right) \quad (11)$$

## 2. Effet d'une charge transversale uniformément répartie entre deux points quelconques (fig. 335)

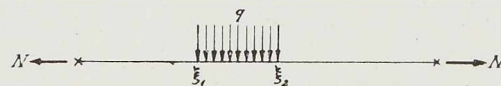


Fig. 335.

Pour trouver le moment fléchissant en un point quelconque d'abscisse  $x$ , il suffit d'appliquer le principe de superposition des effets et d'intégrer les expressions (4) et (6) par rapport aux charges élémentaires  $q d(L\xi)$ . Nous devons envisager trois cas distincts selon la position du point étudié par rapport aux abscisses  $\xi_1 L$  et  $\xi_2 L$ .

Les notations utilisées sont celles préconisées par l'Académie royale de Belgique, c'est-à-dire consistant dans l'emploi des minuscules pour les fonctions hyperboliques.



a)  $x < \xi_1 L$

Nous devons considérer la formule (4)

$$M = -\frac{qL}{k} \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kL} \int_{\xi_1}^{\xi_2} \text{sh } k(1-\xi) L d\xi$$

ou

$$M = \frac{q}{k^2} \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kL} [\text{ch } k(1-\xi_2)L - \text{ch } k(1-\xi_1)L] \quad (12)$$

b)  $\xi_1 L < x < \xi_2 L$

Nous devons utiliser simultanément les formules (4) et (6).

$$M = -\frac{qL}{k} \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kL} \int_{\xi_0}^{\xi_2} \text{sh } k(1-\xi) L d\xi - \frac{qL}{k} \frac{\text{sh } k(L-x)}{\text{sh } kL} \int_{\xi_1}^{\xi_0} \text{sh } k\xi L d\xi$$

en posant

$$\xi_0 = \frac{x}{L}$$

On obtient après intégration :

$$M = \frac{q}{k^2} \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kL} [-\text{sh } kL + \text{sh } kx \text{ch } k(1-\xi_2)L + \text{sh } k(L-x) \text{ch } k\xi_1 L] \quad (13)$$

c)  $x > \xi_2 L$

La formule (6) nous donne

$$M = -\frac{qL}{k} \frac{\text{sh } k(L-x)}{\text{sh } kL} \int_{\xi_1}^{\xi_2} \text{sh } k\xi L d\xi$$

ou

$$M = \frac{q}{k^2} \frac{\text{sh } k(L-x)}{\text{sh } kL} [\text{ch } k\xi_1 L - \text{ch } k\xi_2 L] \quad (14)$$

### 3. Effet d'une charge transversale uniformément répartie sur toute la longueur du tirant

Une telle sollicitation est notamment représentée par le poids propre du tirant ou l'action du vent sur celui-ci. L'expression de l'élastique du tirant est obtenue par intégration des expressions (3) et (5). On trouve :

$$y = \frac{q}{Nk^2} \left[ \text{ch } kx - 1 + \frac{1 - \text{ch } kL}{\text{sh } kL} \text{sh } kx \right] + \frac{qx(L-x)}{2N} \quad (15)$$

La flèche du tirant s'obtient en faisant

$$x = \frac{L}{2}$$

on a

$$y_{\max} = \frac{qL^2}{8N} \left( 1 - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch } \alpha - 1}{\text{ch } \alpha} \right) \quad (16)$$

en posant encore

$$\alpha = \frac{kL}{2}$$

La rotation  $\varphi$  des extrémités vaut :

$$\varphi = \frac{qL}{2N} \left( 1 - \frac{\text{th } \alpha}{\alpha} \right) \quad (17)$$

Nous trouvons aussi la valeur du moment fléchissant maximum au moyen de la formule (13) dans laquelle nous faisons  $x = \frac{L}{2}$ ,  $\xi_1 = 0$ ,  $\xi_2 = 1$ . Nous obtenons ainsi :

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{4} \frac{\text{ch } \alpha - 1}{\alpha^2 \text{ch } \alpha} \quad (18)$$

### 4. Effet d'une déviation angulaire de l'une des extrémités du tirant (fig. 336)

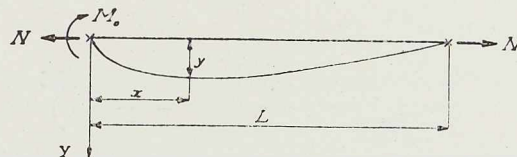


Fig. 336.

L'équation différentielle de l'élastique du tirant s'écrit :

$$EIy'' = N \cdot y - M_0 \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \quad (19)$$

ce qui donne :

$$y = A \text{ch } kx + B \text{sh } kx + \frac{M_0}{N} \left( 1 - \frac{x}{L} \right)$$

Les conditions d'extrémité donnent :

$$A = -\frac{M_0}{N}$$

$$B = \frac{M_0}{N \text{th } kL}$$



D'où

$$y = \frac{M_0}{N} \left[ 1 - \frac{x}{L} - \frac{\text{sh } k(L-x)}{\text{sh } kL} \right] \quad (20)$$

$$M = -M_0 \frac{\text{sh } k(L-x)}{\text{sh } kL} \quad (21)$$

Le moment fléchissant est donc maximum à l'extrémité où s'applique le couple de déviation  $M_0$ .

Il est intéressant de connaître les rotations  $\varphi_a$  et  $\varphi_d$  des extrémités du tirant :

$$y' = \frac{M_0}{NL} \left[ \frac{kL \text{ch } k(L-x)}{\text{sh } kL} - 1 \right]$$

$$\varphi_d = \frac{M_0}{NL} \left[ \frac{kL}{\text{th } kL} - 1 \right] \quad (22)$$

$$\varphi_a = \frac{M_0}{NL} \left[ \frac{kL}{\text{sh } kL} - 1 \right] \quad (23)$$

Si les deux extrémités du tirant sont sollicitées par des couples égaux et opposés, on trouve, en partant de (22) et de (23) (fig. 337) :

$$\varphi = \frac{kM_0}{N} \text{th } \alpha \quad (24)$$

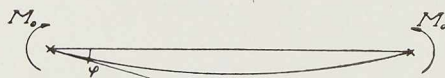


Fig. 337.

Si les deux couples agissent aux extrémités dans le même sens, la formule devient (fig. 338) :

$$\varphi = \frac{M_0}{N} \left[ \frac{k}{\text{th } \alpha} - \frac{2}{L} \right] \quad (24')$$

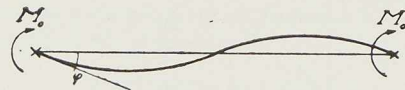


Fig. 338.

### 5. Effet d'une déviation transversale de la section médiane du tirant

Nous supposons que, par suite d'une solidarisation du milieu du tirant avec le restant de la construction, le tirant soit astreint à se déplacer transversalement en cette section d'une quantité donnée  $f$ .

La force de déviation  $Q$  est donnée par la relation (3) dans laquelle on fait  $x = \frac{L}{2}$  et  $\xi = \frac{1}{2}$  :

$$f = \frac{Q}{N} \left[ -\frac{\text{sh}^2 \frac{kL}{2}}{k \text{sh } kL} + \frac{L}{4} \right].$$

D'où

$$Q = \frac{2fN}{\frac{L}{2} \left( 1 - \frac{\text{th } \alpha}{\alpha} \right)}.$$

Le moment fléchissant dans le tirant est maximum au milieu et vaut d'après la relation (8) :

$$M = \frac{fN}{1 - \frac{\alpha}{\text{th } \alpha}} \quad (25)$$

Les angles de rotation des extrémités du tirant valent :

$$\varphi = \frac{2f}{L} \frac{\text{ch } \alpha - 1}{\text{ch } \alpha - \frac{\text{sh } \alpha}{\alpha}} \quad (26)$$

### 6. Effet de deux déviations transversales égales en des sections situées aux tiers de la portée (fig. 339)

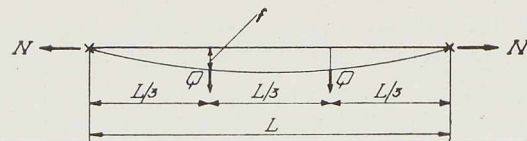


Fig. 339.

Nous supposons encore que le tirant soit déplacé en ces sections d'une quantité donnée  $f$ . Si  $Q$  représente les forces transversales appliquées aux points de déviation, la relation (3) conduit à :



$$f = \frac{Q}{N} \left[ \frac{L}{3} - \frac{\text{sh} \frac{kL}{3} \text{ch} \frac{kL}{6}}{k \text{ch} \frac{kL}{2}} \right] \quad (27)$$

On en déduit la valeur de Q. Le moment fléchissant est maximum au droit des points de déviation et vaut :

$$M = \frac{fN}{\frac{\frac{kL}{3} \cdot \frac{\text{ch} \frac{kL}{2}}{\text{sh} \frac{kL}{3} \text{ch} \frac{kL}{6}} - 1}} \quad (28)$$

7. Effets de trois déviations transversales aux quarts et au milieu de la portée, les 2 extrêmes valant  $f_1$  et la médiane valant  $f$  (fig. 340)

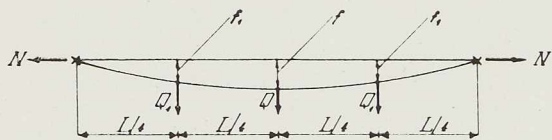


Fig. 340.

Une valeur intéressante du rapport  $f_1/f$  est égale à 0,7 car c'est, à très peu de chose près, le rapport correspondant aux flèches d'une poutre droite isostatique fléchie.

L'application des formules (3) et (5) aux réactions de liaison  $Q_1$  et Q nous donne :

$$f_1 = \frac{Q_1}{4N} \left[ L - \frac{2 \text{th} \frac{kL}{2}}{k} \right] + \frac{Q}{4N} \left[ \frac{L}{2} - \frac{2 \text{sh} \frac{kL}{4}}{k \text{ch} \frac{kL}{2}} \right]$$

$$f = \frac{Q_1}{4N} \left[ L - \frac{4 \text{sh} \frac{kL}{4}}{k \text{ch} \frac{kL}{2}} \right] + \frac{Q}{4N} \left[ L - \frac{2 \text{th} \frac{kL}{2}}{k} \right]$$

En résolvant ce système de deux équations à deux inconnues, on trouve :

$$Q_1 = \frac{4N}{L} \frac{\lambda f_1 - \mu f}{\lambda^2 - 2\mu^2} \quad (29)$$

et

$$Q = \frac{4N}{L} \frac{\lambda f - 2\mu f_1}{\lambda^2 - 2\mu^2} \quad (30)$$

en posant :

$$\lambda = 1 - \frac{\text{th} \alpha}{\alpha} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{1}{2} - \frac{\text{sh} \frac{\alpha}{2}}{\alpha \text{ch} \alpha}$$

$$\text{avec} \quad \alpha = \frac{kL}{2}$$

Connaissant les valeurs de  $Q_1$  et Q, on peut calculer les moments fléchissants au droit des points de déviation.

On trouve :

$$M_1 = -\frac{2N}{kL(\lambda^2 - 2\mu^2)} \left[ \left( \lambda \text{th} \alpha - 2\mu \frac{\text{sh} \frac{\alpha}{2}}{\text{ch} \alpha} \right) f_1 + \left( \lambda \frac{\text{sh} \frac{\alpha}{2}}{\text{ch} \alpha} - \mu \text{th} \alpha \right) f \right] \quad (31)$$

et

$$M = -\frac{2N}{kL(\lambda^2 - 2\mu^2)} \left[ 2 \left( \lambda \frac{\text{sh} \frac{\alpha}{2}}{\text{ch} \alpha} - \mu \text{th} \alpha \right) f_1 + \left( \lambda \text{th} \alpha - 2\mu \frac{\text{sh} \frac{\alpha}{2}}{\text{ch} \alpha} \right) f \right] \quad (32)$$

Les angles de rotation des appuis valent d'autre part :

$$\varphi = \frac{4}{L(\lambda^2 - 2\mu^2) \text{ch} \alpha} \times \left\{ \left[ \lambda (\text{ch} \alpha - \text{ch} \frac{\alpha}{2}) + \mu (\text{ch} \alpha - 1) \right] f_1 + \left[ \frac{\lambda}{2} (\text{ch} \alpha - 1) + \mu (\text{ch} \alpha - \text{ch} \frac{\alpha}{2}) \right] f \right\} \quad (33)$$

#### Tirants encastrés à leurs extrémités

Les formules démontrées ci-dessus permettent d'étudier n'importe quel cas relatif à des tirants encastrés à leurs extrémités. Il suffit d'appliquer le principe de superposition des effets et de déterminer à l'aide des formules (22) et (23) les moments d'encastrement  $M_a$  et  $M_d$  qui, ajoutés à la sollicitation donnée, annulent les angles  $\varphi_a$  et  $\varphi_d$ . Les formules (22) et (23) peuvent s'écrire d'une façon plus générale comme suit :

$$\varphi_g = \frac{k}{N} \left[ \frac{M_g}{\text{th } 2\alpha} + \frac{M_d}{\text{sh } 2\alpha} \right] - \frac{M_g + M_d}{NL} \quad (34)$$

$$\varphi_d = \frac{k}{N} \left[ \frac{M_g}{\text{sh } 2\alpha} + \frac{M_d}{\text{th } 2\alpha} \right] - \frac{M_g + M_d}{NL} \quad (35)$$

les angles  $\varphi_g$  et  $\varphi_d$  ainsi que les moments  $M_g$  et  $M_d$  étant affectés du signe positif lorsqu'ils correspondent à des rotations dans le sens des aiguilles d'une montre.

Nous considérons ci-dessous quelques exemples particuliers.

### 1. Effet d'une charge transversale concentrée au milieu du tirant

Les moments d'encastrement  $M_g$  et  $M_d$  égaux en valeur absolue, doivent annuler les déformations angulaires données par (11). On trouve

$$\frac{k}{N} \left[ \frac{M_g}{\text{th } 2\alpha} - \frac{M_d}{\text{sh } 2\alpha} \right] = -\frac{Q}{2N} \left( 1 - \frac{1}{\text{ch } \alpha} \right)$$

$$\text{D'où} \quad M_g = -M_d = -\frac{QL \text{ ch } \alpha - 1}{4 \alpha \text{ sh } \alpha} \quad (36)$$

Le moment fléchissant au milieu du tirant s'obtient en combinant les relations (8), (21) et (36). Il vient :

$$M_{\max} = -\frac{Q}{2k} \text{th } \alpha + 2 \frac{Q}{2k} \cdot \frac{\text{ch } \alpha - 1}{\text{sh } \alpha} \cdot \frac{\text{sh } \alpha}{\text{sh } 2\alpha}$$

ou

$$M_{\max} = -\frac{QL \text{ ch } \alpha - 1}{4 \alpha \text{ sh } \alpha} \quad (37)$$

Ce moment est donc égal et opposé aux moments sur appuis.

### 2. Effet d'une charge transversale uniformément répartie sur toute la longueur du tirant

Les moments d'encastrement  $M_g$  et  $M_d$  sont encore égaux en valeur absolue <sup>(1)</sup> et sont donnés par la condition

$$\frac{k}{N} \left[ \frac{M_g}{\text{th } 2\alpha} - \frac{M_d}{\text{sh } 2\alpha} \right] = -\frac{qL}{2N} \left[ 1 - \frac{\text{ch } 2\alpha - 1}{\alpha \text{ sh } 2\alpha} \right]$$

D'où

$$M_g = -M_d = -\frac{qL^2}{4} \cdot \frac{\alpha - \text{th } \alpha}{\alpha^2 \text{ th } \alpha} \quad (38)$$

(1)  $M_g$  est positif lorsqu'il tend à faire tourner l'extrémité du tirant dans le sens horlogique conformément à la figure 336.

Le moment fléchissant au milieu du tirant s'obtient en combinant les relations (12), (21) et (38). On obtient :

$$M_{\max} = \frac{q}{k^2} \left[ \frac{1}{\text{ch } \alpha} - 1 \right] + 2 \frac{q}{k^2} \left[ \frac{\alpha}{\text{th } \alpha} - 1 \right] \times \frac{\text{sh } \alpha}{\text{sh } 2\alpha}$$

ou

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{4} \cdot \frac{\alpha - \text{sh } \alpha}{\alpha^2 \text{ sh } \alpha} \quad (39)$$

### Table de valeurs numériques

Nous donnons ci-contre les valeurs numériques de quelques moments fléchissants et de quelques déviations définis par les relations précédentes, pour un certain nombre de valeurs particulières du coefficient caractéristique  $\alpha$ . Nous constatons que les expressions démontrées ci-dessus se présentent toutes sous la forme du produit d'un terme contenant les caractéristiques dimensionnelles du tirant et de sa sollicitation, telles que  $Q$ ,  $q$ ,  $N$ ,  $L$ ,  $f$ , par un second terme qui ne dépend que de  $\alpha$ .

Les nombres inscrits au haut des colonnes correspondent à la numérotation des formules données ci-avant. Les valeurs inscrites dans les colonnes représentent le second terme dont nous venons de parler, c'est-à-dire :

$$-\frac{M}{QL} \text{ pour (8)}; \frac{yN}{QL} \text{ pour (9)}; \frac{\varphi N}{Q} \text{ pour (11)};$$

$$\frac{yN}{qL^2} \text{ pour (16)}; \frac{\varphi N}{qL} \text{ pour (17)}; -\frac{M}{qL^2} \text{ pour (18)};$$

$$\frac{\varphi NL}{M_0} \text{ pour (22) et (23)};$$

$$-\frac{M}{fN} \text{ pour (25)}; \frac{\varphi L}{f} \text{ pour (26)};$$

$$-\frac{M}{QL} \text{ pour (36)}; -\frac{M}{qL^2} \text{ pour (38) et (39)}.$$

Rappelons que :

$$\alpha = \frac{L}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{EI}}$$

Les valeurs limites  $\alpha = 0$  et  $\alpha = \infty$  correspondent donc respectivement au tirant infiniment raide et au tirant parfaitement souple; nous retrouvons dans le tableau, pour ces cas extrêmes, des valeurs bien connues.





$\alpha$	8	9	11	16	17	18	21	23	25	26	36	38	39
0	0,250	0	0	0	0	0,125	0	0	$\infty$	3,00	0,125	0,0833	0,0417
0,1	0,250	0	0,003	0,001	0	0,124	0,015	0,005	199,0	3,00	0,125	0,0830	0,0416
0,2	0,247	0,003	0,010	0,003	0,006	0,122	0,052	0,026	65,6	2,99	0,124	0,0830	0,0415
0,3	0,243	0,007	0,022	0,005	0,014	0,120	0,119	0,057	36,5	2,99	0,124	0,0827	0,0414
0,4	0,237	0,013	0,038	0,003	0,025	0,117	0,204	0,100	19,0	2,99	0,123	0,0824	0,0412
0,5	0,231	0,019	0,057	0,012	0,038	0,113	0,312	0,148	12,15	2,98	0,123	0,0820	0,0409
0,6	0,224	0,026	0,077	0,016	0,052	0,109	0,440	0,206	8,53	2,98	0,122	0,0815	0,0403
0,7	0,216	0,034	0,101	0,021	0,067	0,104	0,581	0,266	6,37	2,97	0,120	0,0807	0,0396
0,8	0,207	0,043	0,126	0,027	0,085	0,098	0,737	0,326	4,88	2,97	0,118	0,0800	0,0389
0,9	0,199	0,051	0,151	0,032	0,102	0,093	0,900	0,390	3,95	2,96	0,117	0,0792	0,0381
1,0	0,190	0,060	0,176	0,037	0,121	0,088	1,078	0,448	3,20	2,95	0,115	0,0782	0,0372
1,2	0,174	0,076	0,224	0,047	0,152	0,078	1,442	0,562	2,28	2,94	0,113	0,0763	0,0356
1,4	0,158	0,092	0,268	0,057	0,183	0,068	1,821	0,658	1,72	2,91	0,109	0,0740	0,0338
1,6	0,144	0,106	0,306	0,055	0,212	0,060	2,210	0,738	1,36	2,88	0,104	0,0719	0,0319
1,8	0,131	0,119	0,339	0,073	0,239	0,052	2,605	0,803	1,11	2,86	0,099	0,0696	0,0300
2,0	0,120	0,130	0,367	0,079	0,260	0,046	3,000	0,853	0,93	2,84	0,095	0,0672	0,0280
2,2	0,111	0,139	0,390	0,085	0,277	0,040	3,40	0,872	0,80	2,81	0,091	0,0648	0,0261
2,4	0,102	0,148	0,410	0,090	0,296	0,035	3,80	0,922	0,70	2,78	0,087	0,0624	0,0243
2,6	0,095	0,155	0,426	0,094	0,310	0,031	4,20	0,943	0,61	2,75	0,083	0,0604	0,0226
2,8	0,089	0,161	0,439	0,097	0,322	0,028	4,60	0,959	0,55	2,73	0,079	0,0580	0,0210
3,0	0,083	0,167	0,450	0,100	0,333	0,025	5,00	0,970	0,50	2,70	0,075	0,0558	0,0194
3,5	0,071	0,179	0,470	0,106	0,357	0,019	6,00	0,987	0,40	2,63	0,067	0,0510	0,0161
4,0	0,062	0,188	0,482	0,110	0,376	0,015	7,00	0,995	0,333	2,57	0,060	0,0468	0,0133
4,5	0,056	0,194	0,489	0,113	0,389	0,012	8,00	0,998	0,286	2,51	0,054	0,0432	0,0111
5,0	0,050	0,200	0,493	0,115	0,400	0,010	9,00	0,999	0,250	2,46	0,049	0,0400	0,0093
6,0	0,042	0,208	0,498	0,118	0,416	0,007	11,00	1	0,200	2,39	0,042	0,0347	0,0067
10,0	0,025	0,225	0,500	0,122	0,450	0,003	19,00	1	0,111	2,22	0,025	0,0225	0,0025
$\infty$	0	0,250	0,500	0,125	0,500	0	$\infty$	1	0	2,00	0	0	0

Table de valeurs numériques.

### Exemples d'application des formules

1. Soit à déterminer les surtensions produites dans un tirant métallique vertical tendu à 12 kg/mm<sup>2</sup>, de 60 mm de diamètre et de 5 mètres de longueur, par une rotation des extrémités dans le même sens, égale à 3°/100.

Nous avons à appliquer la formule (24'). Nous avons successivement :

$$N = 33.800 \text{ kg}, \quad E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$I = 63,5 \text{ cm}^4$$

$$k = 1,59 \text{ m}^{-1}, \quad \alpha = 3,88, \quad \text{th } \alpha = 1,$$

$$\varphi = 0,003,$$

$$M_0 = 8.520 \text{ kgcm}.$$

Les surtensions créées aux extrémités du tirant par les déviations angulaires valent donc :

$$\sigma = 4,0 \text{ kg/mm}^2 \text{ soit } 33 \% \text{ de la tension principale}$$

Bien que l'amplitude de la rotation que nous

avons envisagée ne soit nullement exagérée, nous trouvons une surtension qui atteint le tiers de la tension de traction du tirant.

Cette constatation fait immédiatement apparaître le danger des tensions secondaires produites dans des pièces tendues du fait de leur solidarisation à d'autres éléments de la charpente. L'on pourrait évidemment songer à annuler ou à réduire ces surtensions de flexion en munissant les extrémités du tirant de charnières introduisant un degré de liberté supplémentaire dans le système étudié. Ce remède est cependant presque toujours illusoire; il résulte en effet des calculs précédents que l'excentricité de l'effort longitudinal due aux couples parasites est égale à :

$$\frac{8.520 \text{ kgcm}}{33.800 \text{ kg}} = 2,5 \text{ mm}.$$

Cette excentricité est tellement faible, qu'à moins d'équiper le tirant de dispositifs spécialement étudiés, les frottements empêcheront l'articulation de fonctionner.

2. Un rideau de palplanches métalliques est ancré au moyen de tirants en acier de 80 mm de diamètre, ayant une longueur de 12 mètres. Ces tirants, qui subissent chacun une traction longitudinale de 42 tonnes, sont enterrés à 3 mètres de profondeur et le terre-plein est prévu pour une surcharge de 2 t/m<sup>2</sup>. On demande de calculer les tensions de flexion dans les tirants en supposant que les extrémités de ceux-ci sont, dans une première hypothèse, articulées et, dans une seconde hypothèse, parfaitement encastrees.

La charge verticale qui agit sur les tirants est très difficile à déterminer. Elle dépend, en effet, de plusieurs caractéristiques du terrain, telles que sa compressibilité, sa cohésion, son angle de frottement, qui sont eux-mêmes fonction de la nature des terres, du damage et de la teneur en eau. Pour fixer les idées, nous supposerons ici que les tirants sont sollicités par la tranche de terre et de surcharges qui se trouve au-dessus d'eux; nous admettons ainsi que l'effet favorable des terres sous-jacentes est compensé par l'augmentation de sollicitation due au frottement des terres.

Nous avons :

$$N = 42.000 \text{ kg}, \quad E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$I = 201 \text{ cm}^4, \quad L = 12 \text{ m},$$

$$\alpha = 1,0 \text{ m}^{-1}, \quad k = 6 \quad q = 570 \text{ kg/m}.$$

La formule (18), correspondant au cas des extrémités articulées, donne

$$M = -0,007 \times 570 \times 12^2 = -575 \text{ kgm}.$$

$$\rightarrow \sigma = \pm 11,5 \text{ kg/mm}^2$$

Cette tension est à ajouter à la tension moyenne de traction

$$\sigma_0 = 8,4 \text{ kg/mm}^2.$$

Si nous envisageons maintenant le cas limite opposé, l'encastrement parfait, nous constatons tout d'abord que le coefficient (39) vaut 0,0067 au lieu de 0,007 de sorte que les surtensions au milieu sont pratiquement inchangées.

Quant au moment d'encastrement, il vaut d'après (38):

$$M = 0,0347 \times 570 \times 12^2 = 2.850 \text{ kgm}.$$

Pour calculer les surtensions, nous devons tenir compte du fait que la section considérée est déformée par le filetage des extrémités; le diamètre de la section résistante est, de ce fait, réduit à 72 mm.

$$\text{D'où} \quad \sigma = \pm \frac{2850}{35,7} = \pm 80 \text{ kg/mm}^2$$

La limite élastique est pleinement dépassée et le tirant subit donc des déformations permanentes, ce qui aurait pour effet de réduire l'encastrement s'il se produisait. Remarquons encore que l'excentricité de l'effort peut atteindre 6,8 cm de sorte que les boulons de fixation sont eux-mêmes sollicités d'une façon extrêmement défavorable.

Ce dernier exemple, quoiqu'il soit basé sur des hypothèses de calcul assez imprécises, suffit à montrer qu'en général les ancrages de rideaux de palplanches subissent des déformations permanentes. La traction longitudinale leur octroie une raideur supplémentaire qui, la plupart du temps, est négligée à tort.

C. W. et A. P.

### Articles à paraître prochainement :

**Théorie de la flexion, torsion et flambage des barres à parois minces et à section ouverte**, par S. P. TIMOSHENKO.

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

**Hangar de 180 mètres de portée pour le terrain d'aviation de l'Institut national espagnol de la Technique aéronautique.**

**Le pont Reine Alexandrine (Danemark).**

**La nouvelle gare d'Amsterdam**, par C. F. B. LEMAIRE.

**Les ponts de Vedeggio et du Trodobach en Suisse**, par C. F. KOLLBRUNNER et O. WICHSER.



# CHRONIQUE

## Le marché de l'acier pendant le mois d'avril 1947

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Avril	1947	226.431	127.123	353.554
Avril	1946	167.553	96.807	264.360
Janv.-avril	1947	874.112	447.994	1.322.106

La production présente à nouveau une légère avance par rapport au mois précédent. Elle dépasse, pour la première fois, depuis octobre 1946, le chiffre de 350.000 tonnes. Rappelons que la moyenne mensuelle des années 1935 à 1939 était d'environ 410.000 tonnes. La cadence actuelle représente donc 85 % de la production d'avant-guerre.

Pour les mois à venir, les prévisions sont relativement optimistes : on s'attend à une amélioration des arrivages de charbon de la Ruhr;

d'autre part, les prisonniers de guerre ne doivent quitter le pays que par étapes, et l'arrivée de « displaced persons » promet de maintenir l'équilibre. En l'absence de besoins domestiques pendant les mois d'été, le secteur industriel escompte des attributions élargies de charbon.

L'approvisionnement en minerai est assuré et les mitrilles sont abondantes, notamment celles provenant de matériel de guerre désaffecté. Les prix des mitrilles ont tendance à baisser.

En date du 9 mai, les produits sidérurgiques suivants ont été rendus libres :

Demi-produits pour forge, Essieux et bandages, Acier à ressort, Zorès, Palplanches, Fil machine, Feuillards et bandes à tubes, Tôles magnétiques, Tôles galvanisées et feuillards galvanisés, Tôles plombées.

### Marché intérieur

La forte demande se maintient et les délais sont toujours très longs. En tôles fines notamment, le marché est tendu au point que des consumma-

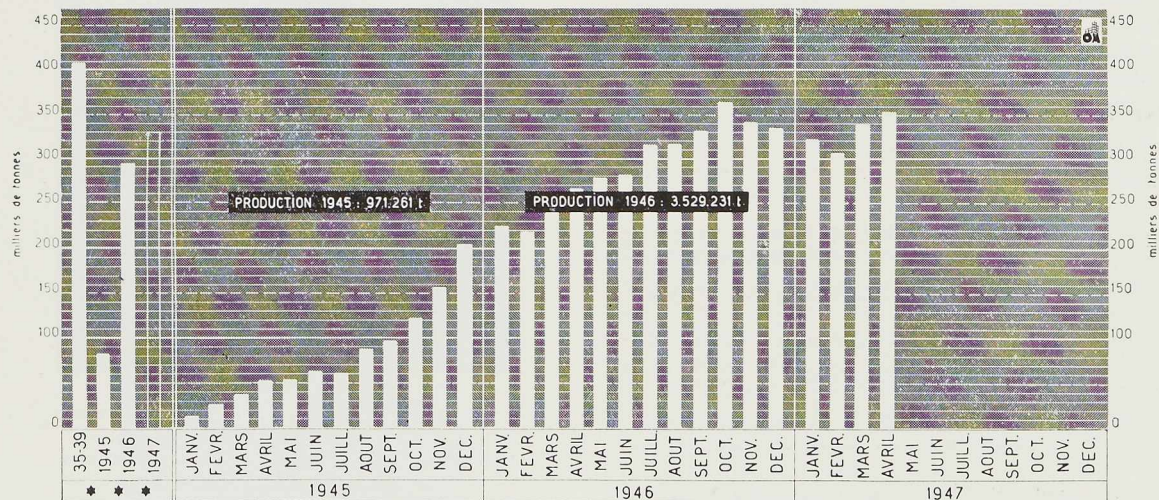


Fig. 341. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

\*\*\* Moyennes mensuelles des années 1935-1939, 1945, 1946 et des quatre premiers mois 1947.



teurs ont eu recours à New-York, en vue de recevoir des offres d'usines américaines; toutefois, les formalités nécessaires pour obtenir devises, licences d'exportation, etc. constituent une entrave sérieuse à ces importations. On espère qu'une production nationale accrue permettra bientôt de mieux satisfaire la clientèle.

La construction métallique est très active. Ses exportations augmentent régulièrement et consomment une partie importante de la production sidérurgique, ainsi que l'indique le tableau suivant, comparant les exportations de quelques branches de cette industrie (en millions de francs) :

	Février	Mars
Constructions navales . . .	55.2	127.5
Tréfilerie . . . . .	98	124
Travail de la tôle . . . . .	98	117.3
Constructions électriques .	75	90.6
Machines outils. . . . .	64.3	68.7
Automobile et cycle . . . . .	24.8	31.3
Forge, estampage . . . . .	26.7	29.3
Divers . . . . .	27.3	31

Le carnet de commande reste très garni dans l'industrie transformatrice entraînant une demande très forte de produits sidérurgiques. La longueur des délais provoque d'ailleurs un encours de fabrication très élevé que les constructeurs cherchent à réduire en complétant les approvisionnements des affaires en exécution. Citons à titre d'exemple la commande des wagons de la S. N. C. B. qu'il est difficile d'exécuter malgré un approvisionnement en quantité très avancé.

#### Marché extérieur

Contrairement à certaines appréhensions qui se sont fait jour depuis quelques mois déjà, le marché international de l'acier, tant dans le domaine des conventions intergouvernementales que dans celui du commerce libre, garde ses bonnes dispositions. C'est ainsi que, après les principaux autres exportateurs, la sidérurgie tchécoslovaque a majoré ses prix d'environ 25 %. Les prix anglais sont également en hausse. L'Angleterre a exporté au courant du premier trimestre 1947, 445.000 tonnes contre 562.000 tonnes, pendant la même période de 1946.

Des demandes de forts tonnages de provenances les plus diverses se présentent quotidiennement,

alors que les nécessités de suivre les fournitures prioritaires tant pour l'intérieur que pour les marchés organisés laissent peu de latitude aux comptoirs de vente.

La pénurie internationale d'acier accentue d'ailleurs la tendance de nombreux pays de créer une industrie sidérurgique ou d'étendre leur capacité de production existante. C'est ainsi que l'Union sud-africaine vient de passer commande d'une usine valant 5 millions de livres et dont la capacité sera de 250.000 tonnes de produits laminés à chaud et à froid. Déjà avant la guerre l'intention de l'Union sud-africaine était de créer une industrie sidérurgique d'une capacité de production d'au moins 1,5 million de tonnes qu'elle est cependant encore loin d'atteindre.

Par ailleurs, on signale la création aux Indes anglaises de nouveaux ateliers pour la construction de locomotives.

Des Etats-Unis, on apprend le dépôt devant le Congrès d'un projet de loi interdisant toute participation américaine à un cartel international.

#### Nominations aux A. R. B. E. D.



Photo Kutter.

M. Aloyse Meyer  
Président du Conseil d'Administration  
des A. R. B. E. D.

Le 26 avril 1947, M. Aloyse Meyer, directeur général des ARBED depuis 1920, a été appelé aux



fonctions de président du Conseil d'administration en remplacement de feu M. Gaston Barbançon.

M. A. Meyer a fait toute sa carrière dans l'industrie sidérurgique luxembourgeoise.

Dès sa sortie de l'École polytechnique d'Aix-la-Chapelle, M. A. Meyer a été, en effet, nommé ingénieur du Bureau des Constructions de la S. A. des Hauts Fourneaux et Forges de Dudelange, dont il est devenu plus tard directeur.

Après avoir été directeur technique de l'Administration centrale des ARBED à Luxembourg, M. Meyer a été nommé en 1920 directeur général des ARBED.

Docteur *honoris causa* de l'École polytechnique d'Aix-la-Chapelle, et de l'École nationale des Mines et de la Métallurgie d'Ouro-Preto (Brésil), vice-président honoraire du *British Iron & Steel Institute*, en 1936, M. Meyer est titulaire de la médaille d'or Bessemer 1937 de cet institut.

M. Félix Chomé, directeur général adjoint, a été désigné pour prendre la succession de M. Aloyse Meyer comme directeur général.

Après avoir été ingénieur à l'usine de Dudelange, M. F. Chomé a été successivement directeur de l'usine d'Esch-Arbed et directeur à l'administration centrale.

En 1929, M. F. Chomé avait été nommé directeur général adjoint des ARBED.



M. Félix Chomé  
Directeur général des A. R. B. E. D.

## Réunion du Comité Permanent de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.), à La Haye, les 9 et 10 mai 1947

Le Comité permanent de l'A. I. P. C. a tenu à La Haye sa seconde réunion d'après guerre, les 9 et 10 mai 1947. Cette réunion avait été organisée par le groupement hollandais de l'A. I. P. C. sous la présidence de M. Harmssen, directeur général du Rijkwaterstaat.

Elle s'est tenue sous la présidence de M. le professeur Andreae, assisté des vice-présidents, MM. les professeurs Pigeaud de Paris, Campus de Liège, et Andrews de Londres.

Etaient représentés les groupements belge, français, suisse, luxembourgeois, hollandais, anglais, tchécoslovaque, suédois.

Le Comité permanent a appelé comme quatrième expert technique, M. le professeur Georges Wastund de l'Université technique de Stockholm.

A l'invitation de M. Devallée, directeur général des Ponts et Chaussées, et président du Groupement belge des membres de l'A. I. P. C., le Comité permanent a décidé de tenir son premier congrès d'après guerre en septembre 1948 à Liège. Il a fixé également les thèmes du congrès qui sont au nombre de cinq. Ces thèmes sont les suivants :

### Thème I. Moyens d'assemblage et détails de la construction en acier

Rapporteur général : M. le professeur STUSSI, de Zurich.

#### 1. L'état actuel de la soudure

Applications réussies et échecs. Caractéristiques des matériaux. Constatations relatives au retrait. Questions d'exécution. Règles pratiques de dimensionnement.

#### 2. Constitution des nœuds d'assemblage

Nœuds des systèmes à treillis. Nœuds des systèmes à cadres.

#### 3. Stabilité et résistance des tôles minces

Méthodes de calculs exacts et approchés. Résultats d'essais. Formules de construction.

#### 4. Flexion et torsion des poutres à âme pleine

Bases théoriques. Méthodes de calcul. Applications.





**Fig. 344.** Pont-route sur le Waal à Zaltbommel. Il comporte trois travées de 126<sup>m</sup>96 et quatre travées de 120<sup>m</sup>60. A droite se profile le pont-rails dont une vue est donnée à la figure 345.

## Thème II. Nouveaux modes de construction en béton, béton armé et béton précontraint

Rapporteur général : M. le professeur A. Caquot, membre de l'Institut de France.

## Thème III. Ponts métalliques à grande portée

Rapporteur général : D<sup>r</sup> G. O. Amman, de New-York.

### 1. Considérations techniques et économiques devant intervenir dans le choix du type de pont

Estimation a priori des poids. Influence de la rigidité latérale. Utilisation d'acier autre que l'acier doux ordinaire de construction. Sol de fondations. Montage.

### 2. Ponts suspendus

Contributions récentes à la statique des ponts suspendus. Influence des charges roulantes et effets du vent. Constitution des tabliers et des poutres de rigidité. Ouvrages remarquables.

### 3. Pont en arcs

Contributions récentes à la statique des ponts en arc. Détails de construction. Ouvrages remarquables.

## Thème IV. Dalles, voûtes et parois en béton armé

Rapporteur général : M. le professeur P. Lardy de Zurich.

## Thème V. Questions intéressant les deux modes de constructions

Rapporteur général : M. le professeur F. Campus, de Liège.

### 1. La sécurité des constructions

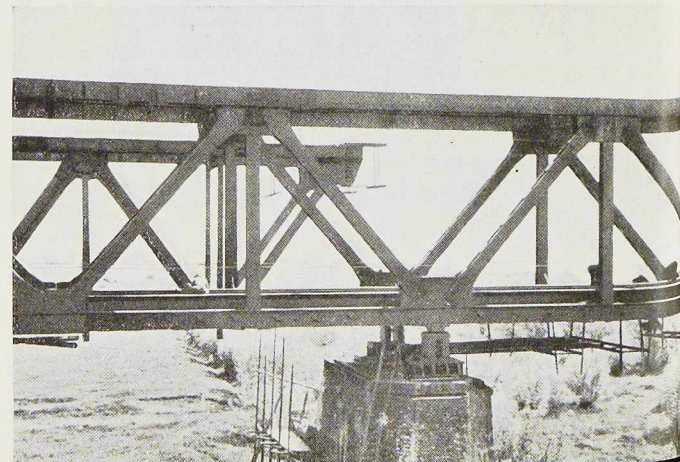
a) Etude des actions pouvant provoquer la destruction des ouvrages (déformations, fissurations, ruptures, etc.).

b) Etude du coefficient de sécurité (observations sur ouvrages exécutés, essais sur modèles, essais sur matériaux).

c) Introduction des constatations statistiques pour déterminer la sécurité des constructions.

### 2. Sollicitation des constructions soumises à des efforts dynamiques (efforts de chocs et charges variables)

**Fig. 345.** Pont-rails sur le Waal à Zaltbommel composé de trois travées de 119 mètres et d'une poutre continue de 8 travées de 56 mètres; vue d'un appui de cette poutre.



Le congrès de Liège 1948 qui aura lieu vraisemblablement du 6 au 11 septembre 1948 sera le premier congrès des constructeurs spécialisés en ponts et charpentes depuis la guerre. Il promet d'être une manifestation très importante à laquelle nous espérons que de nombreux lecteurs de L'OSSATURE MÉTALLIQUE participeront.

La Belgique était représentée à la réunion du Comité permanent de La Haye par M. Devallée, directeur général des Ponts et Chaussées, président du groupement belge, MM. Dutron, Desprets, Mathieu, De Cuyper, Eugène François, R. Ni-houl, délégués au Comité permanent.

Une réception par le Ministre des Travaux publics eut lieu l'après-midi du 9 mai, réception au cours de laquelle les délégués virent projeter un documentaire très intéressant sur les ponts détruits par la guerre en Hollande, et purent se rendre compte de l'effort considérable fait par les Ponts et Chaussées hollandais pour rétablir la circulation entre les différentes parties du pays, coupées par de très larges rivières ou bras de mer.

Le 10 mai, une visite d'une série d'ouvrages d'art a montré le développement prodigieux des constructions métalliques en Hollande. C'est ainsi, notamment, que les visiteurs purent voir les travaux de reconstruction du pont fixe en arcs de 160 mètres de longueur sur le Lek près de Vianen. En attendant, le Lek est franchi par un important pont flottant, système Bailey. Furent ensuite visités le pont sur le Waal à Zaltbommel; le pont-route a pratiquement échappé à la destruction (fig. 344 et 345). Il comprend notamment trois grandes travées en treillis de 126 mètres de portée, et des travées de 60 mètres de portée sur trois appuis, dont une seule fut détruite. Par contre, le pont-rails construit en 1871 a été fortement endommagé. Il comprend des travées de

Fig. 346. Coupe du tunnel sous la Meuse à Rotterdam.

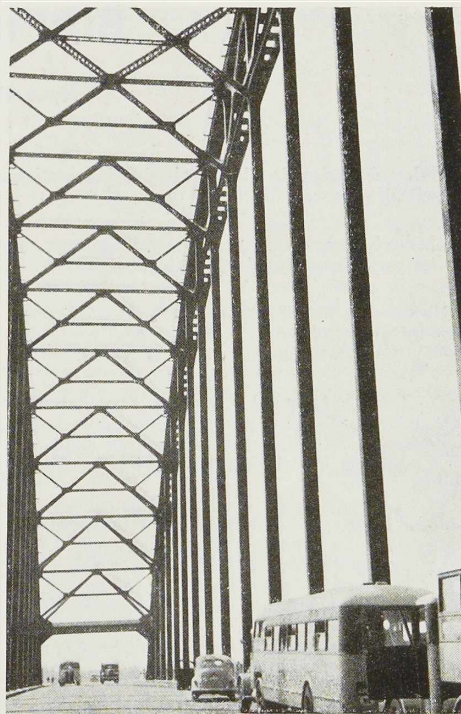
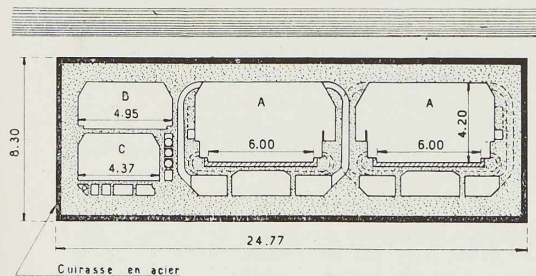


Fig. 347. Pont-route sur le Noord à Hendrik-Ido-Ambacht. La travée centrale en arc a une portée de 184<sup>m</sup>80. La largeur totale du tablier est de 20 mètres.

119 mètres de portée et est pratiquement reconstruit à l'heure actuelle.

Les congressistes ont ensuite visité les magnifiques bureaux de la Société De Vries Robbé, puis visitèrent le pont-route sur le « Noord » à Hendrik-Ido-Ambacht (fig. 347). Cet ouvrage exceptionnel comprend notamment une travée centrale en arcs en treillis de 184 mètres et une travée latérale basculante de 48 mètres de portée et de 60 mètres de tablier.

Enfin, visite fut faite aux travaux de reconstruction du pont à Moerdijk sur le Hollandsche Diep, comprenant une série de travées en treillis de 100 mètres de portée; le très important tunnel sous la Meuse à Rotterdam, d'une longueur totale de 1.000 mètres comportant deux voies routières de 6 mètres, un tunnel pour piétons, et un tunnel pour cyclistes a été enfin parcouru.

# Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

## Mission d'études de l'industrie des fabrications métalliques aux U. S. A.

### Volume I. Rapport de la section de la construction métallique et de la sidérurgie

Un ouvrage de 788 pages, format 21 × 29,5 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par Fabrimétal, Bruxelles, 1946. Prix : 100 francs.

En 1945, Fabrimétal a envoyé aux Etats-Unis une importante mission technique, dans le but d'étudier la situation générale, et les tendances de l'industrie américaine des fabrications métalliques.

Le rapport de la section de la construction métallique et de la sidérurgie contient onze rapports rédigés par les membres de la mission d'études.

Le premier rapport, dû à M. R.-A. Nihoul, concerne la situation générale et les tendances économiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques.

Vient ensuite un chapitre donnant les éléments économiques relatifs à la situation sociale aux Etats-Unis en 1945.

Le recueil contient en outre les rapports suivants : Quelques aspects de la sidérurgie américaine, par A. Desoer; Le laminage et la transformation des produits plats aux Etats-Unis, par C. Maréchal; Quelques aspects de la soudure aux Etats-Unis, par W. Soete; Regard dans les ateliers de construction américains, par J.-A. Elaerts; Aciers inoxydables en chaudronnerie, par G. Hubin; Construction d'appareils de chaudronnerie en acier inoxydable, par H. D'Hondt; Questions techniques diverses, par R.-A. Nihoul; La tréfilerie en Amérique du Nord, par M. Reyntjens; Le laminage à froid des feuillards aux Etats-Unis, par M. de Barys.

### Volume II. Organisation et équipement des ateliers de construction métallique

par L.-A. BERLAND.

Un ouvrage de 169 pages, illustré de plusieurs figures. Edité par Fabrimétal, Bruxelles, 1946. Prix : 150 francs.

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

Le second volume du rapport de la mission d'études de Fabrimétal contient notamment les documents suivants :

Ambiance dans les usines aux Etats-Unis; Quelques remarques au sujet de l'organisation générale des usines américaines visitées; Classification des métiers et emplois; Exposés sur les méthodes d'apprentissage; Exposés sur l'éducation de la maîtrise; Documents principaux utilisés pour lancer une commande avec le minimum de frais de bureau; Quelques renseignements concernant les moyens de production utilisés aux Etats-Unis.

### Volume III. Rapport de la section de la construction métallique

Un ouvrage de 77 pages, format 21 × 29,5 cm, illustré de plusieurs figures. Edité par Fabrimétal, Bruxelles, 1947. Prix : 75 francs.

Le volume consacré à la section de la construction métallique contient le rapport suivant :

Les méthodes de finition et de décoration, par E.-A. Bal; Evolution de la machine-outil procédant par enlèvement de copeaux, par P. Van Eepoel; Les outils, par M. Ledocq; Traitements thermiques, par M. Ledocq; Le contrôle de la qualité dans les ateliers de construction mécanique américains, par E. Demaret; La sécurité dans les ateliers de construction mécanique aux Etats-Unis, par E. Demaret; Notes diverses sur la fonderie américaine, par L. Malengret Lebrun; L'évolution de la fonte malléable aux Etats-Unis, par R. Deprez; Quelques remarques générales et description de fonderies, par L.-A. Berland; L'industrie frigorifique et quelques applications, par R. Malengret Lebrun; Tendances actuelles de la boulonnerie américaine par A. Boddaert.

### Les poutrelles Grey de Differdange au service des armées alliées, 1944-1945

Une brochure de 40 pages, format 21 × 26 cm, illustrée de nombreuses figures. Editée par la Société HADIR, Luxembourg, 1947.

Cette brochure, élégamment présentée, donne quelques indications sommaires sur l'emploi des poutrelles Grey par les armées alliées, au cours des actions décisives de 1944-1945.





L'armée américaine a utilisé sur une vaste échelle les poutrelles Grey de 1 mètre de hauteur pour le franchissement du Rhin. En général, les travées des ponts-rails furent constituées de la façon suivante :

Portées de moins de 18 mètres : 2 poutrelles dont une sous chaque file de rails;

Portées de 18 à 20 mètres : 3 poutrelles dont une sous chaque file;

Portées de 20 à 23 mètres : 4 poutrelles dont 2 jumelées sous chaque file;

Portées de 23 à 26 mètres : 5 poutrelles dont 2 jumelées sous chaque file;

Portées de 26 à 29 mètres : 6 poutrelles dont 3 jumelées sous chaque file.

Les poutrelles jumelées par deux ou par trois étaient assemblées sous forme de caissons, par soudure des ailes. La soudure a été effectuée sur chantier.

Les Ateliers Paul Wurth de Luxembourg apportèrent également leur contribution à l'effort commun en construisant des piles métalliques, principalement constituées d'ailleurs par des poutrelles Grey.

#### **De technologie van het gasmelt lasschen (La technologie de la soudure oxy-acétylénique)**

par F. M. L. VAN HORENBEECK.

Un volume de 191 pages, format 15 × 22,5 cm, illustré de 123 figures. Edité par la Librairie Standaard, Anvers, 1946. Prix : 85 francs.

Ce volume expose schématiquement toutes les méthodes de soudure, puis développe particulièrement l'application de la soudure oxy-acétylénique aux métaux et alliages usuels.

Exposé avec clarté et accompagné d'une bonne illustration, le texte est facile à lire.

L'auteur décrit tous les appareils modernes et donne des conseils techniques sur la façon d'exécuter différents travaux de soudure.

Les principaux chapitres traitent des sujets suivants :

L'Acétylène — L'Oxygène — Procédés divers de préparations industrielles — Prescriptions de sécurité — Les chalumeaux — Les flammes oxy-acétyléniques — Exécution des travaux de soudure — Soudure des métaux les plus usuels.

L'ouvrage se termine par un chapitre pratique sur le calcul du prix de revient.

Etant donné la personnalité de l'auteur et le soin apporté à la rédaction de son livre, il ne fait pas de doute que celui-ci rencontrera la faveur de tous ceux qui s'intéressent à la soudure des métaux.

#### **Structural Steelwork for Buildings, 2<sup>e</sup> édition (Constructions métalliques pour bâtiments)**

par H. P. SMITH.

Un volume relié de 112 pages, format 12,5 × 19 cm, illustré de 24 figures. Edité par Crosby Lockwood & Son, Ltd., Londres, 1946 (envoyé par le British Council). Prix : 5 shillings.

Cet ouvrage est un manuel pratique de la construction métallique. On y trouve des renseignements précis sur les sujets suivants : poutres simples et composées, colonnes, fermes et cadres.

Un chapitre spécial est consacré à la construction soudée; il comprend notamment des tableaux donnant la résistance des joints bout-à-bout et des cordons latéraux et frontaux en fonction de l'épaisseur. Des exemples numériques complètent cet ouvrage qui sera apprécié des constructeurs métalliques. Ce livre sera également utile aux étudiants des facultés techniques à l'intention desquels l'auteur a prévu des exercices pratiques.

#### **Radiographie des soudures**

Une brochure de 28 pages, format 21 × 29 cm, illustrée de 26 figures. Editée par la S. A. Philips, Bruxelles, 1947.

L'examen des pièces métalliques à l'aide de rayons X permet de déceler dans la masse des pièces la présence d'inclusions de matières étrangères, de soufflures, de fissures, de collages ou manque de liaison.

La brochure publiée par la S. A. Philips indique tout d'abord les principes de fonctionnement des appareils à rayons X. Elle décrit ensuite les appareils « Philips Métalix ». Le dernier chapitre est consacré à l'examen des soudures à l'aide des rayons X. On y trouve des renseignements sur le manque de pénétration, les collages, les plages de laitier, le manque d'épaisseur, la dénivellation des bords, les soufflures, les piqûres, les fissures, etc.

#### **Au fil du rail**

par Fernand LEBBE.

Un ouvrage de 32 pages, format 21 × 30 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par l'Editorial Office, Bruxelles, 1947. Prix : 110 francs.

Ce fascicule fait partie d'une série de 26 fascicules qui constitue un ouvrage de vulgarisation sur les chemins de fer belges. L'auteur traite des sujets suivants : le tracé, le gabarit, les déblais et les remblais, les passages à niveau, les tunnels, les ponts-viaducs, enfin l'organisation et le statut de la S. N. C. B.

# Bibliographie

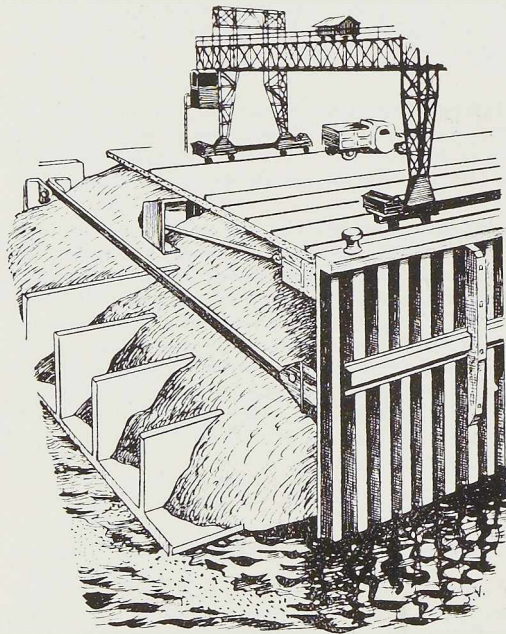
## Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier <sup>(1)</sup>

### 51.3. - Démolition et reconstruction des murs de quais dans le port de Rotterdam

C. FRANKX, *De Ingenieur*, 2 mai 1947, pp. 25 à 31, 12 fig.

Actuellement, la tendance se fait de plus en plus sentir de construire les murs de quais en palplanches métalliques par suite notamment de la simplicité de leur exécution.

Dans le port de Rotterdam on avait toutefois exécuté un mur de quai en palplanches en béton, dont la profondeur en dessous du niveau des basses eaux était de 5<sup>m</sup>50. Son parement, constitué de pieux en béton battu jusqu'au refus, a



(1) Les listes des périodiques reçus par notre Association ont été publiées dans les numéros 1/2-1946 et 2-1947 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 14, rue Van Orley, à Bruxelles ouverte de 8 h. 30 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 8 h. 30 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification, dont le tableau a été publié dans *L'Ossature Métallique*, n° 7/8-1946, p. 199.

pris, durant les dix premières années, une dangereuse inclinaison de 30 centimètres. Malgré toutes les précautions prises pour ancrer les murs, on n'est pas parvenu à arrêter le glissement.

Comme le pavage d'un mur de quai moderne se compose de dalles en béton placées entre les rails de chemin de fer, et les rails des grues de déchargement, on conçoit qu'un glissement des terres amènerait la ruine dans l'exploitation du port. Or, la profondeur des nouveaux murs de quai dans les ports du Rhin et de la Meuse doit être de 9 mètres en dessous des basses eaux.

La solution du problème a été trouvée dans le battage des palplanches métalliques convenablement ancrées. Des caissons de fonçage ont été laissés en place de façon à prendre une partie des poussées de terre. Entre les caissons et les parois du quai, on a procédé à des remblais au moyen de terres spéciales donnant moins de poussées horizontales que le sable.

Ainsi qu'on le voit sur le croquis ci-contre, les poutres d'ancrage ont une section assez importante. Leur résistance à la traction est équilibrée par des plaques d'accrochage spéciales placées à 23<sup>m</sup>60 de l'alignement du quai.

### 53.3. - Le soutènement métallique dans les mines. L'étauçon Gerlach

*Echo des Mines et de la Métallurgie*, pp. 41-42, 6 fig.

L'étauçon métallique système Gerlach est de tous les étauçons métalliques celui qui se développe le plus. Il se compose de deux fûts coulissant l'un dans l'autre. Le profil spécial du fût mâle est calculé pour supporter les plus grands efforts à la compression. L'étauçon femelle constitué par deux fers U P.N. comporte également une semelle. Entre ces deux fûts, il y a un appareil de blocage, soudé sur le fût inférieur. Un dispositif d'arrêt constitué par une plaque de butée et un rivet empêche le déboîtement des deux fûts précités. L'efficacité de cet étauçon est due à la conception de l'appareil de blocage. Cet appareil, ainsi que les deux fûts mâle et femelle sont en acier à haute résistance. Construit en trois types, normal, lourd et extra-lourd, l'étauçon Gerlach peut être employé dans les veines de 0<sup>m</sup>50 à 4 mètres de profondeur. Cet étauçon est muni d'une tête universelle qui permet l'emploi de rallonges en acier ou en bois.

*Electrodes,  
Postes de soudure,  
accessoires.*



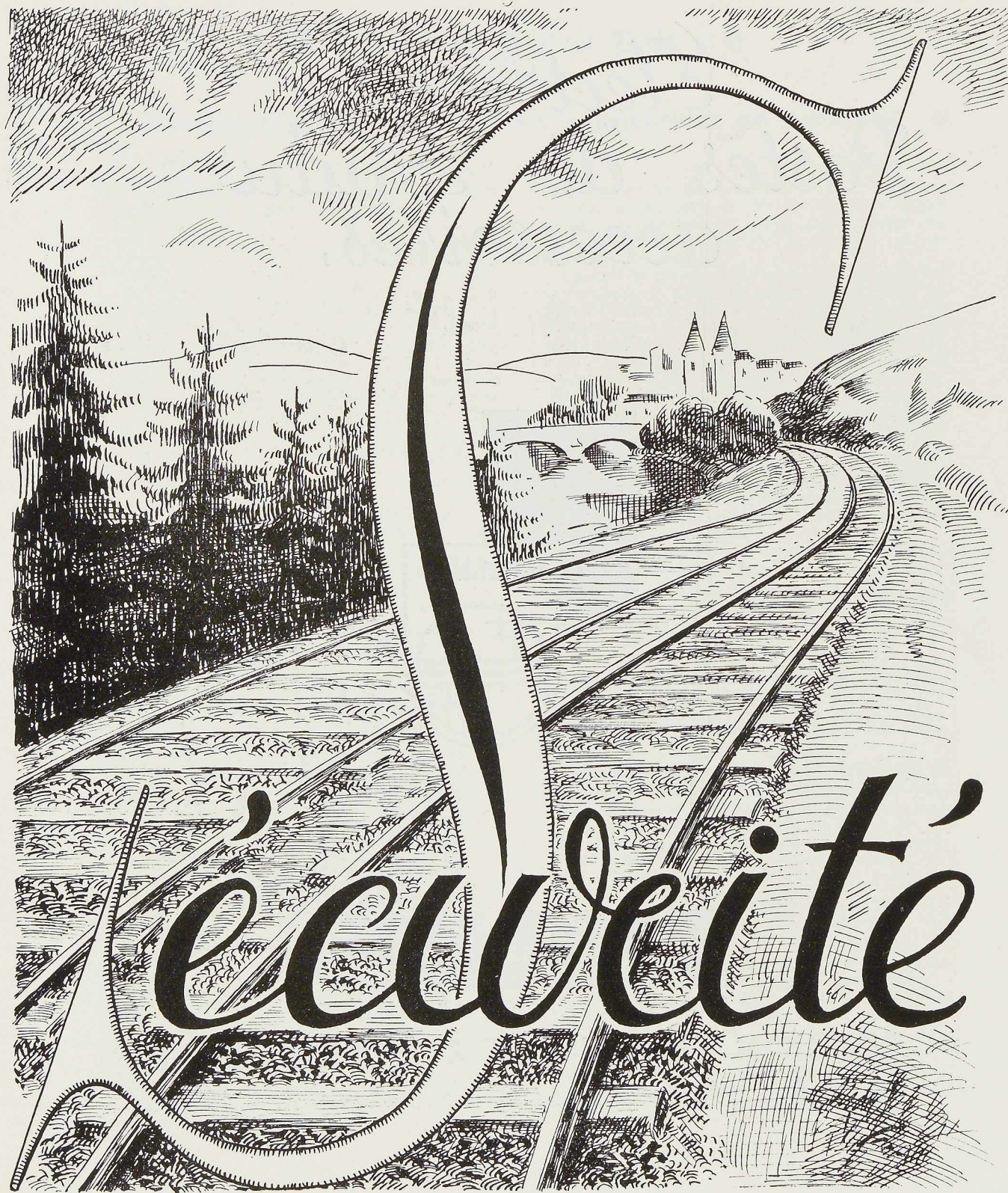
**PHILIPS**

SOCIÉTÉ ANONYME BELGE

**DIVISION TECHNIQUE & INDUSTRIELLE**

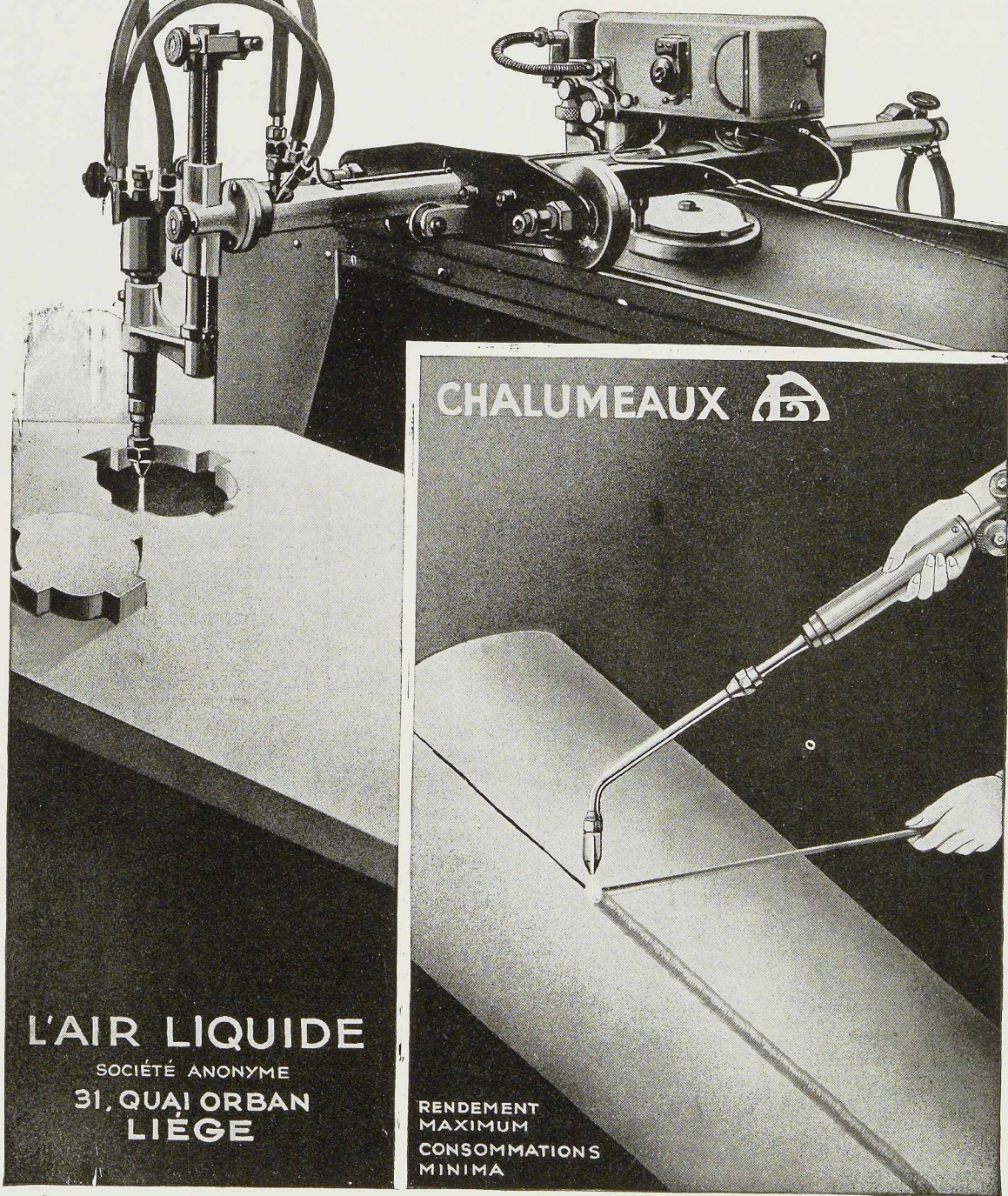
37-39, Rue d'Anderlecht, 37-39 - Bruxelles - R. C. 2488

SOCIÉTÉ NATIONALE DES CHEMINS DE FER BELGES



# L'oxy-coupage

réduit l'usinage.



**L'AIR LIQUIDE**

SOCIÉTÉ ANONYME  
31, QUAI ORBAN  
LIÈGE

RENDEMENT  
MAXIMUM  
CONSOMMATIONS  
MINIMA

## INDUSTRIELS

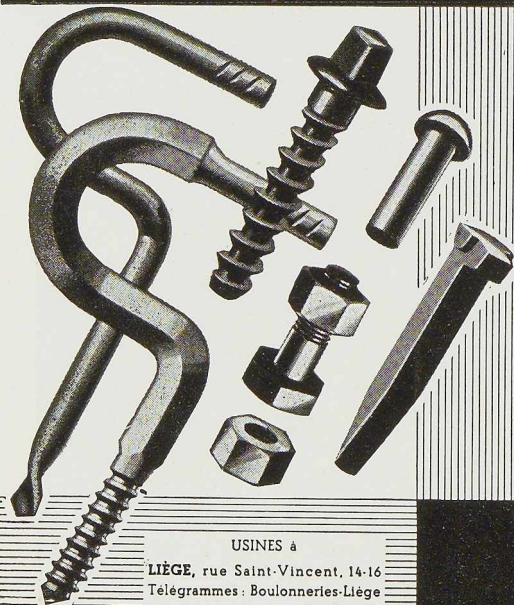
La concurrence s'annonce àpre.  
Abaissez vos prix de revient!



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

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

### STÉA ME DES BOULONNERIES DE LIÈGE ET DE LA BLANCHISSERIE



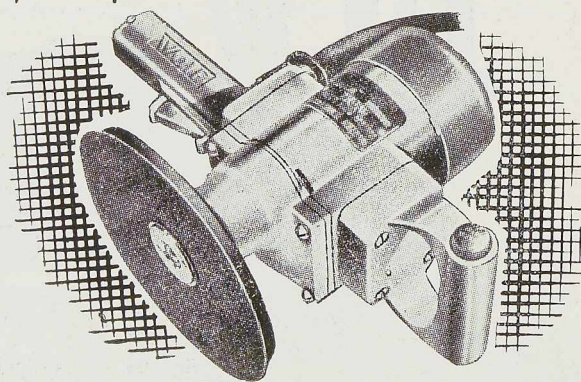
USINES à

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

SCHELD-RO

## Ponçage et Polissage

plus rapides - meilleurs - moins coûteux



PONÇAGE DE PEINTURES  
DÉROUILLAGE

DÉTARTRAGE DE RÉSERVOIRS  
POLISSAGE DE MÉTAUX  
LAMINÉS

NETTOYAGE DE SURFACES AU  
POLISSOIR

MEULAGE DES BAVURES

Ponceuse élec-  
trique porta-  
tive de 177mm.  
du type VSM.

Activez vos opérations de ponçage et de polissage, en adoptant cette ponceuse électrique portable Wolf solide et universelle. Vous vous assurerez, en même temps, une machine de qualité, construite avec un alliage d'aluminium siliceux d'une résistance à la traction de 3.136kg, par centimètre carré. La machine est refroidie par ventilateur et le moteur est très puissant.

En ce qui concerne son montage, son équilibre, sa précision et sa durée de service, cette ponceuse est considérée comme la meilleure du monde dans sa catégorie.

★ Catalogue complet  
de l'outillage élec-  
trique Wolf sur  
demande.

OUTILLAGE  
ÉLECTRIQUE

# Wolf

Concessionnaires pour la Belgique et le Grand Duché de Luxembourg  
(Ventes en Gros et Entretien):

J. & R. LENAERS,

5, Avenue Ernest Renan, BRUXELLES, 3.

FABRICANTS : SOC. ANON. S. WOLF & CO. LTD., LONDRES, ANGLETERRE

standardisée pour l'intérieur

*légère, indéformable*

**PORTES**

**METALLIQUES**

**VANDERPLANK**

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

Studio Simir-Stevens

## MÉCANIQUE ET CHAUDRONNERIE DE BOUFFIOULX

Anciennement  
« LA BIESME »

Société Anonyme

BOUFFIOULX  
(Belgique)

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

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

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

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

**MECANIQUE GENERALE - CHAUDRONNERIE**

# 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

## INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A. C. M. T. . . . .	16	S. A. Ateliers de Construction Jambes Namur . . . . .	17
L'Air Liquide . . . . .	29	Laminaires de Longtain . . . . .	23
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène » . . . . .	2	Marigrée, Société Commerciale d'Ou- grée . . . . .	13
Ateliers métallurgiques Nivelles . . . . .	19	Nobels-Peelman. . . . .	26
B.E.I. . . . .	31	L'Oxydrique Internationale . . . . .	18
Belradio . . . . .	32	Philips. S. A. . . . .	27
Usines Gustave Boël . . . . .	21	S. N. C. B. . . . .	12
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis. Mécanique et Chaudronnerie de Bouf- fioulx, S. A. . . . .	22 30	Someba . . . . .	28
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie . . . . .	31	Soudométal . . . . .	19
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve . . . . .	II	Sycomom . . . . .	9
P. & M. Cassart . . . . .	5	Usine Chimique John Thienpont. S. A. . . . .	10
Cockerill . . . . .	6	Titan Anversois. . . . .	11
Columeta . . . . .	24-25	Usines à Tubes de la Meuse . . . . .	14
Davum . . . . .	III	Ucométal . . . . .	7
Alexandre Devis & C <sup>o</sup> . . . . .	20	Ateliers Vanderplanck, S.P.R.L. . . . .	30
Société Métallurgique d'Enghien-Saint- Eloi . . . . .	IV	Ventola . . . . .	32
E.S.A.B. . . . .	15	S. Wolf & C <sup>o</sup> . . . . .	31
		Anciens Ets Paul Würth . . . . .	8