

L'OSSATURE METALLIQUE



UNIVERSITEIT GENT
AFDELING voor BOUWKUNST
Plateaustraat, GENT

14^e ANNÉE

Vent

2

FÉVRIER

1 9 4 9

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

SOCIETE ANONYME
LA BRUGEOISE ET
NICAISE & DELCUVE



USINES
à St-Michel-lez-Bruges et à La Louvière

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

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

154, avenue Louise, Bruxelles - Téléphone : 47.54.99 (2 lignes)
Chèques post. : 340.17 - Adr. télégr. : « Ossature-Bruxelles »

14^e ANNÉE

N° 2

FÉVRIER 1949

S O M M A I R E

Relevé des dégâts existant à la charpente soudée de l'Institut du Génie Civil, à Liège, par H. Louis . . .	67
Exécution des réparations de la charpente soudée de l'Institut du Génie Civil, à Liège, par P. Galler . . .	75
Dégâts causés à l'ossature métallique rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, à Liège, et leur restauration, par H. Louis.	80
Les plus beaux ponts métalliques construits aux Etats-Unis, de 1942 à 1947	81
Calandres soudées	84
Construction d'un pont basculant du type « Strauss » à Zeebrugge, par R. Desprets	86
L'action du vent sur les constructions, par L. Blanjean . . .	91
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de décembre 1948. - Travaux de la jonction Nord-Midi à Bruxelles. - Foire Internationale de Liège 1949. - Les applications de l'acier dans le bâtiment. - Travaux de l'Institut Belge de Normalisation. - Conférence. - Echos et Nouvelles	112
BIBLIOTHÈQUE	116
BIBLIOGRAPHIE	118

ABONNEMENTS 1949 (11 numéros) :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : 200 francs belges.

France et ses Colonies : 1.900 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & Cie, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n° 1760.73).

Etats-Unis d'Amérique et leurs possessions : 8 dollars, payables à M. Léon G. RUCQUOI, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20, N. Y.

Autres pays : 350 francs belges.

Tous les abonnements prennent cours le 1^{er} janvier.

PRIX DU NUMÉRO :

Belgique, Grand-Duché de Luxembourg, Congo belge : francs belges 25,-,
France : francs français 200,-, **autres pays** : francs belges 40,-.

DROIT DE REPRODUCTION :

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



TOUS LES PRODUITS MÉTALLURGIQUES

120-124, AVENUE DU PORT
4-6 QUAI DES CHARBONNAGES
200, RUE DE LA SOIERIE, FOREST
(Coin rue Émile Pathé)

Tél. 26.98.10 (plusieurs lignes)

Tél. 26.98.17 (deux lignes)

Tél. 43.72.69 - 43.72.70

C. C. P. 87.61

R. C. B. 10.741

CENTRE BELGO-LUXEMBOURGEOIS D'INFORMATION DE L'ACIER

ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF

Président d'Honneur : M. Albert D'HEUR

CONSEIL D'ADMINISTRATION

Président :

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

Vice-Président :

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

Administrateur-Conseil :

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

Membres :

M. Oscar BIHET, Administrateur-Directeur Gérant des Usines à Tubes de la Meuse, S. A.,
M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur-Délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. COURTOY, S. A.,
M. Justin BAUGNEE, Directeur de la S. A. des Laminoirs, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence,

M. Alexandre DEVIS, Associé commandité de la S. C. S. Alexandre Devis & C^{ie}, Délégué de la Chambre Syndicale des Marchands de Fer et du Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique,

M. Hector DUMONT, Administrateur-Directeur de la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur,

M. Emile HOUBAER, Directeur de la Métallurgie de la S. A. John Cockerill,

M. Louis ISAAC, Administrateur délégué de la S. A. Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi,

M. Louis NOBELS, Président et Administrateur Délégué des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman,

M. Henri NOEZ, Directeur Général de la Fabrique de Fer de Charleroi,

M. François PEROT, Administrateur-Délégué de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, Vice-Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges;

M. Henri ROGER, Directeur Général des H. A. D. I. R., à Luxembourg.

LISTE DES MEMBRES

ACIÉRIES BELGES

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

ACIÉRIES LUXEMBOURGEOISES

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

TRANSFORMATEURS

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

ATELIERS DE CONSTRUCTION

ACMA, S. A., Ateliers de Construction et Ets Geerts & Van Aalst réunis, à Mortsel-lez-Anvers.
Société Anglo-Franco-Belge des Ateliers de la Croÿère, Seneffe et Godarville, S. A., à La Croÿère.
Awans-François, S. A., à Awans-Bierset.
Mécanique et Chaudronnerie de Bouffioulx, Bouffioulx-lez-Châtelineau.

ATELIERS DE CONSTRUCTION (suite)

- Ateliers de Construction de la Basse-Sambre**, S. A., à Moustier-sur-Sambre.
- Baume et Marpent**, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
- Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis**, S. A., 249-253 chaussée de Vleurgat, Bruxelles.
- Ateliers de Construction Alphonse Bouillon**, 58, rue de Birmingham, Molenbeek-Saint-Jean.
- Société Anonyme Anciennes Usines Canon-Legrand**, 17, rue Terre du Prince, Jemappes-lez-Mons.
- Ateliers de Construction Paul Bracke**, s. p. r. l., 30-40, rue de l'Abondance, Bruxelles.
- Usines de Braine-le-Comte**, S. A., à Braine-le-Comte.
- La Brugeoise et Nicaise & Delcuve**, S. A., à Saint-Michel-lez-Bruges.
- Chaubobel**, S. A., à Huyssinghen.
- John Cockerill**, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
- La Construction Soudée**, Anciens Etablissements André Beckers, S. A., chaussée de Buda, Haren.
- « Cribla »**, S. A. Construction de Criblages et Lavoirs à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.
- Compagnie Centrale de Construction**, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
- Les Ateliers De Meestere Frères**, Heule-lez-Courtrai.
- Ateliers de la Dyle**, S. A., à Louvain.
- Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi**, S. A., à Enghien.
- Ateliers de Construction et Chaudronnerie de l'Est**, S. A., Marchienne-au-Pont.
- Société Anonyme des Ateliers de Construction Flamen-court et C^{ie}**, 112-114, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
- Ateliers Georges Heine**, S. A., chaussée des Forges, Huy.
- Ateliers de Construction Heuze, Malevez & Simon Réunis**, S. A., 59, rue des Gloires Nationales, Auvélais.
- Ateliers de Construction de Jambes-Namur**, S. A., à Jambes-Namur.
- Constructions Métalliques de Jemeppe-sur-Meuse**, S. A., Anc. Ateliers Georges Dubois, à Jemeppe-sur-Meuse.
- L'Industrie Boraine**, S. A., Quiévrain.
- Ateliers de Construction J. Kihn**, Rumelange (G.-D.).
- Société Anonyme des Ateliers de La Louvière-Bouvy**, La Louvière.
- Usines Lauffer Frères**, S. P. R. L., Hermalle s./Argenteau.
- Leemans L. et Fils**, S. A., 114, rue de Louvain, Vilvorde.
- Ateliers de Construction de Malines (Acomal)**, S. A., 29, Canal d'Hanswyck, Malines.
- La Manutention Automatique**, S. A., Machelen.
- Les Ateliers Métallurgiques**, S. A., à Nivelles.
- Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman**, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
- Ougrée-Marihaye**, S. A., à Ougrée.
- Ateliers Sainte-Barbe**, S. A., Eysden-Sainte-Barbe.
- Constructions Métalliques Hub. Simon**, 148, rue de Plaine-vaux, Seraing-sur-Meuse.
- Chaudronnerie A.-F. Smulders**, S. A. à Grâce-Berleur-lez-Liège.
- Ateliers Arthur Sougniez Fils**, 42, rue des Forgerons, Marcinelle.
- Etablissements D. Steyart-Heene**, à Eecloo.
- Ateliers du Thiria**, S. A., La Crorière.
- Ateliers de Construction Mécanique de Tirlemont**, S. A., à Tirlemont.
- Ateliers Vanderplanck**, s. p. r. l., Fayt-lez-Manage.
- Compagnie Belge des Freins Westinghouse**, S. A., 105, rue des Anciens Etangs, Forest-Bruxelles.
- Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck**, à Willebroeck.
- Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth**, à Luxembourg.
- Chaudronneries et Ateliers de Construction Lucien Xhignesse & Fils**, S. A., rue d'Italie, Ans-Liège.

CHÂSSIS MÉTALLIQUES

- Chamebel (Le Châssis Métallique Belge)**, S. A. Belge, chaussée de Louvain, à Vilvorde.
- « Soméba »**, Société Métallurgique de Baume, S. A., rue Lecat, La Louvière (Baume).

MEUBLES MÉTALLIQUES

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

SOUDURE AUTOGÈNE

Matériel, électrodes, exécution

- Electromécanique**, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.
- ESAB**, S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.
- Philips**, S. A., 37-39, rue d'Anderlecht, Bruxelles.
- L'Air Liquide**, S. A., 31, quai Orban, Liège.
- La Soudure Electrique Autogène « Arcos »**, S. A., 58-62, rue des Deux Gares, Bruxelles.
- L'Oxydrique Internationale**, S. A., 31, rue Pierre van Humbeek, Bruxelles.
- Soudométal**, S. A., 83, chaussée de Ruysbroeck, Forest Bruxelles.

COMPTOIRS DE VENTE

DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

- Columeta** (Comptoir Métallurgique Luxembourgeois), S. A., Luxembourg.
- Cosibel** (Comptoir de Vente de la Sidérurgie Belge), S. C., 9, rue de la Chancellerie, Bruxelles.
- Davum**, S. A. Belge, 22, rue des Tanneurs, Anvers.
- Gilsoco**, S. A., La Louvière.
- Société Commerciale de Sidérurgie**, SIDERUR, 1A, rue du Bastion, Bruxelles.
- Ucométal** (Union Commerciale Belge de Métallurgie) 24, rue Royale, Bruxelles.

MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES

Individuellement :

- ACMA**, S. A., Ateliers de Construction et Ets Geerts & Van Aalst réunis, à Mortsel-lez-Anvers.
- P. et M. Cassart**, 120-124, avenue du Port, Bruxelles.
- Alexandre Devis et C^{ie}**, 43, rue Masui, Bruxelles.
- Métaux Galler**, S. A., 22, avenue d'Italie, Anvers.
- Etablissements Gilot Hustin**, 14, rue de l'Etoile, à Namur.
- J. Libouton & C^{ie}**, S. A., 27, rue Léopold, Charleroi.
- Fers et Aciers Pante et Masquelier**, S. A., 30, rue du Limbourg, Gand.
- Peeters Frères**, 10, Marché-au-Poisson, Louvain.
- Util**, s. p. r. l., 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles.

Collectivement :

- Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique**, 10, rue du Midi, Bruxelles.
- Chambre Syndicale des Marchands de fer**, 10, rue du Midi, Bruxelles.

MARCHANDS D'ACIERS SPÉCIAUX

- Etablissements Georges L.-J. Alexis**, 31, rue Dartois, Liège.
- Aciers Bungert**, S. A., 141-143, chaussée de Mons, Bruxelles.
- Jos. Bol**, 86, rue Emile Féron, Bruxelles.
- Maison Courard & C^o**, 9-11, place des Déportés, Liège.
- Etablissements Moréa et Nahon**, 23-25, rue des Ateliers, Bruxelles.
- Société des Aciers et Métaux, Soamet**, 41, boulevard du Midi, Bruxelles.
- Wauters Frères**, 23, rue de Liverpool, Bruxelles.

BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

- Bureaux d'Etudes Industrielles Fernand Courtoy**, S. A., 43, rue des Colonies, Bruxelles.
- M. René Leboutte**, ing. tech. I. G. Lg., 6, rue J. Delbœuf, Liège.
- MM. C. et P. Molitor**, Construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstaël, Bruxelles.
- Robert et Musette**, S. A., 18A, rue de Namur, Bruxelles.
- M. J. F. F. Van der Haeghen**, ingénieur-conseil (U. I. Lv.), 104, boulevard Saint-Michel, Bruxelles.
- MM. J. Verdeyen et P. Moenaert**, ingénieurs-conseils (A. I. Br.), 5, rue Jean Chapelié, Bruxelles.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

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

DIVERS

- Institut Belge des Hautes Pressions**, 38, Pl. des Carabiniers, Bruxelles.
- Société Métallurgique des Procédés Warnant**, S. A., 71, rue Royale, Bruxelles.

MEMBRES INDIVIDUELS

- M. Eug. François**, professeur à l'Université de Bruxelles, 110, boulevard Auguste Reyers, Bruxelles.
- M. Marcel François**, membre associé de la firme François, 43, rue du Cornet, Bruxelles.
- M. Léon G. Rucquoi**, Technical Consultant to the Steel and Mechanical Industries of Belgium & Luxembourg, 30 Rockefeller Plaza, New York 20. N. Y.



: ASSURÉ MAXIMUM DE *Succès!*



- OK TP pour les tôles minces.
- OK 42P pour les soudures galbées.
- OK 44P pour les positions difficiles et les joints grossièrement préparés.
- OK 47P la superélectrode
STANDARD
- OK 48P pour les soudures tenaces, en toutes positions.
- OK 50P pour les soudures de haute qualité, radiographiées.
- OK 52P pour l'acier Ac. 52.
- OK 55P la merveille de soudomé-tallurgie, pour les aciers demi-durs.

ESAB

ELECTRO SOUDURE AUTOGENE BELGE S.A.
116-118, RUE STEPHENSON • BRUXELLES • TELEPHONE: 15.91.26

PUBLIGRAPHE
BRUXELLES



Arch. Paul Fontaine, Bruxelles

SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE DE BAUME S. A.

SOMIEBA

TÉLÉPHONES: 279 LA LOUVIÈRE
15.81.57 BRUXELLES

LA LOUVIÈRE

MENUISERIES MÉTALLIQUES

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

CONSTRUCTION

CHARPENTES, RÉSERVOIRS
TUYAUTERIES, POTEAUX
SOUDURE ÉLECTRIQUE

REGISTRE DE COMMERCE MONS 378



PROCÉDÉ
ARCOS OXYARC



POUR LE DÉCOUPAGE,
LE DÉRIVETAGE,
LE GOUGEAGE
DE **TOUS MÉTAUX**

ARCOS

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE S. A.

58-62, RUE DES DEUX-GARES • TÉLÉPHONE 21.01.65 • BRUXELLES

POUR CONSTRUCTIONS CELLULAIRES AUTOSTABLES

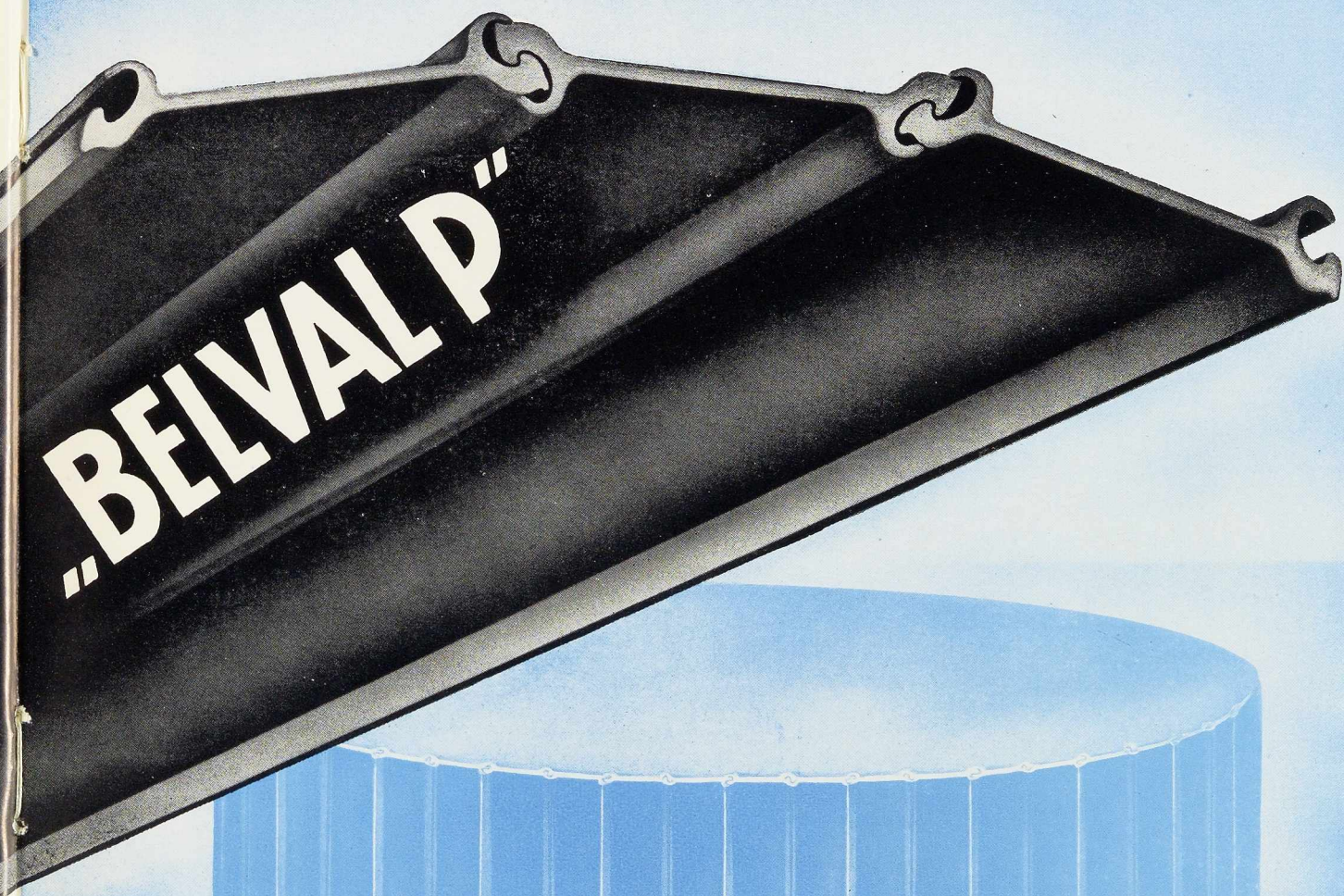
GABIONNÉES
CIRCULAIRES
EN FEUILLE
DE TRÈFLE

PALPLANCHES PLATES

POUR TOUTS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER A :

POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE:
LA BELGO-LUXEMBOURGEOISE
BRUXELLES • 11, QUAI DU COMMERCE





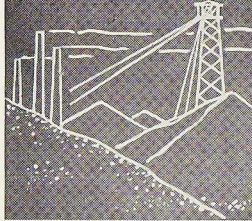
R A :

COLUMETA

COMPTOIR MÉTALLURGIQUE LUXEMBOURGEOIS • S. A. • LUXEMBOURG

TUBES POUR TOUTES ACTIVITÉS

CHARBONNAGES

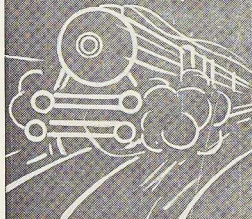


CANALISATIONS

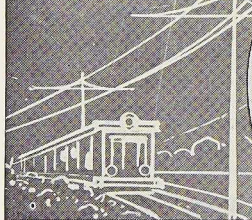


EAU
GAZ

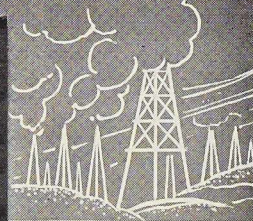
CONSTRUCTION
MÉCANIQUE



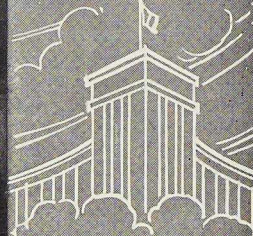
TRANSPORT
DE FORCE



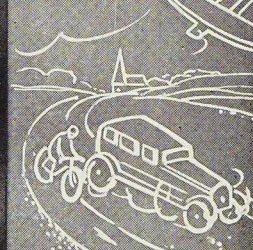
PÉTROLE



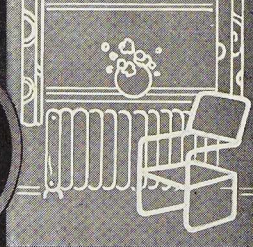
TRAVAUX PUBLICS



SPORTS



LE HOME



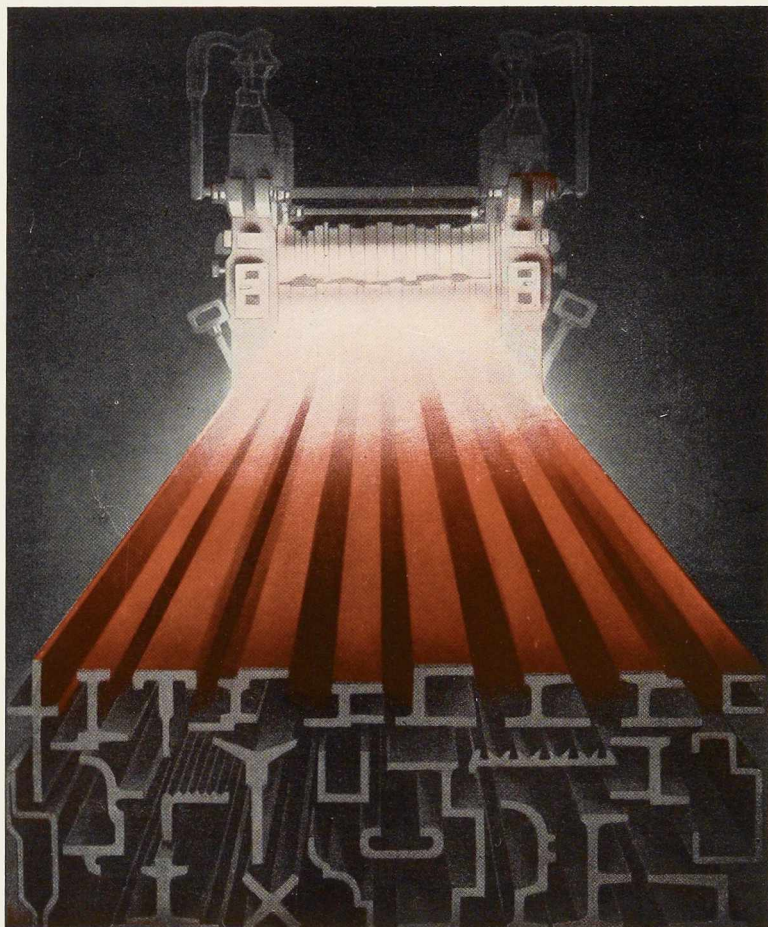
TOUS DIAMÈTRES
DE 3^m A 1250^m
ET PLUS



USINES A TUBES DE LA MEUSE

STE AME FLEMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO



Laminage à chaud

Profilage à froid jusqu'à 8 mm d'épaisseur
et 400 mm de développement

Toutes sections spéciales en acier

Création rapide de nouveaux profilés

Spécialistes en profilés pour huisserie
et châssis métalliques

LAMINOIRS

DE LONGTAIN

TÉLÉPHONES : LA LOUVIÈRE 759 et 880

TÉLÉGRAMMES : LAMILONG La Louvière

CODES : Bentley et Acme.

Société Anonyme

LA CROYERE (BELGIQUE)

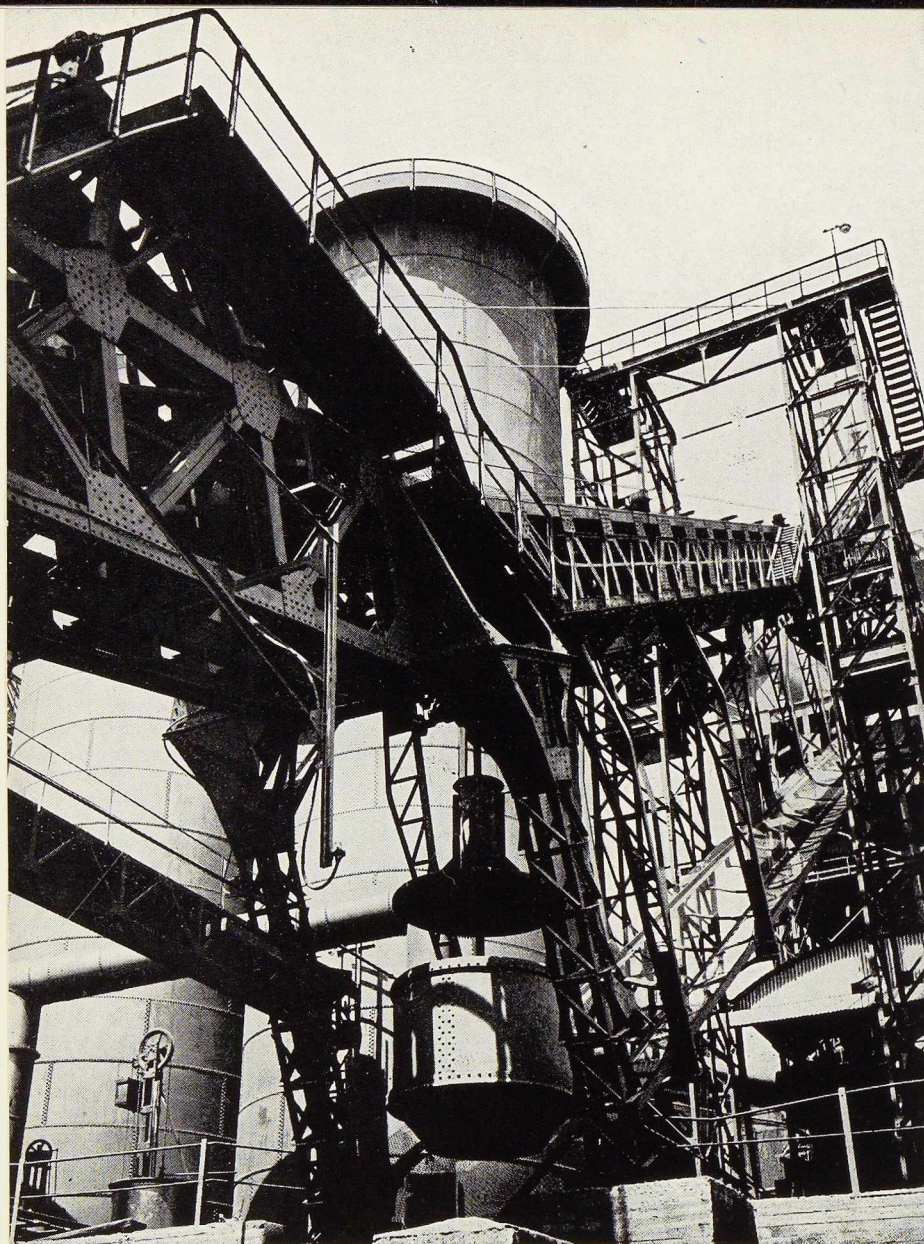


PHOTO W. KESSELS

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

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

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.

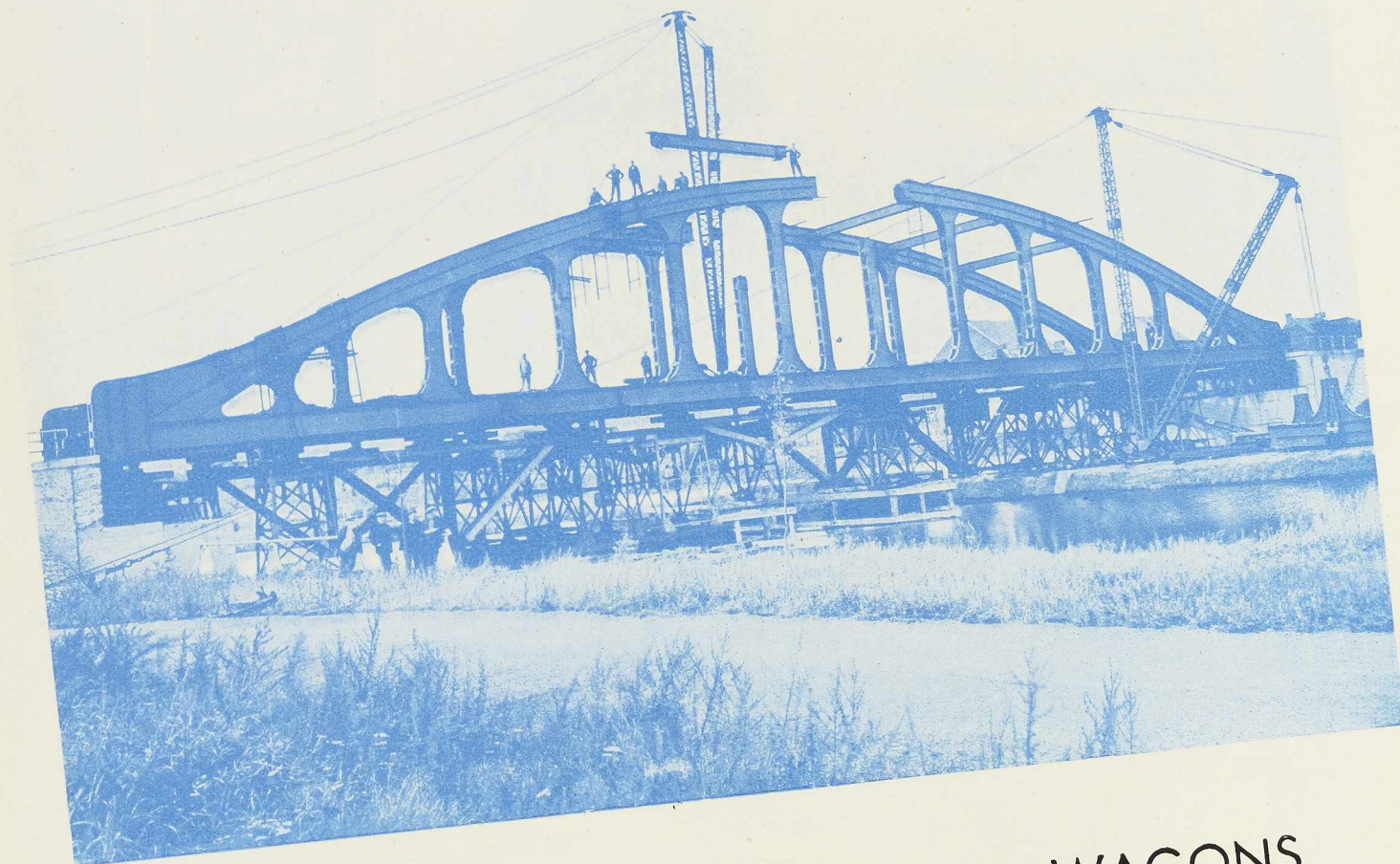
BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

USINES
GUSTAVE

BOËL

CHEVALEMENTS ET PYLONES
GAZOMETRES ET RESERVOIRS
PONTS ET CHARPENTES
ACIERS MOULES ET FORGES



Pont de Ghlin sur le canal de Nimy-Blaton

VOITURES ET WAGONS
AUTORAILS ET AUTOMOTRICES
LOCOMOTIVES ELECTRIQUES

BAUME & MARPENT

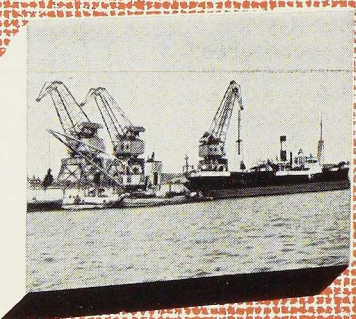
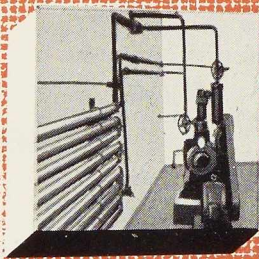
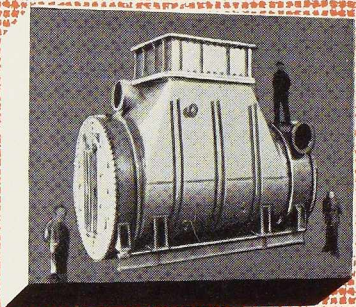
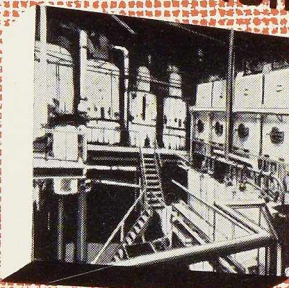
SOCIÉTÉ ANONYME

HAINE-SAINT-PIERRE,
MARPENT

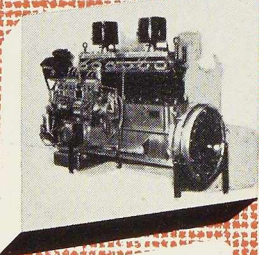
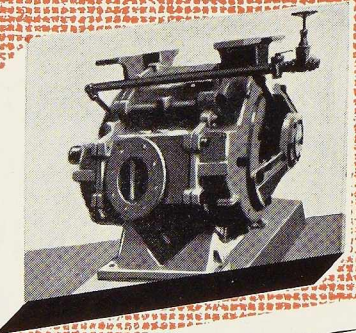
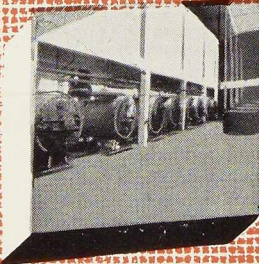
MORLANWELZ (BELGIQUE)
(NORD-FRANCE)

ACMT

SPECIALITES PRINCIPALES



INSTALLATIONS DE MANUTENTION
APPAREILS DE LEVAGE
MATÉRIEL POUR SUCRERIES
ET INDUSTRIES CHIMIQUES
INSTALLATIONS FRIGORIFIQUES
MATÉRIEL DE RÉCUPÉRATION "IWEL"
GROSSE CHAUDRONNERIE
MOTEURS DIESEL À GRANDE VITESSE
POMPES À VIDE ET SURPRESSEURS
À ANNEAU LIQUIDE "HYDRO"
RÉDUCTEURS DE VITESSE

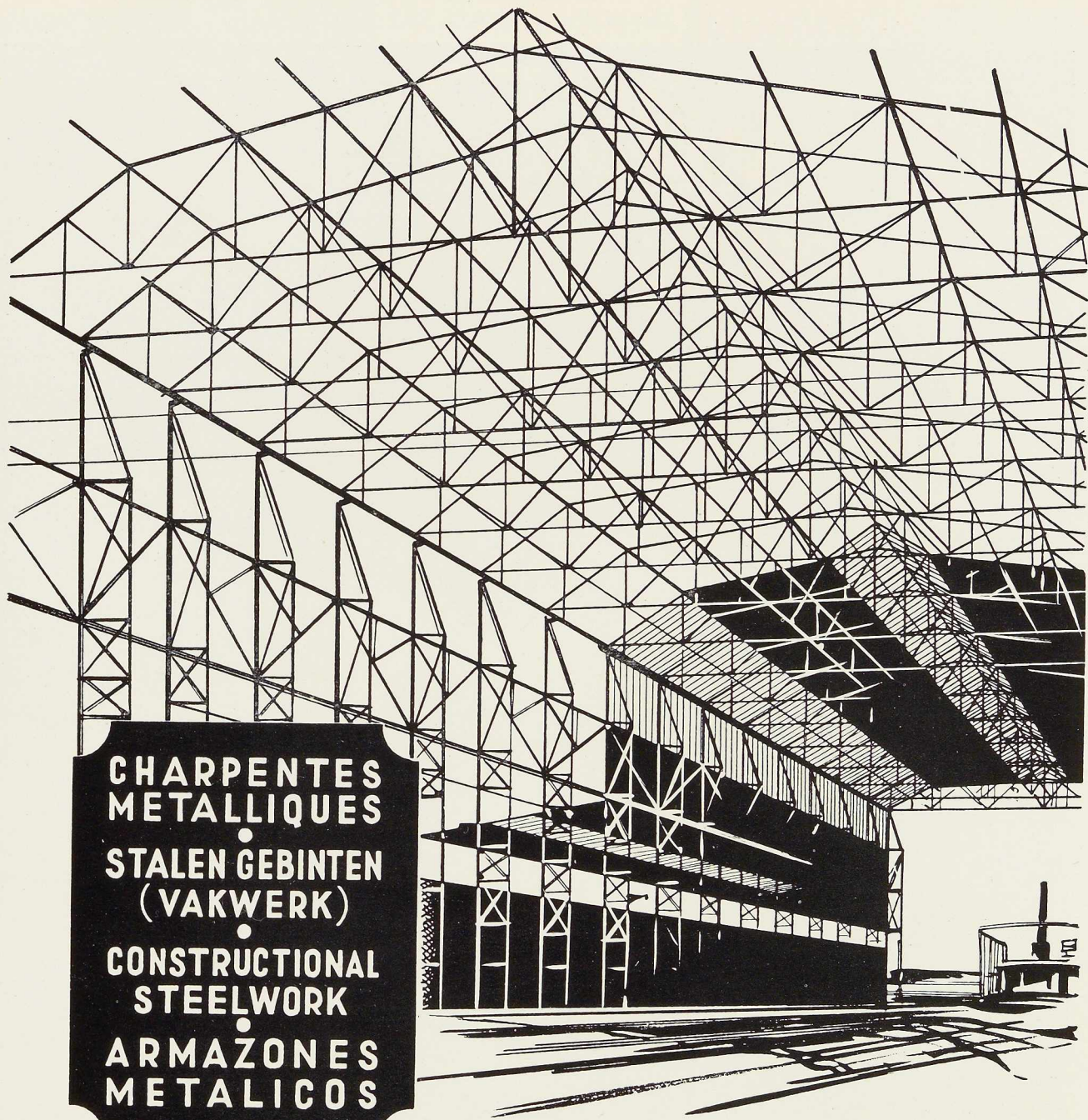


**ATELIERS DE CONSTRUCTION
MECANIQUE DE TIRLEMONT**

TELEGRAM: GILAIN-TIRLEMONT.

Anciennement Ateliers J. J. Gilain

TEL: 12



**CHARPENTES
 METALLIQUES**
 •
**STALEN GEBINTEN
 (VAKWERK)**
 •
**CONSTRUCTIONAL
 STEELWORK**
 •
**ARMAZONES
 METALICOS**

ATELIERS DE
BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS

R. C. BRUX. : 79.683

CHAUSSÉE DE VLEURGAT, 249-253 • TÉLÉGR.: MAXTHI-BRUXELLES • CODES:

A.B.C. 6th Ed.
 BENTLEY'S
 RUDOLFMOSSE

BRUXELLES ● **BRUSSEL** ● **BRUSSELS** ● **BRUSELAS**

CRÉATIONS FRANCIS DELAMARE • 48, AV. BRUGMANN, BRUX

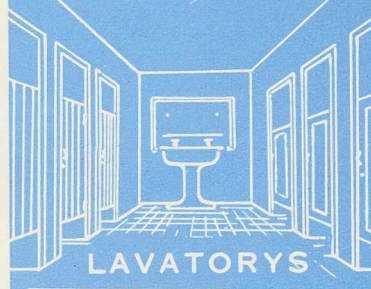
^{\$} [#]
PRÉVOYEZ-LES
partout...



INTÉRIEURS



BUREAUX



LAVATOIRS



USINES



HOPITAUX



GARAGES



PORTES MÉTALLIQUES
VANDERPLANCK

S. A. ATELIERS VANDERPLANCK • FAYT-LEZ-MANAGE • TÉL. MANAGE 124

STUDIO SIMAR STEVENS

DÉCAPAGE A LA FLAMME
D'UN PONT MÉTALLIQUE
(S.A. BAUME & MARPENT)



INSTALLATIONS

pour le

DECAPAGE

A LA FLAMME OXY-ACETYLENIQUE



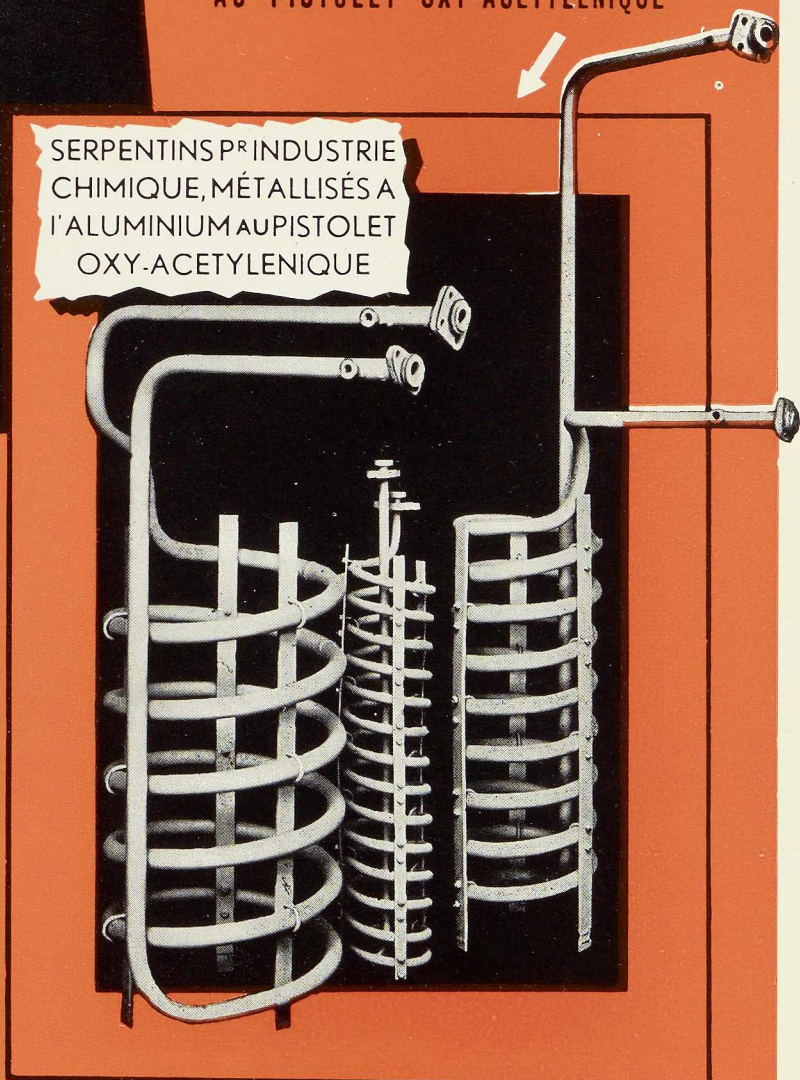
et pour la

METALLISATION

AU PISTOLET OXY-ACETYLENIQUE



SERPENTINS PR INDUSTRIE
CHIMIQUE, MÉTALLISÉS A
L'ALUMINIUM AU PISTOLET
OXY-ACETYLENIQUE



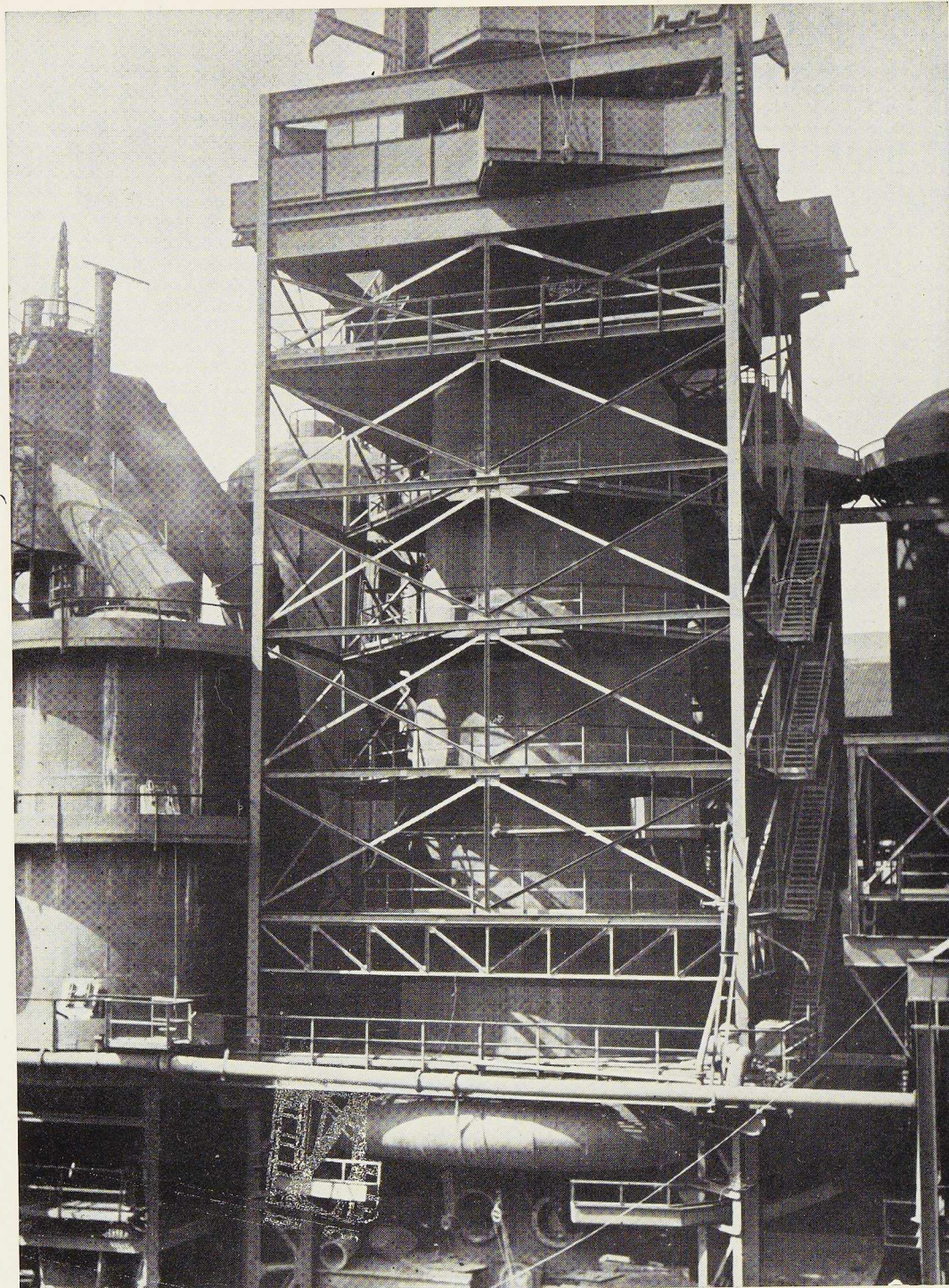
**L'OXHYDRIQUE
INTERNATIONALE**

SOCIÉTÉ ANONYME

31, RUE P. VAN HUMBEEK, BRUXELLES

STUDIO SIMAR-STEVENS

HAUTS FOURNEAUX



SOCIÉTÉ ANONYME
DES ANCIENS
ÉTABLISSEMENTS

**PAUL WURTH
LUXEMBOURG**

TÉLÉPHONE 23.22 - 23-23
ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE :
PEWECO-LUXEMBOURG



MALEVEZ + DELENNE

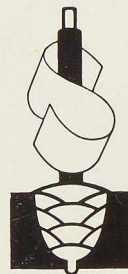
SOC.AN.

**CONSTRUIT ET MONTÉ PAR LA
L.LEEMANS & FILS**

VILVORDE.TEL.51.16.50-51.03.25

CONFIEZ VOS COMMANDES D'ELECTRODES A

SOUDOMETAL



CITOBEST-S
CITOFIXE
TENACITO-55

BEAMA Coding

E 413
E 313
E 614

AWS Standards

E 6020-6030
E 6013
E 7016

Trois électrodes agréées par le Lloyd's Register
of Shipping (toutes positions) et le Bureau
Véritas.

SOUDOMETAL S. A.

CHAUSSÉE DE RUYSBROECK, 83 - FOREST - BRUXELLES - TÉLÉPHONE 43.45.65 - 44.09.02

JOURET

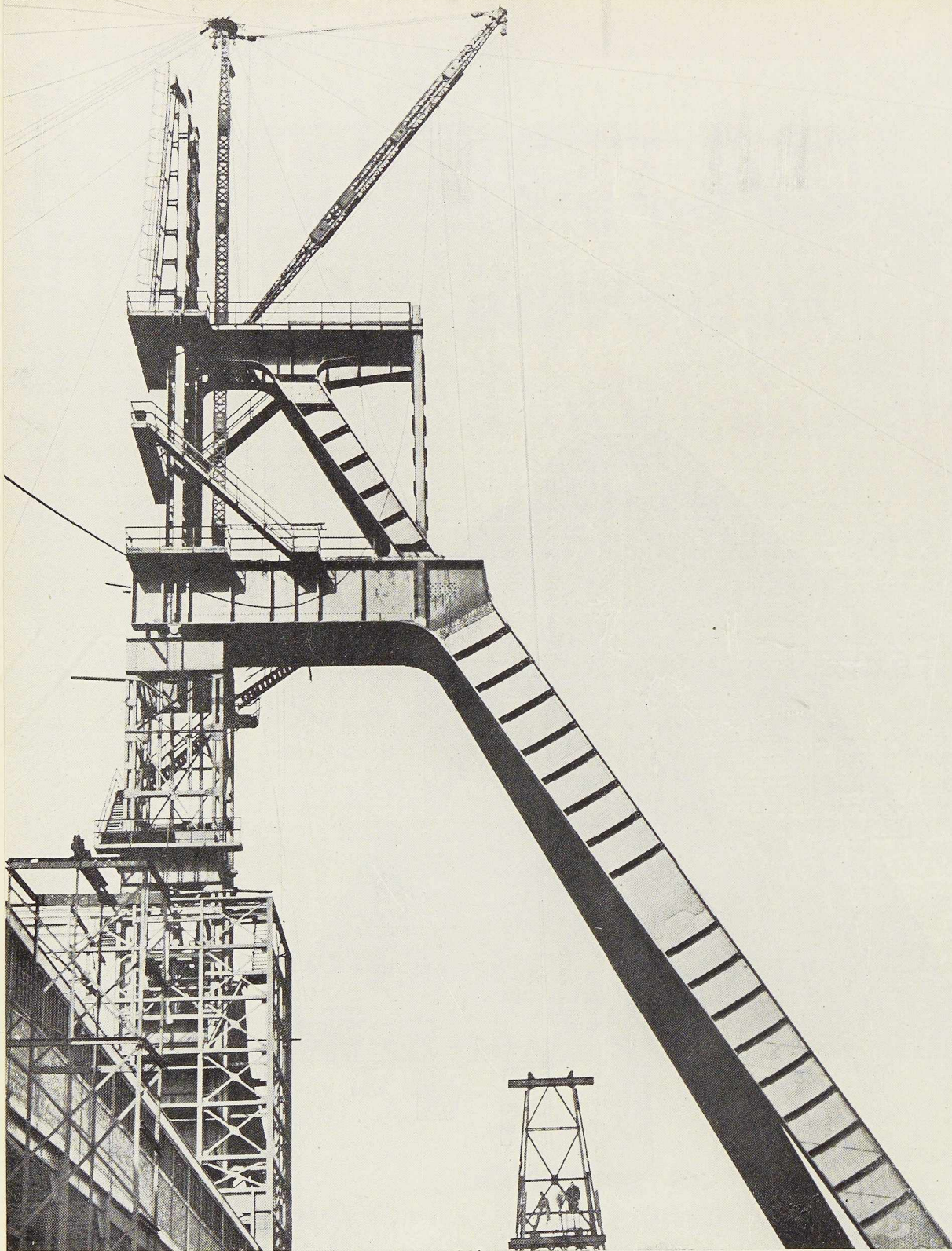
LUTTRE

Grey de Differdange



et tous les produits métallurgiques

TEL : CHARLEROI 511.31
LUTTRE 248



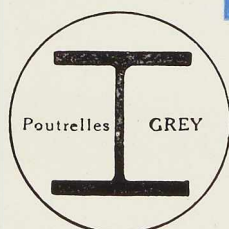
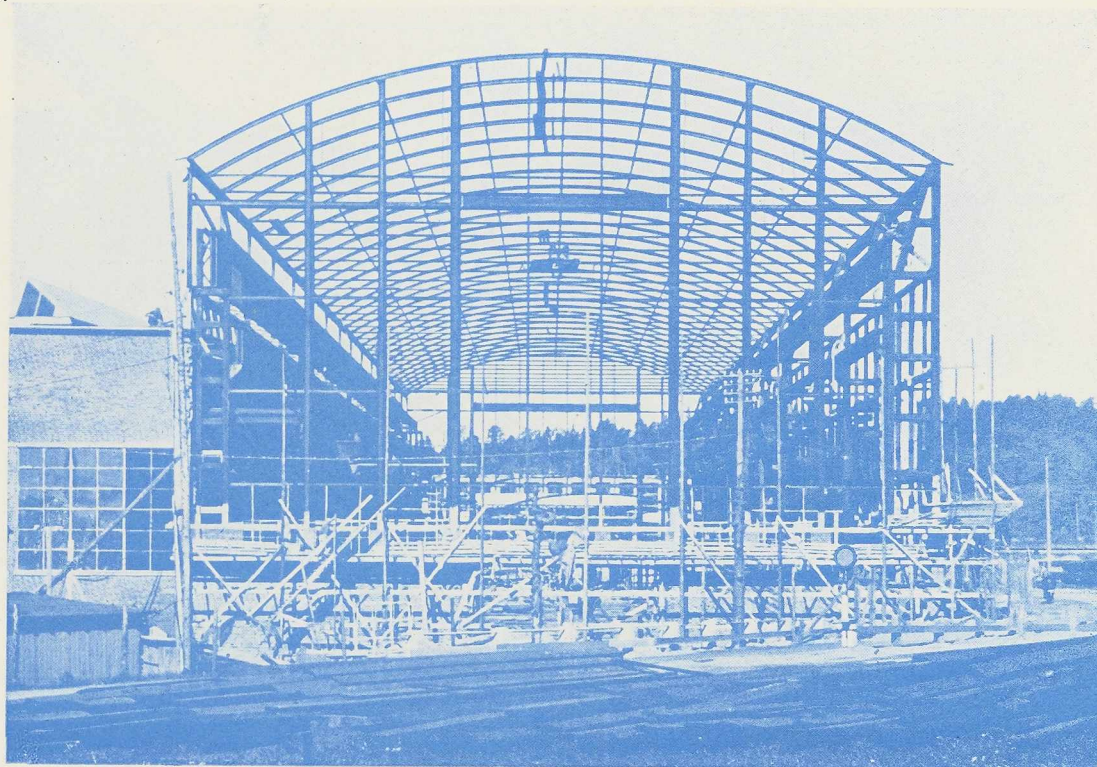
CHEVALEMENT DE MINE AU PUITTS MARIE-JOSÉ, DES CHARBONNAGES DE MAURAGE, CONSTRUIT PAR LA
SOCIÉTÉ ANONYME
DES ATELIERS
DE CONSTRUCTION DE

JAMBES-NAMUR

ANCIENS ÉTABLISSEMENTS T. H. FINET
VOIR LA DESCRIPTION DE CET OUVRAGE, p. 11 de L'O. M. 1-1947

JAMBES (BELGIQUE)

Chantier naval de THORDEN-VARVET,
UDDEVALLA, Suède.



DE **DIFFERDANGE**

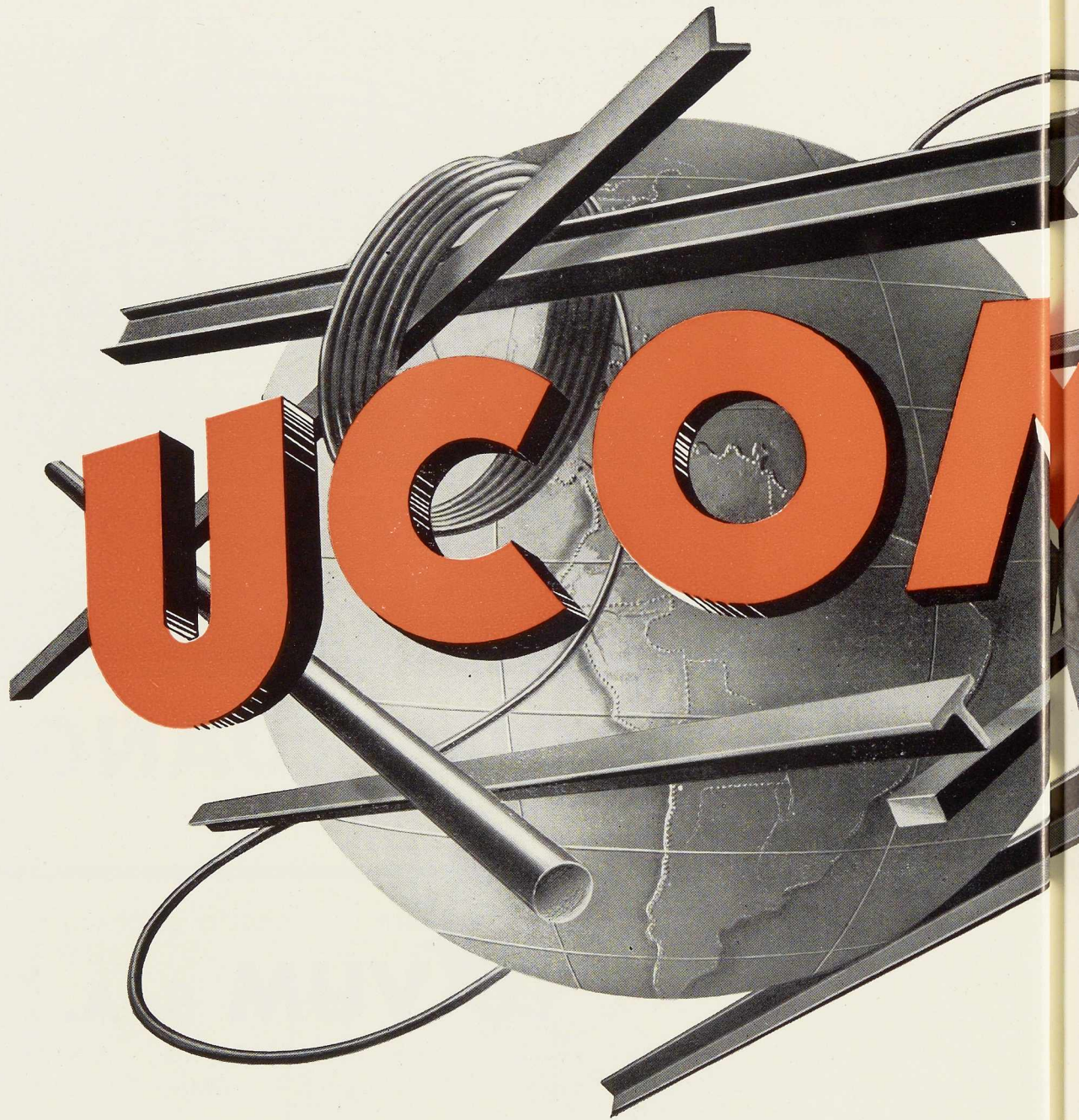
AGENCE DE VENTE POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE :

DAVUM S. A.

22, RUE DES TANNEURS, ANVERS
Téléphone 299.17 (5 lignes) — Télégr. DAVUMPORT

TOUS PRODUITS MÉTALLURGIQUES
ACIERS SPECIAUX ET INOXYDABLES — MACHINES-OUTILS

TOUS PRODUITS M

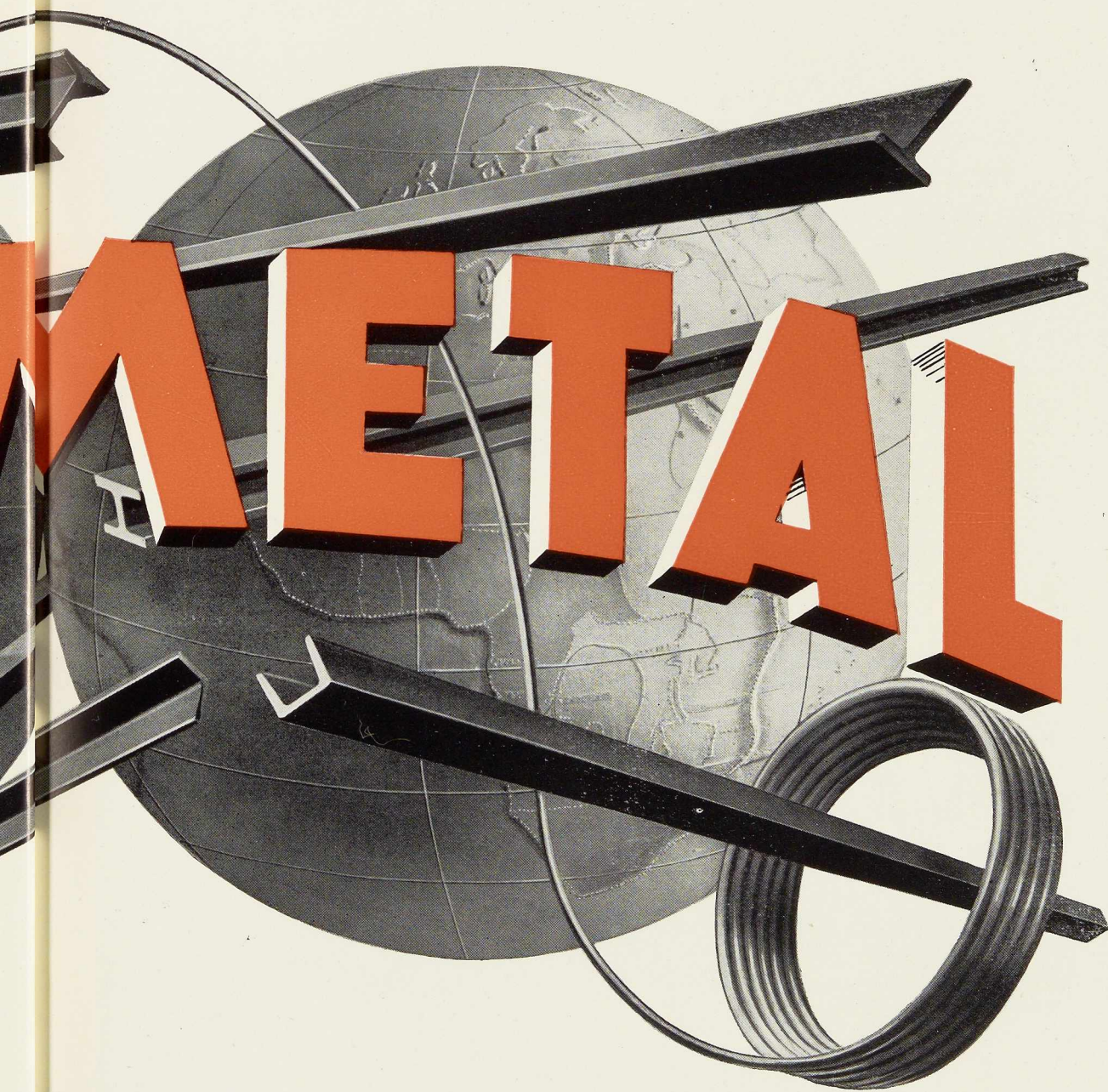


24 RUR
BRUL

COCKERILL - PROVIDENCE

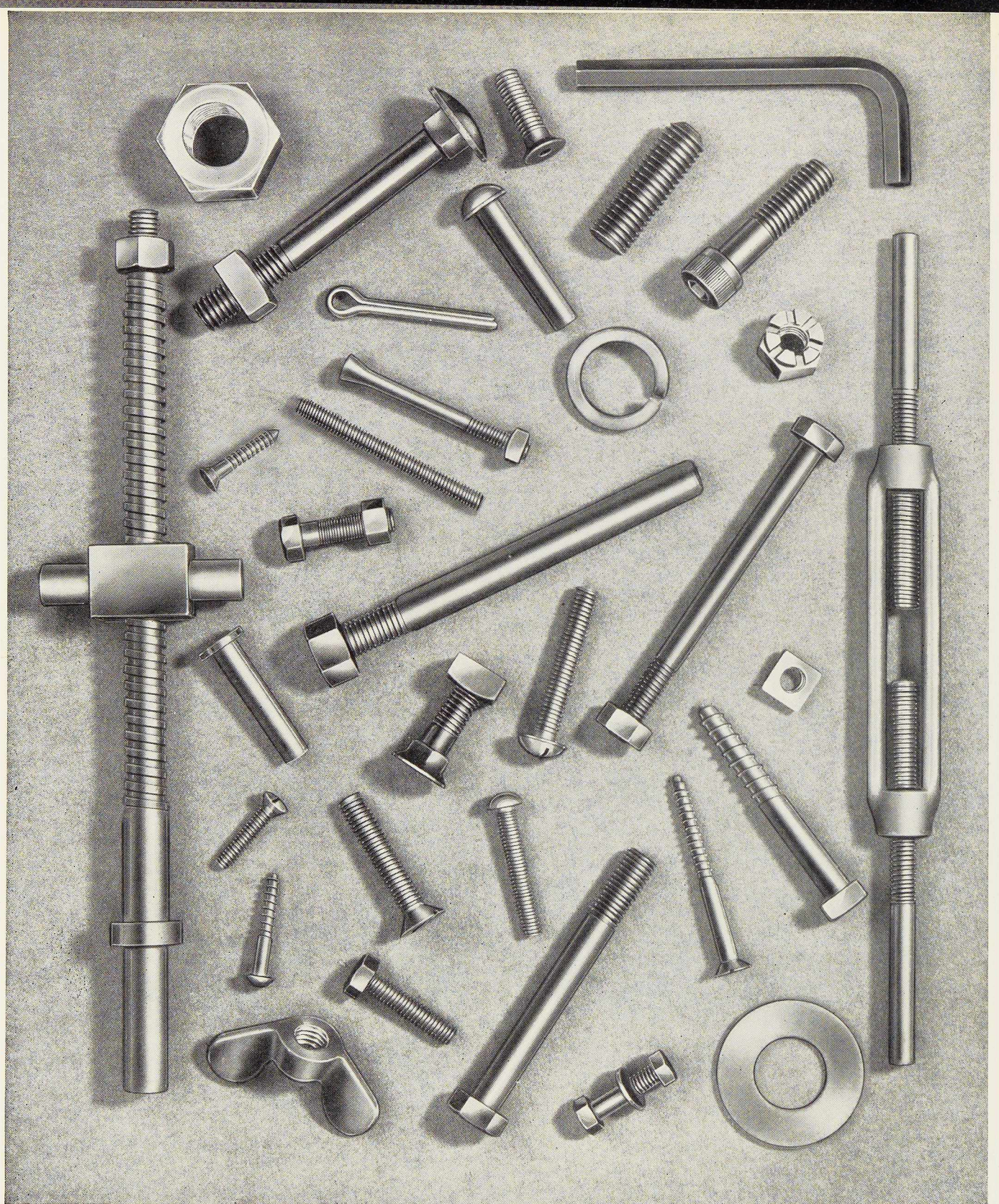
C.G.P.I.

MÉTALLURGIQUES



**ROYALE
LLES**

NE - SAMBRE & MOSELLE

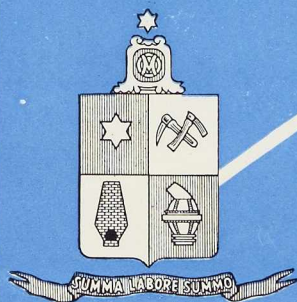
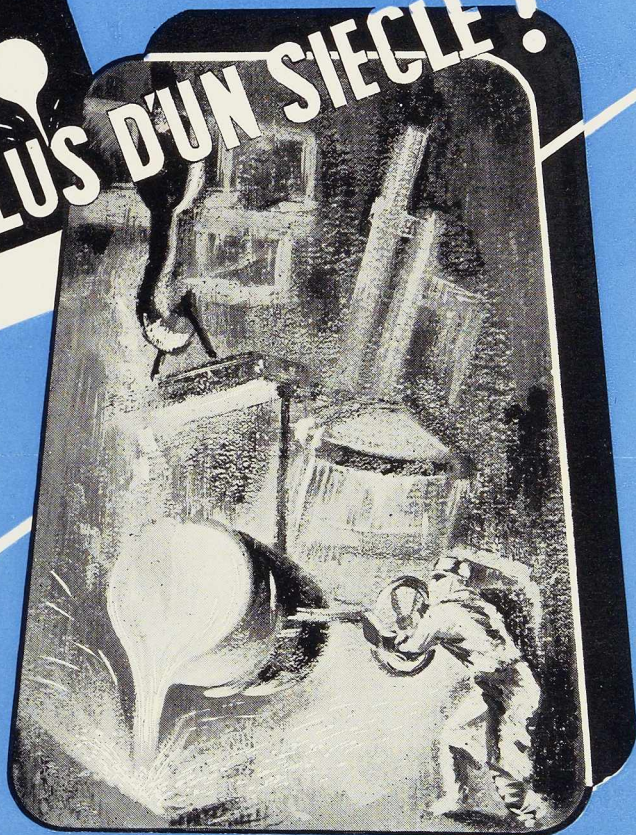
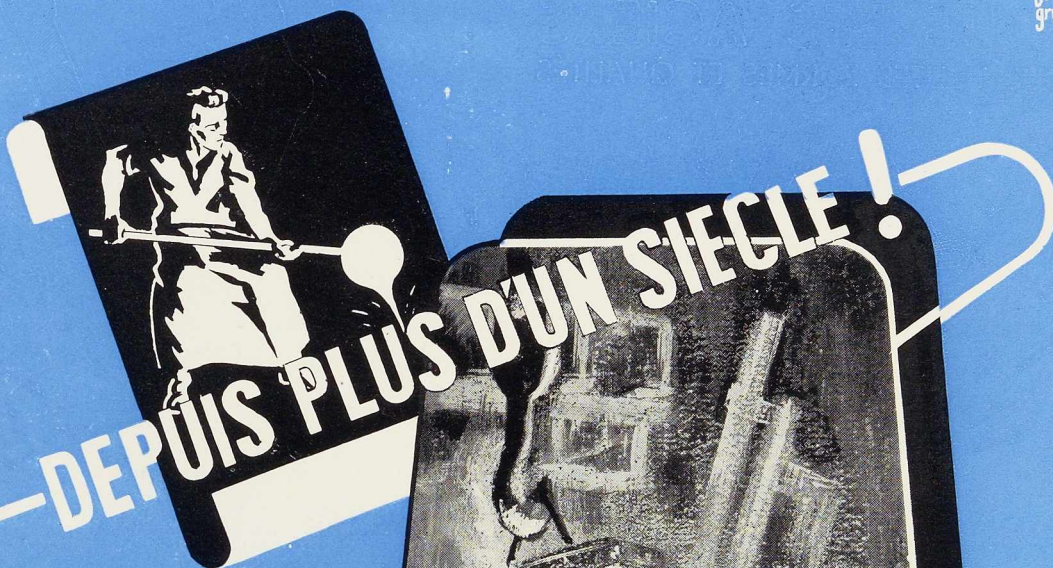


ALEXANDRE DEVIS et C^{IE}

TÉLÉPHONE 15.49.40

43, RUE MASUI — BRUXELLES

TOUS ARTICLES DE BOULONNERIES ET VISSERIES, ORDINAIRES ET SPÉCIAUX



Ougrée-Marihaye

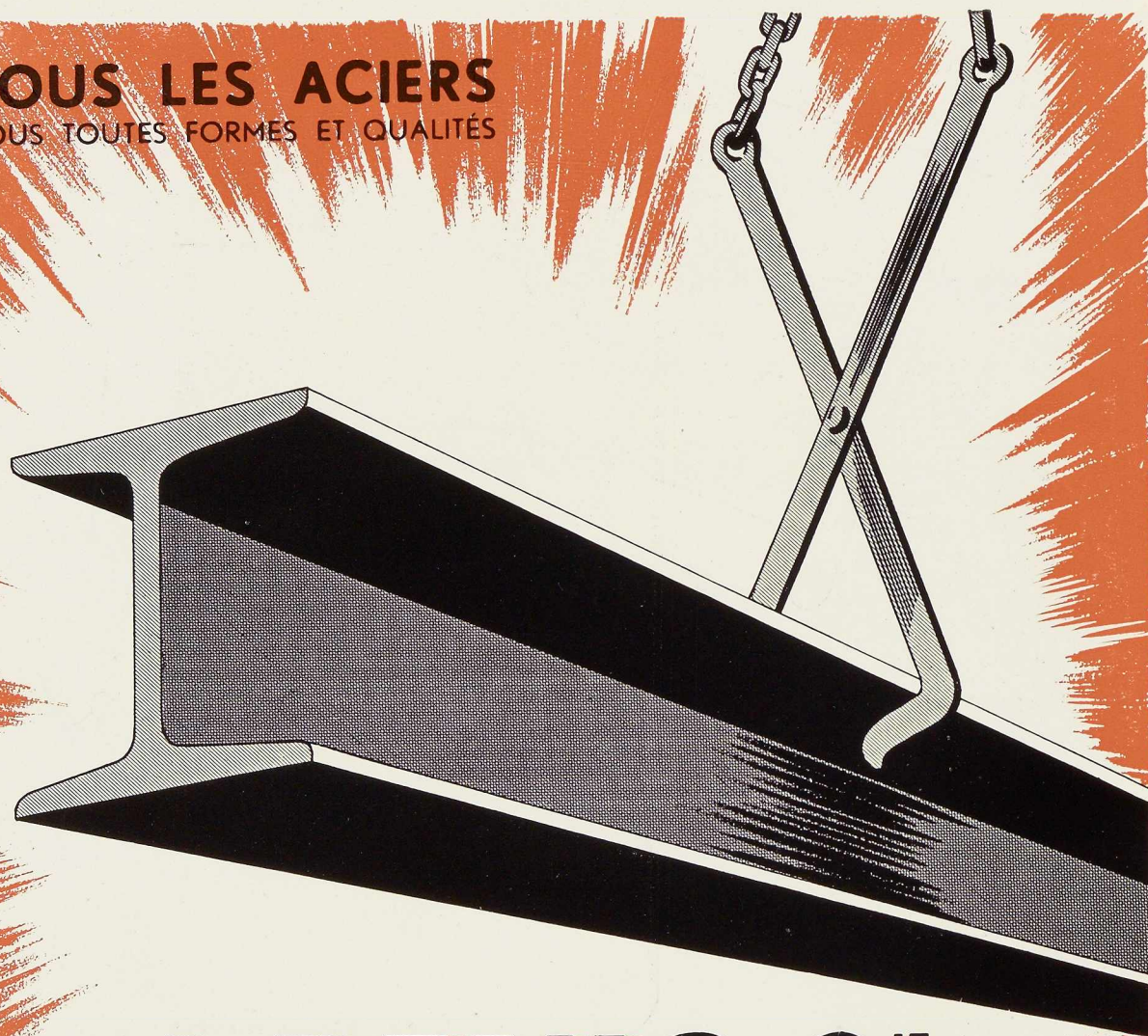
S.A. à OUGREE, Belgique

met ses spécialistes à votre disposition pour l'étude et la fabrication des produits de **FONDERIE**

Pièces mécaniques avec ou sans modèles en fonte ordinaire ou alliages spéciaux résistant à la corrosion ou à la chaleur. Lingotières d'aciéries.

Poches à laitier. Pièces mécaniques avec ou sans modèles en acier ordinaire ou spécial. Cylindres de laminiers. Caisses à recuire. Pièces mécaniques en bronze d'après modèles.

TOUS LES ACIERS
SOUS TOUTES FORMES ET QUALITÉS



A. DEVIS & C^{IE}

ACIERS MARCHANDS • TOLES • BOULONS
43, RUE MASUI • BRUXELLES • TÉL. : 15.49.40 (6 lignes)

ACIERS SPÉCIAUX • OUTILS
158, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél : 43.50.20 (6 l.)

POUTRELLES • FERS U • RONDS A BETON
296, RUE ST-DENIS, FOREST-MIDI • Tél. : 44.48.50 (6 l.)



LE PROCÉDÉ
NER TAL

POUR LE SOUDAGE
RAPIDE SANS FLUX

DE L'ALUMINIUM
DU MAGNÉSIUM
DU CUIVRE
DE LEURS ALLIAGES, ET
DES ACIERS INOXYDABLES

SOUS ATMOSPHÈRE D'ARGON

assuré

...en toutes positions, des soudures parfaites!

D'EXCELLENTE RÉSISTANCE À LA CORROSION



WilDef

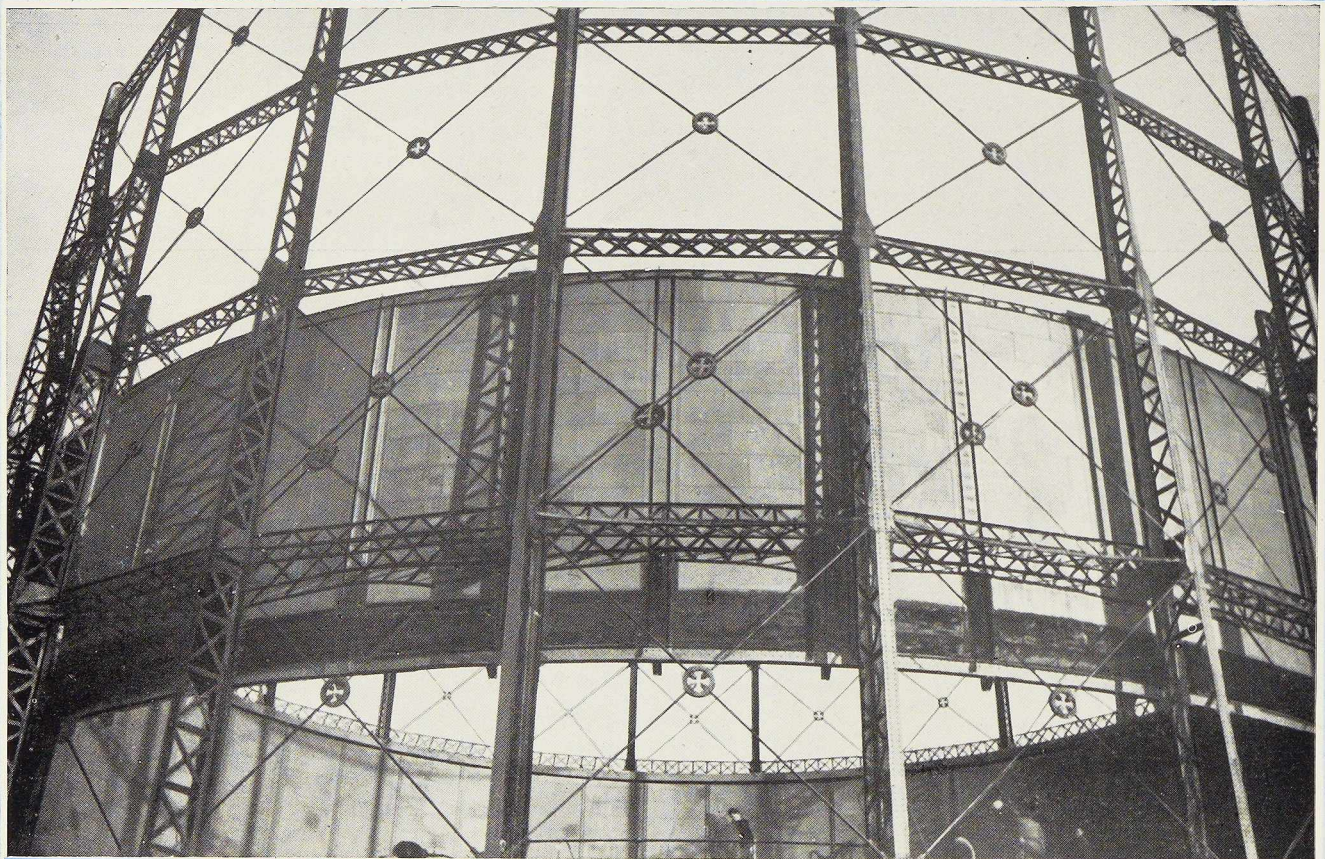
S.A.

L'AIR LIQUIDE

31, QUAI ORBAN - LIÈGE - TÉLÉPH: 665.55



BRUGGEN • KAPPEN • GAZOMETRES • TANKS • WAGONS • PONTS • CHARPENTES



N.V.M.W./H **NOBELS-PEELMAN** A.E.M.S.A.
BELGIE • TEL: 13 • ST NIKLAAS • TEL: 235 • BELGIQUE

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

14^e ANNÉE - N° 2

FÉVRIER 1949



Construction et Restauration de la charpente métallique de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège

Dans le numéro 12-1948, **L'Ossature Métallique** a publié une importante étude du Professeur F. Campus sur la construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège. Cette étude est complétée par deux articles qui paraissent dans le présent numéro. L'un d'eux, portant la signature de M. H. Louis, Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées, a pour titre : « Relevé des dégâts et reconstruction de la charpente »; l'autre, dû à M. P. Galler, Ingénieur à la S. A. d'Ougrée-Marihaye, décrit l'exécution des réparations.

Ces trois articles sont suivis d'une courte description des dégâts causés à l'ossature métallique rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, ainsi que de leur réparation.

L'ensemble de ces quatre études constitue un document hautement intéressant qui montre la grande résistance des ossatures en acier aux effets des bombardements et la facilité relative de leur restauration.

O. M.

Henri Louis,

Ingénieur en Chef-
Directeur des Ponts et Chaussées
Chargé du cours libre
de constructions soudées
à l'Université de Liège

Relevé des dégâts existant à la charpente soudée de l'Institut du Génie Civil

Quatorze fermes de la charpente sur vingt-cinq ont été sinistrées plus ou moins gravement : certaines ont reçu des coups directs tandis que la plupart étaient endommagées par suite de coups d'impact ou d'un effet de souffle sur les hourdis supportés par les poutres des fermes.

Les ruptures, les déchirures et les déformations importantes se sont manifestées par l'éclatement du béton d'enrobage; une fissuration de ce dernier correspondait généralement à des fissures dans les cordons de soudure. La charpente a été prospectée minutieusement; dès que l'on constatait la moindre fissure du béton d'enro-

bage, celui-ci a été décapé afin de permettre l'examen du métal de l'ossature.

Rappelons que les poutres et les colonnes de la charpente sont constituées par un profil laminé en I auquel sont fixées deux semelles. Ces semelles, plus larges que les tables du I, sont reliées à ces dernières par des cordons de soudure continus sur la longueur des nœuds et discontinus en dehors des nœuds.

Les coups d'impact et les effets de souffle sur les hourdis en béton armé supportés par les poutres ont eu pour conséquences directes : la rupture, la fissuration ou la déformation élastique



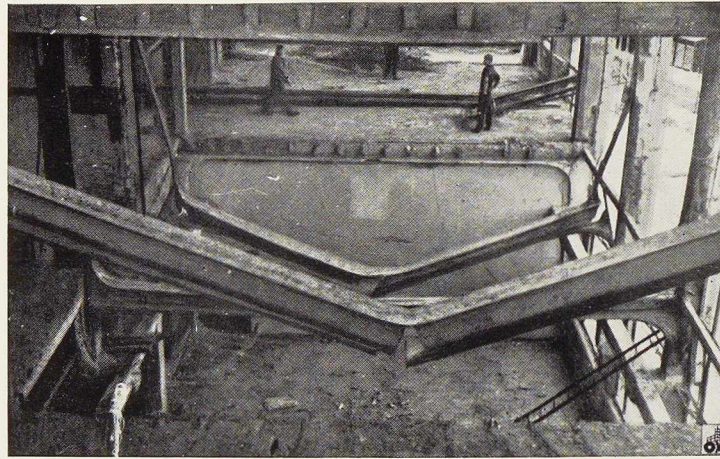


Fig. 61. Vue partielle de l'aile Ouest de l'Institut du Génie Civil.

de ces hourdis et comme conséquences indirectes pour les poutres : une rupture, une déformation permanente importante parfois accompagnée d'une rupture partielle ou une déformation élastique. La rupture des poutres a eu lieu au milieu de la portée (fig. 61 et 67, p. 70) ou à l'extrémité des nœuds (fig. 62 et 63). Les ruptures ou les déformations des poutres ont eu comme effet le développement d'efforts de traction et de moments fléchissants au droit des nœuds des colonnes de la charpente.

La conséquence la moins importante de cette sollicitation a consisté en de très nombreux endroits dans la rupture des cordons de soudure continus ou discontinus reliant le profil I et les semelles rapportées (côté nœud) constituant les colonnes (fig. 65).

La rupture de ces cordons était parfois accompagnée d'un léger décollement de la semelle rapportée (côté nœud) (fig. 66 et 68) ou d'un décollement très important de cette semelle ayant donné lieu à un allongement permanent considérable (fig. 62 et 63).

Enfin, sous l'effet des mêmes sollicitations, mais plus accentuées, les semelles rapportées se sont rompues (fig. 66 et 69), en même temps que des ruptures apparaissaient dans les nœuds (fig. 63).

Pour les colonnes en façade des fermes I_3 , I_6 et I_{11} , la rupture des cordons reliant la semelle rapportée intérieure au profil I s'est propagée dans le patin intérieur et dans l'âme du profil (fig. 72). A l'extrémité du décollement de la

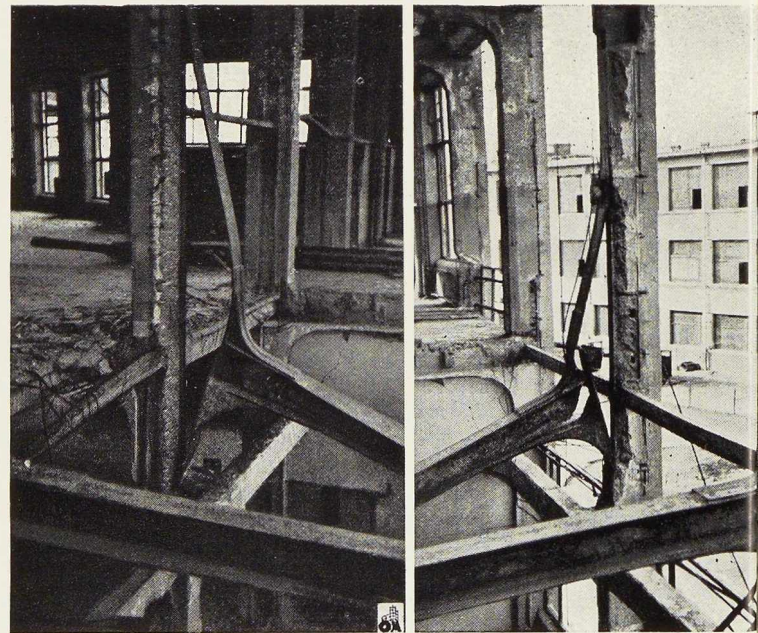


Fig. 62-63. Ferme I_{11} : nœud j (à gauche) et nœud i (à droite). Pour l'emplacement des fermes, voir la figure 748 du N° 12-1948 de *L'Ossature Métallique*.



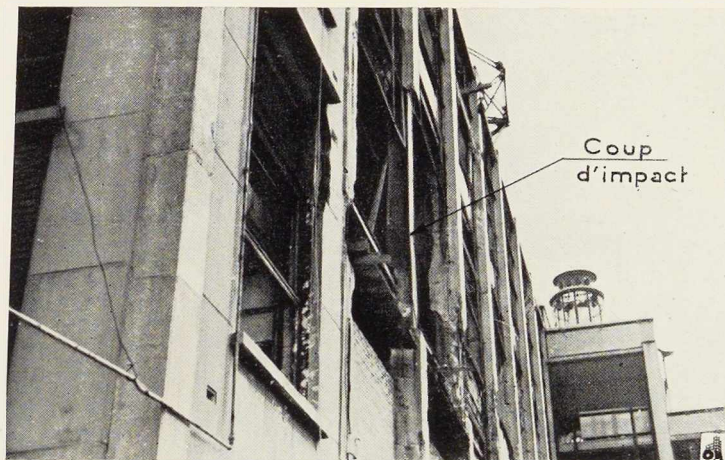


Fig. 64. Vue de la ferme II₁ poteau jg.

semelle rapportée (côté poutre rompue) d'une colonne de la ferme I₃, la rupture des cordons de soudure discontinus reliant cette semelle au patin du profil I, s'est propagée dans le patin et dans l'âme du profil (fig. 66 et 72). Dans la colonne en façade de la ferme I₇, dont une poutre s'est rompue, la soudure fixant au patin du profil I la semelle rapportée intérieure était rompue sur toute la hauteur du nœud et une fissure s'est produite dans le congé qui relie le patin

intérieur et l'âme du profil I constituant la colonne.

Certaines colonnes ont été touchées par des coups directs ou se trouvaient à proximité immédiate d'un point de chute.

La colonne en façade de la ferme II₁ (fig. 64 et 72) a reçu un coup direct au-dessus d'un nœud. L'âme du profil I constituant la partie centrale de la colonne est rompue, en trois endroits, tandis que la semelle rapportée intérieure est rompue un peu au delà de l'enracinement du nœud et décollée du patin, dont elle s'écarte d'environ 30 centimètres au droit de la rupture. La semelle courbe supérieure du nœud est déformée et rompue. La partie de la colonne située au-dessus du nœud est déversée vers l'intérieur du bâtiment; la poutre et la partie inférieure du nœud sont intactes et n'ont pas subi de déformation apparente.

A la ferme I₁₀, une colonne intérieure s'est rompue en deux endroits (fig. 75); ces ruptures intéressent particulièrement le profil I constituant la partie centrale de la section de

Fig. 65-66. Ferme IV₆ poteau du sous-sol, fissure des cordons fixant la semelle rapportée aux poteaux du profil I. Ferme I₃ poteau kp.

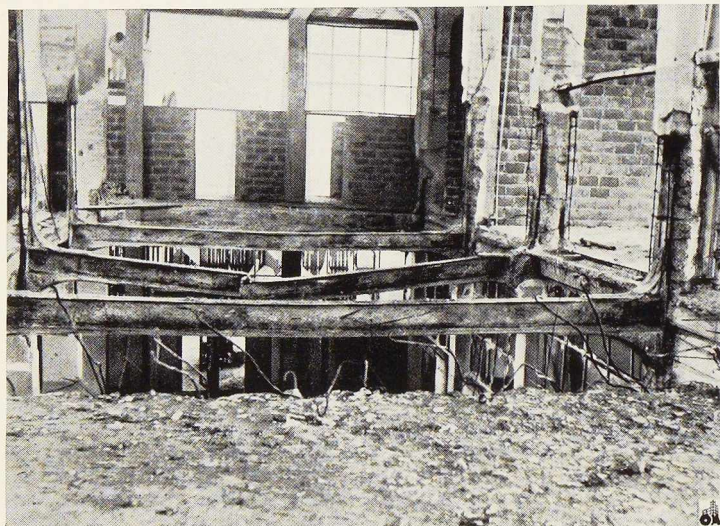


Fig. 67. Vue partielle de l'aile Sud montrant également la ferme I₃.

la colonne. Aux extrémités du tronçon de colonne rompu, les nœuds ont subi des déformations importantes sans montrer aucune trace de rupture, ni même de fissuration des cordons de soudure.

A la ferme IV₆, un point d'impact se trouve à deux mètres du pied de la colonne endomma-

gée. Le dé en béton de la fondation a été déporté de 160 mm vers l'intérieur du bâtiment; la colonne qui repose sur ce dé a suivi celui-ci dans son mouvement et s'est déformée d'une manière importante immédiatement au dessous du niveau du rez-de-chaussée (fig. 76 et 79).

Restauration de la charpente

La charpente soudée ne pouvait être restaurée qu'en utilisant la soudure; en effet une réparation utilisant la rivure aurait eu pour conséquence des joints épais de grandes dimensions, incompatibles avec le fait que les parties restaurées devaient se raccorder sans discontinuité avec les parties restées intactes et que la charpente est enrobée de béton, l'épaisseur de l'enrobage étant au maximum de 6 cm. Le principe de la réparation par soudure étant admis, il fallait tenir compte du fait que la majeure partie de la charpente était intacte et qu'elle supportait encore la plupart des hourdis en béton; les soudures devaient donc être exécutées dans des conditions défavorables au point de vue du retrait. Les effets de celui-ci devaient être réduits le plus possible par un choix convenable des assemblages et de la nature des cordons de soudure.

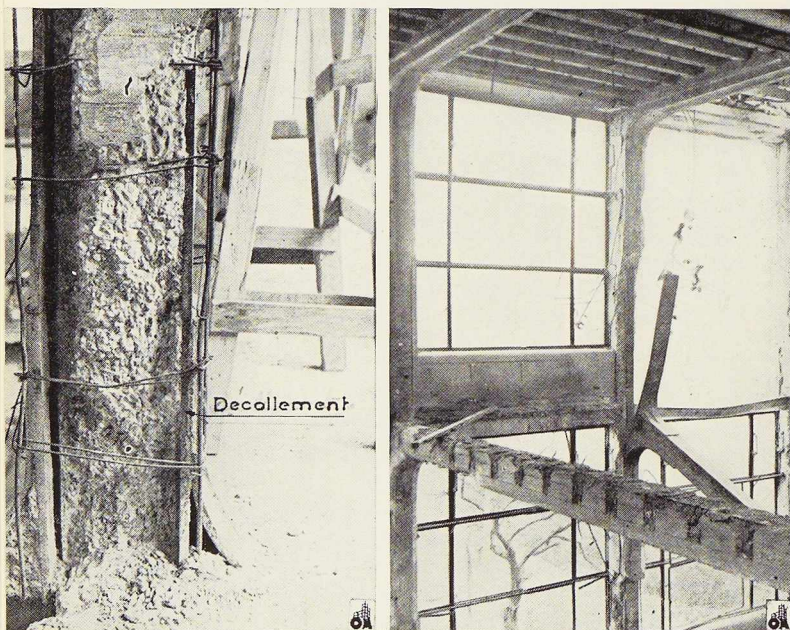


Fig. 68-69. Ferme I₄ : type de décollement (à gauche). Ferme I₈ : nœud m (à droite).



Au cours des travaux de réparation, on s'est astreint à ne réparer ou à ne remplacer que ce qui était endommagé, c'est-à-dire à maintenir toutes les parties de la charpente restées intactes, même lorsqu'elles se trouvaient à proximité immédiate des parties endommagées. On a effectué ainsi une véritable prothèse métallique.

Réparation des fissures des cordons reliant les semelles rapportées au profil I des colonnes

Les cordons fissurés ont été brûlés à l'arc électrique, les précautions les plus grandes ayant été prises, avec succès, pour n'entamer ni les semelles rapportées ni les poutrelles. Les semelles ont ensuite été à nouveau fixées mais en exécutant des *cordons de soudure continus*. La soudure a été exécutée en position verticale descendante pour le premier cordon, en position verticale montante pour le deuxième cordon.

Lorsque la semelle rapportée était *légèrement* écartée du patin, des serre-joints ont été utilisés, pour ramener le contact entre les deux éléments.

Lorsque l'écartement était de l'ordre de 20 mm, un vérin hydraulique placé sur un étau sous la poutre permettait de redresser celle-ci et de ramener la semelle rapportée contre le profil I de la colonne.

Lorsque la semelle avait subi une déformation permanente rendant impossible sa remise en place, elle a été remplacée sur une certaine longueur. Le tronçon nouveau était, à une extrémité, relié à la semelle restante par une *soudure bout à bout en V* (en corniche : horizontale dans un plan vertical), dont le retrait était libre, tandis qu'à l'autre extrémité un couvre-joint fixé par des cordons d'angle le reliait à l'autre portion de semelle non endommagée.

Réparation des colonnes

Colonnes en façade des fermes I_3 et I_6 (fig. 70)

Bien que pour ces colonnes le patin intérieur du profil I soit rompu, on a seulement soudé un couvre-joint sur chaque face de l'âme, laissant ainsi, sans être compensée par un couvre-

Fig. 71-72. Ferme I_{11} : nœud m (à gauche). Ferme II_1 : poteau g et nœud g (à droite).

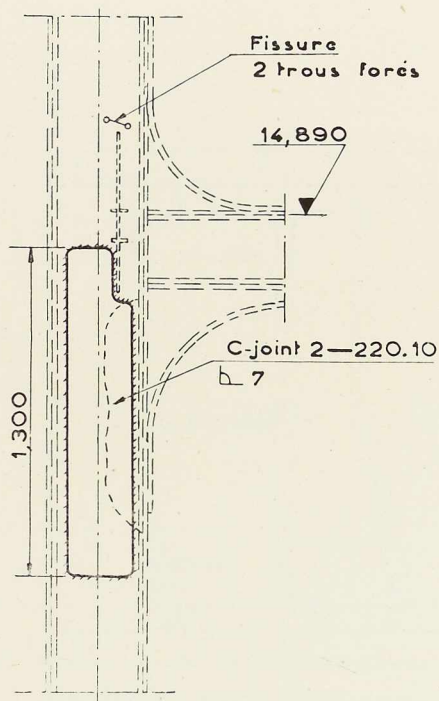
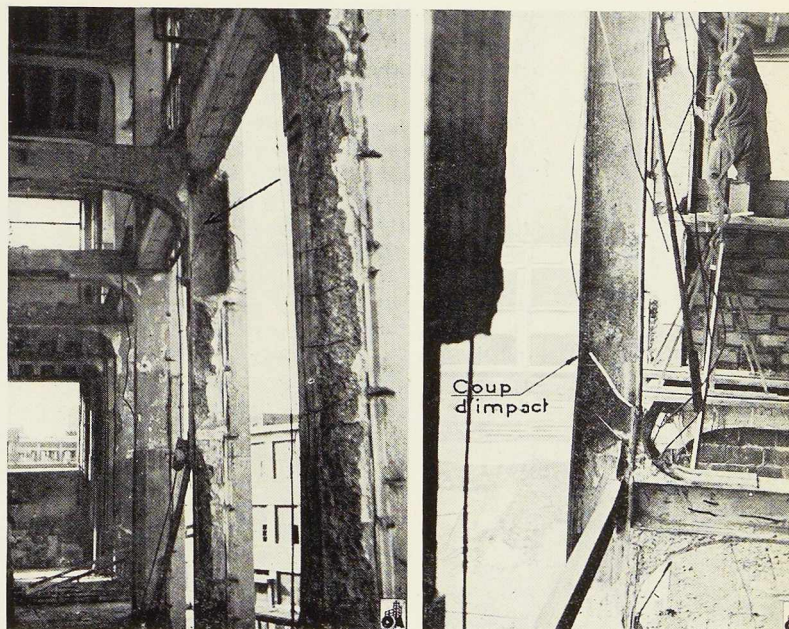


Fig. 70. Détail montrant le procédé utilisé pour la réparation des colonnes.



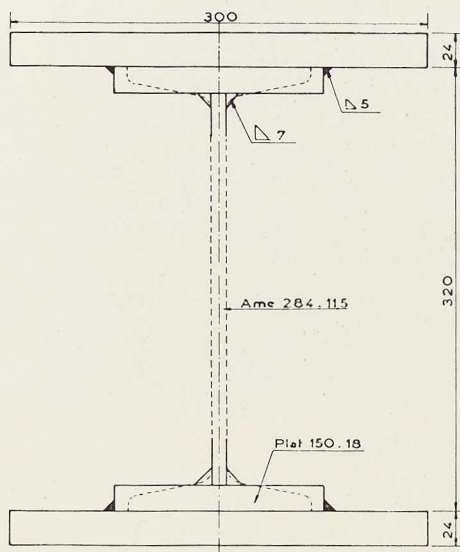


Fig. 73. Profil composé par soudure employée pour colonnes.

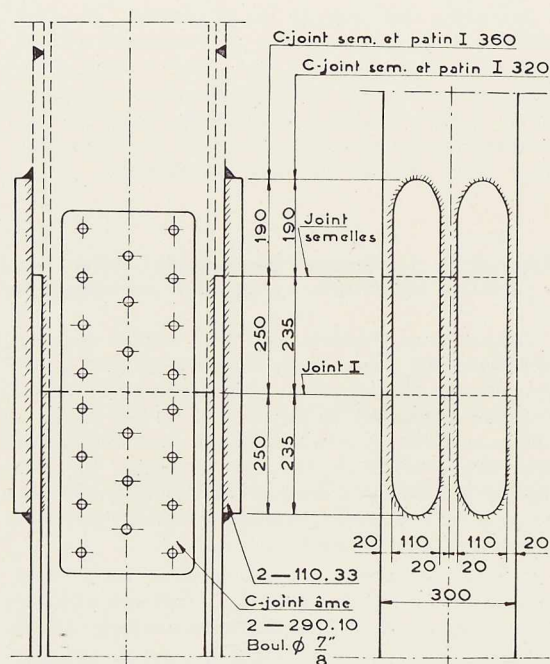


Fig. 74. Détails de construction des joints du profil I et des semelles rapportées.

joint, la rupture du patin. La rupture s'est en effet produite par suite du souffle tendant à soulever la poutre; cette sollicitation donne lieu à un moment fléchissant de sens contraire à celui provoqué par la sollicitation normale de la charpente. Celle-ci provoque un moment négatif qui a pour effet de comprimer le patin intérieur du profilé à la partie inférieure du nœud. Il n'y avait donc aucun danger à ne pas compenser par un couvre-joint la rupture à lèvres jointives de ce patin.

Réparation des colonnes rompues des fermes II_1 , I_3 et I_{10}

Les parties rompues des colonnes ont été sectionnées après avoir procédé à un étan-

Fig. 75-76. Ferme I_{10} : poteau nj (à gauche). Ferme IV_6 : poteau du sous-sol (à droite).



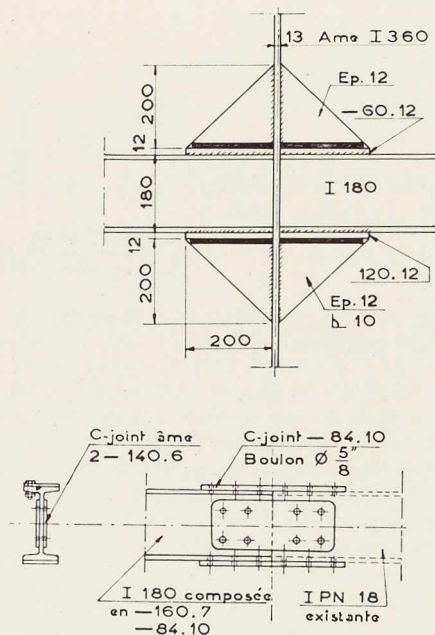


Fig. 77. Modifications apportées aux linteaux reliant les colonnes en façade.

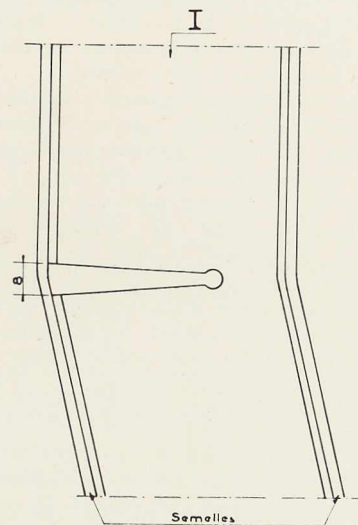


Fig. 78. Découpage d'une ouverture dans le profilé de la colonne en façade de la ferme IV₆.

çonnement soigné des fermes II₁ et I₃ (fig. 80), et après avoir monté un mât auquel était fixée la ferme I₁₀. Les parties endommagées ont été remplacées par des tronçons de colonnes de même section, sauf que le profil I central n'était pas un profil laminé (impossible à se procurer), mais un profil composé par soudure (fig. 73).

Les joints du profil I et des semelles rapportées étaient décalés (fig. 74). A une de leurs extrémités, les semelles rapportées étaient reliées aux parties non endommagées des semelles par des soudures bout à bout en V (à retrait libre). Le tronçon de poutrelle nouveau était, à cette extrémité, relié à la poutrelle restante par des couvre-joints, compensant la semelle de la poutrelle, fixés par cordons d'angle latéraux et par

Fig. 79-80. Ferme IV₆ : poteau du sous-sol (à gauche). Etançonnement des fermes après sectionnement des colonnes (à droite).

des couvre-joints d'âme fixés par boulons (toutes ces conditions permettaient d'obtenir des effets de retrait minima).

A l'autre extrémité du tronçon rapporté, les couvre-joints de patin compensaient non seulement les patins de la poutrelle I, mais aussi la section des semelles rapportées; ils étaient fixés par des cordons d'angle latéraux.

Lorsque le tronçon rapporté s'étendait de part et d'autre d'un nœud non endommagé de la charpente, celui-ci a d'abord été détaché de la colonne rompue en brûlant les cordons au moyen d'un chalumeau (ce qui nécessite les plus grandes précautions pour ne pas brûler le métal du nœud); le nœud était ensuite resoudé après mise en place du tronçon de colonne rapporté.

Le remplacement d'un tronçon de colonne a nécessité l'enlèvement et le remplacement des linteaux reliant les colonnes en façade (fig. 77).

Colonne en façade de la ferme IV₆ (hydraulique) (fig 76 et 79).

Les plats rapportés furent préalablement détachés du profil I jusqu'au pied de la colonne afin de diminuer la raideur de celle-ci et de faciliter ainsi son redressement.

Au droit du pli un trou fut foré dans l'âme du profilé et à partir de ce trou on a découpé dans le profilé (y compris la semelle) une ouver-

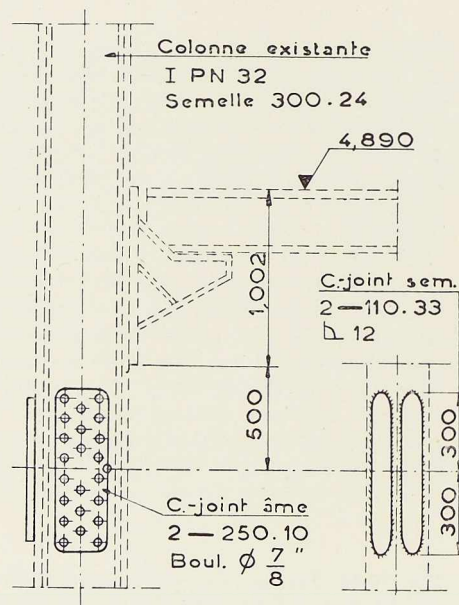


Fig. 81. Détails de réparation de la colonne en façade de la ferme IV₆.

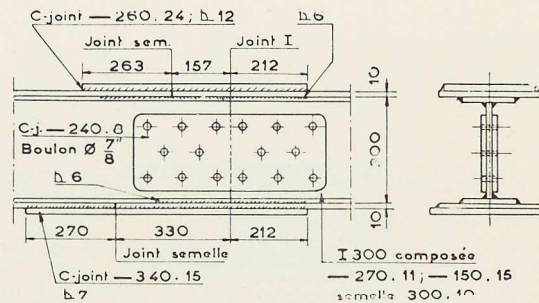


Fig. 82. Détail montrant la conception des joints de poutres.

ture de forme triangulaire (fig. 78). On a chauffé au rouge sombre (à 650°) au moyen de puissants chalumeaux la partie à redresser. On a ensuite opéré une traction à la base de la colonne au moyen d'un treuil.

Après redressement et soudure par cordons latéraux continus des semelles rapportées, on a placé, sur la semelle rapportée située du côté de l'ouverture du profilé, un couvre-joint fixé par cordons d'angle, compensant le joint du patin et un double couvre-joint d'âme boulonné (fig. 81).

Réparation des poutres

Les poutres fortement déformées ou rompues ont été remplacées.

Lorsque les nœuds étaient intacts ou très peu déformés, seule la partie centrale de la poutre a été remplacée.

Lorsqu'un nœud seul était intact, la poutre et l'autre nœud étaient exécutés d'une pièce à l'atelier.

Quand les deux nœuds étaient à remplacer, on n'a pas pu, par suite des déformations d'ensemble de la charpente, réaliser à l'atelier une poutre attendant aux deux nœuds et venir la placer entre les colonnes. Il a été nécessaire de réaliser un joint dans l'entretoise. Les joints des poutres nouvelles étaient placés au 1/6 de la portée.

La figure 82 est relative à la conception des joints de poutres. Ces joints ne comprennent aucune soudure en bout, ils sont prévus de manière à réaliser les soudures dans la position à plat. Les couvre-joints d'âme sont boulonnés.

En vue de faciliter le montage, les joints de poutres ne sont pas normaux à l'axe longitudinal de la pièce mais légèrement inclinés sur cet axe.

H. L.



Pierre Galler,

Ingénieur

à la S. A. d'Ougrée-Marihaye

Exécution des réparations

Généralités

A première vue, la réparation d'une ossature de bâtiment sinistré par les bombardements n'est pas chose aisée, surtout lorsqu'il s'agit d'une charpente métallique soudée et enrobée de béton. D'une part, l'observateur est frappé par le désolant fouillis des destructions, d'autre part, le béton ne permet pas de déceler immédiatement la gravité des avaries de l'ossature métallique, enfin la construction soudée ne paraît pas se prêter facilement aux réparations et transformations.

Dans le cas particulier de l'Institut du Génie Civil, les réparations ont cependant été exécutées rapidement et sans difficultés spéciales. Cela est dû à l'heureuse conception de l'ossature de ce bâtiment, et à la mise en application d'une bonne méthode de travail.

Les notes suivantes mettent ce second point en valeur.

Dans l'une et l'autre aile du corps principal, la réparation présentait deux aspects bien distincts :

a) Remise en état des colonnes dont les semelles rapportées, fixées aux fûts par soudure discontinue, étaient décollées parfois sur de grandes hauteurs (voir figures dans l'article de M. Louis : *Relevé des dégâts et restauration de la charpente*).

Cette remise en état ne présente rien de spécial (nettoyer, clamer et remplacer l'ancienne soudure discontinue par une soudure continue exécutée en position verticale); elle ne sera pas considérée davantage.

b) Réparation proprement dite de la charpente détruite, fissurée ou déformée.

L'aile Sud demandait beaucoup de petites réparations, le remplacement de petites poutres horizontales, l'emploi d'étaçonnements nombreux impliquant l'intervention de monteurs munis de matériel léger et moyen. Dans l'aile Ouest, beaucoup plus atteinte, le remplacement d'une colonne entière, de nombreuses poutres, de linteaux, de plusieurs nœuds nécessitait un matériel

de montage lourd, dont deux mâts (fig. 83, p. 76).

La tâche la plus urgente était de restaurer l'aile Sud qui abritait le laboratoire d'Essais des Constructions du Génie Civil. Circonstance heureuse puisque la réparation de l'aile Ouest, plus atteinte, ne pouvait être entamée immédiatement.

Les dégâts n'étaient pas toujours apparents. Bien souvent, des fissures de l'enrobage laissaient seules présumer d'une avarie. De cet aspect général des destructions, on pouvait tirer des conclusions générales :

1. Le décapage de toutes les parties abîmées ou douteuses s'imposait pour avoir une idée claire du travail; cela demandait du temps.

2. Pour aller vite, il fallait mettre en fabrication, quitte à les couper à longueur au moment voulu, les semelles, nœuds, poutres, colonnes, linteaux, destinés à remplacer ce qui était détruit ou franchement douteux; pour le reste, faire une approximation et approvisionner les éléments sans les assembler. Cette mesure était judicieuse puisqu'il s'agissait d'acier 56-65 kg/mm² à élaborer spécialement et que l'on devait exécuter les poutrelles en profils composés soudés, faute de pouvoir les approvisionner en laminés (les aciers de la première charpente avaient été laminés à Rodange).

3. Toujours pour gagner du temps, il convenait d'adopter une méthode générale de travail, dont on s'inspirerait pour résoudre tous les cas particuliers.

4. Le programme de la reconstruction apparaissait déjà dans ses grandes lignes. Comme il a été réalisé fidèlement, il en sera question plus loin, après un exposé de la méthode générale de travail.

Méthode générale de travail

Elle repose sur trois principes :

a) Maintenir le contact permanent avec l'Ad-



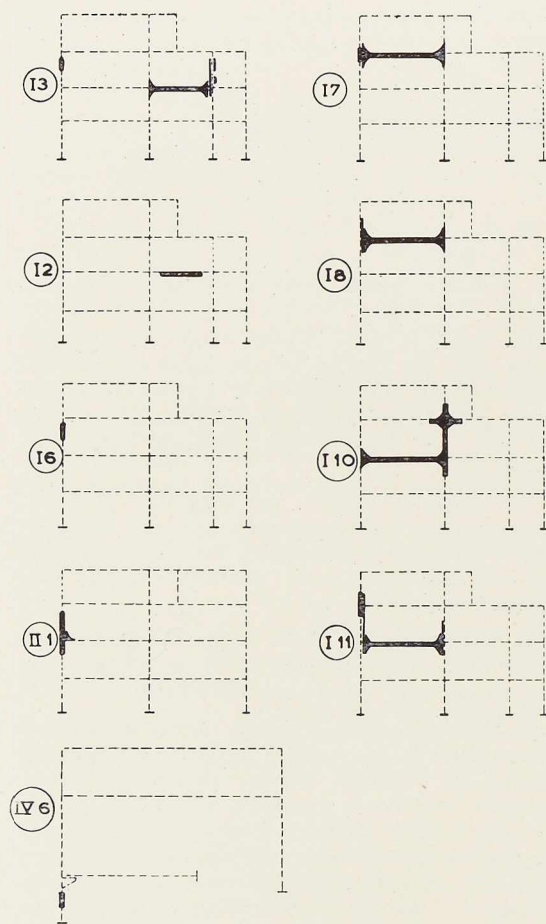


Fig. 83. Schéma des réparations des colonnes et poutres.

ministration des Ponts et Chaussées. On s'est spécialement attaché à la tenir au courant de la marche de l'entreprise, à lui exposer chaque mesure prise ou à prendre, au besoin à les discuter, lui signalant les erreurs, les ennuis survenus sur le chantier. De son côté l'Ingénieur dirigeant, M. Louis, ne nous a pas ménagé sa collaboration, par ses conseils ou ses interventions de toutes sortes. Cette façon de travailler « à découvert » permettait d'aller vite puisqu'elle évitait tout malentendu et toutes discussions à posteriori.

b) Conserver les éléments sains de la charpente et enlever systématiquement tout ce qui était détruit, fissuré, déformé ou douteux.

On s'est inspiré d'une stricte économie et dans quelques cas particuliers, on a tiré le meilleur parti possible de la situation existante, sans plus.

c) Etudier des réparations types; les établir une fois pour toutes et s'en inspirer systématiquement dans chaque cas particulier. Cette méthode unifiée offrait le grand avantage de simplifier le travail à tous les échelons, relevé des cotes, traçage, parachèvement, montage et surveillance, supprimant les discussions, les erreurs, les indécisions, d'où gain de temps.

Si on a, par exemple, à remplacer un fût de colonne (fermes I₃-I₁₁) sans enlever les semelles rapportées, restées intactes au voisinage immédiat du fût rompu (fig. 84), il faut enlever au chalumeau les soudures réunissant le fût aux semelles rapportées sur une hauteur permettant un certain écartement de celles-ci, puis découper le fût par deux sections horizontales et enlever l'élément à remplacer. On peut alors mettre en place le nouvel élément (qui n'est plus un laminé mais une poutre composée soudée), et exécuter en position verticale les soudures fût-

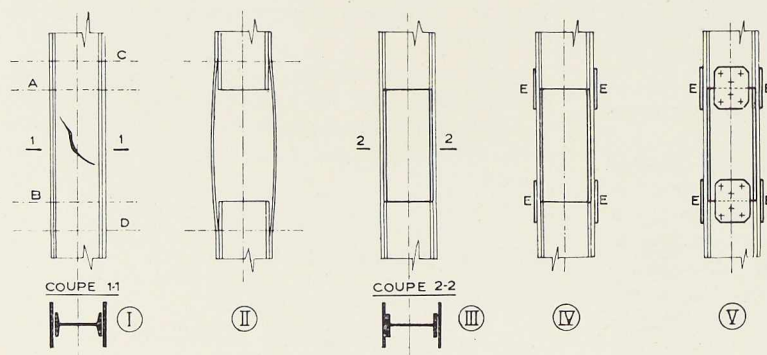


Fig. 84. Détails se rapportant au remplacement d'un fût de colonne.



semelles. On compense la section des patins du fût par des surépaisseurs soudées sur les semelles rapportées. Il reste à assembler les âmes. Pour cela on marque, fore et alèse les trous, puis l'on place et boulonne les couvre-joints d'âme.

Quand il s'agit de réparer les semelles rapportées des colonnes, trois cas peuvent se présenter.

1. La semelle est décollée et peu écartée du fût. Il faut nettoyer l'intervalle entre le fût et la semelle, appliquer à nouveau celle-ci contre le fût, la clamer et la souder au fût en position verticale, cordon continu.

2. Si la semelle est cassée en deux (ferme I_3) et que les lèvres sont peu écartées du fût, on nettoie puis on rapproche les lèvres, on clame et on soude au fût les deux parties de la semelle en soudure verticale et cordon continu. On compense alors la section de la semelle par un couvre-joint soudé. Pour obtenir une longueur suffisante de cordon de soudure sans encombrement inutile, les couvre-joints sont en deux pièces.

3. La semelle peut enfin être fortement avariée et il faut la remplacer. On l'enlève jusqu'à trouver une partie saine. La nouvelle semelle est appliquée contre la colonne et à une des extrémités elle est soudée bout à bout à la semelle restée en place. On exécute les soudures verticales continues fixant la semelle au fût. Enfin, à l'autre extrémité, on soude un couvre-joint. Dans certains cas, pour des raisons d'encombrement il a fallu couper la nouvelle semelle en deux, exécuter les deux joints d'extrémité par soudure en bout et le raccord intermédiaire par couvre-joint soudé (fig. 85).

Il y a, d'autre part, la réparation des poutres. Quand une poutre est peu déformée, elle est redressée au moyen d'un vérin hydraulique, sinon la partie déformée est remplacée (ferme I_2) par un élément de poutre composée soudée assemblée aux parties existantes par des joints de montage. Le joint de poutre se compose de couvre-joints

d'âme boulonnés et de couvre-joints soudés. Quand la poutre entière est à remplacer il faut s'assurer d'abord de l'état des semelles rapportées des colonnes et éventuellement les remplacer sur une certaine hauteur, comme indiqué précédemment.

Par suite de légères déformations d'ensemble subies par le bâtiment les portées théoriques n'étaient plus respectées. Aussi les poutres étaient soudées et assemblées aux nœuds en atelier, puis coupées en deux tronçons une fois les portées déterminées exactement. Le joint se trouvait au sixième de la portée et était en biseau de façon à faciliter le montage. On amenait deux demi-poutres munies de nœuds d'attache, on les fixait sur leur colonne respective, on soudait les nœuds aux semelles rapportées des colonnes puis on réalisait le joint de montage (fermes I_3 - I_7 - I_8 - I_{10} - I_{11}).

Il peut arriver qu'il n'y ait à remplacer qu'un nœud et un tronçon de poutre. Cela se fait de la même façon. A la ferme II_1 un demi-nœud a été remplacé.

La réparation de la ferme I_{10} (fig. 86) comprend l'enlèvement et le placement d'un fût de colonne, d'une poutre, de deux tronçons de poutres avec nœuds, de deux linteaux et de deux éléments de linteaux.

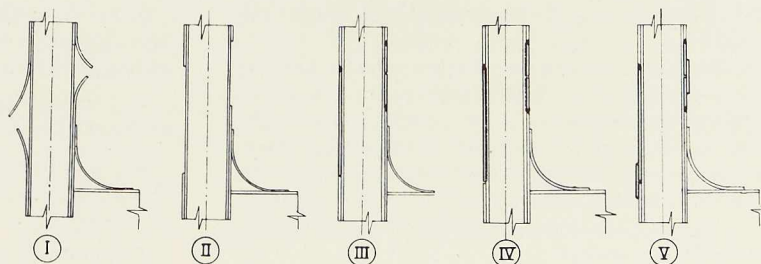
Programme de travail

Les opérations se sont succédé dans l'ordre suivant :

1. Etablir un plan en première approximation pour discussion et approbation. Simultanément enlever toutes les ferrailles et déblayer les futurs chantiers. Hâter l'enlèvement du béton d'enrobage.

2. Réparer d'abord la charpente du laboratoire d'Essais des Constructions du Génie Civil

Fig. 85. Réparation des semelles rapportées de colonne.



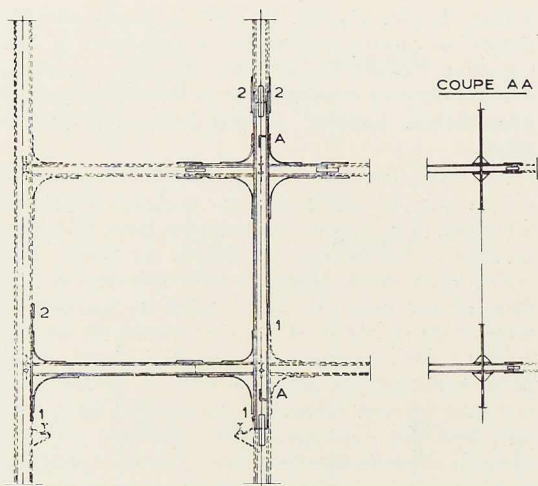


Fig. 86. Réparation de la ferme I₁₀ montrant les joints de semelle :

1. Soudure en bout;
2. Couvre-joint fixé par cordons latéraux.

(aile Sud). Pendant ce temps relever sur place des cotes précises afin d'établir au bureau de dessin les plans d'exécution, ce travail suivant pas à pas l'enlèvement du béton. Estimer le tonnage d'acier nécessaire. Commander les aciers, les élaborer, les laminier, les réceptionner, exécuter en atelier le plus grand nombre possible d'éléments (colonnes, poutres, linteaux, nœuds, semelles, couvre-joints) quitte à les mettre à longueur au moment voulu.

3. Commencer dans l'aile Sud toutes les réparations demandant peu de matériaux nouveaux et du matériel de montage léger; par exemple, redressement de poutres et soudure des semelles des colonnes.

4. Achever l'aile Sud au fur et à mesure de l'arrivée des charpentes neuves.

Amener le matériel de montage lourd dans l'aile Ouest et enlever les éléments de charpente détruits.

5. Simultanément avec l'achèvement de l'aile Sud exécuter les grosses réparations dans l'aile Ouest.

6. L'aile Sud terminée, faire passer l'équipe qui y travaillait à l'aile Ouest pour achever les travaux de moyenne et de petite importance; pendant ce temps l'équipe de grosses réparations redresse et répare le pied de colonne du Laboratoire d'hydraulique (ferme IV₆).

7. Exécuter les plans définitifs de l'ouvrage, tel qu'il est réalisé.

Incidents d'exécution

En fait l'entreprise a été moins aisée qu'il en paraît. Il a fallu procéder à de nombreuses petites réparations, imprévisibles au début, mais exécutées dans le cadre de la méthode générale. Des difficultés de toutes espèces se sont présentées : retards dans l'enlèvement du béton, pénurie de transport, etc.

Dans l'ensemble on peut noter divers éléments qui furent défavorables à la bonne marche du travail :

1. La charpente est enrobée de béton et l'on ne peut rien affirmer tant que l'enrobage n'est pas enlevé. Ceci justifie le travail en régie.

2. L'enlèvement du béton est remis à un entrepreneur ne dépendant pas de l'adjudicataire de la réparation de la charpente métallique. Le personnel de l'Administration des Ponts et Chaussées a réduit ce désavantage au minimum, mais néanmoins c'était un handicap.

3. Le personnel de montage est spécialisé dans les constructions métalliques nouvelles ou dans les transformations.

Or, exception faite pour les gros travaux de l'aile Ouest, il s'agissait de réparation, ce qui est très différent, surtout du point de vue du matériel pour étaisements et échafaudages légers, du forage et de l'alésage des trous sur place.

4. De fin janvier à début avril la saison a été froide et pluvieuse. Les conditions de travail furent souvent déplorable. On s'est spécialement attaché à bien sécher les électrodes.

5. L'intervention de deux Administrations, à savoir : les Travaux Publics et l'Instruction Publique (pour le courant électrique par exemple). Grâce à la bonne volonté de tous, cela n'a guère porté à conséquence.

Par contre l'on peut citer comme avantages principaux :

1. L'attitude compréhensive, dynamique et de bon conseil de l'Ingénieur dirigeant, M. Louis.

2. La conception de la charpente métallique, très simple, celle-ci étant constituée par des cadres identiques ou fort semblables.

3. L'exécution, conforme aux plans retirés des archives. Ce fait est rare et mérite d'être signalé.

4. La réparation a été effectuée par la S. A. Ougrée-Marihaye, qui construisit la charpente en 1932-1933.

5. L'atelier est situé à moins de 10 kilomètres



Fig. 87. Vue des fermes endommagées de l'ossature métallique rivée de l'Institut de chimie et de Métallurgie.

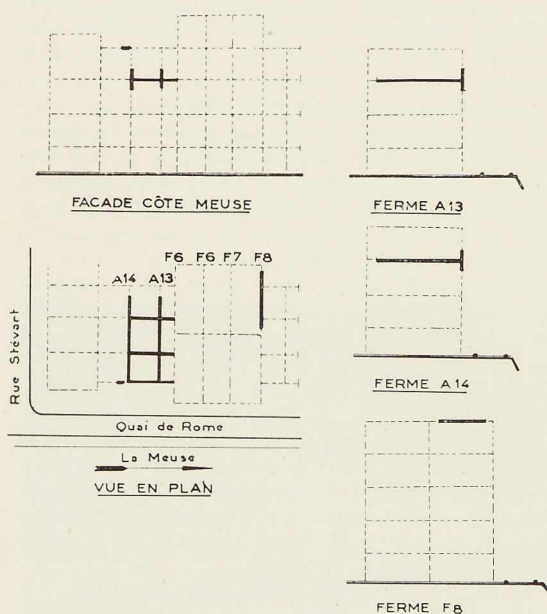
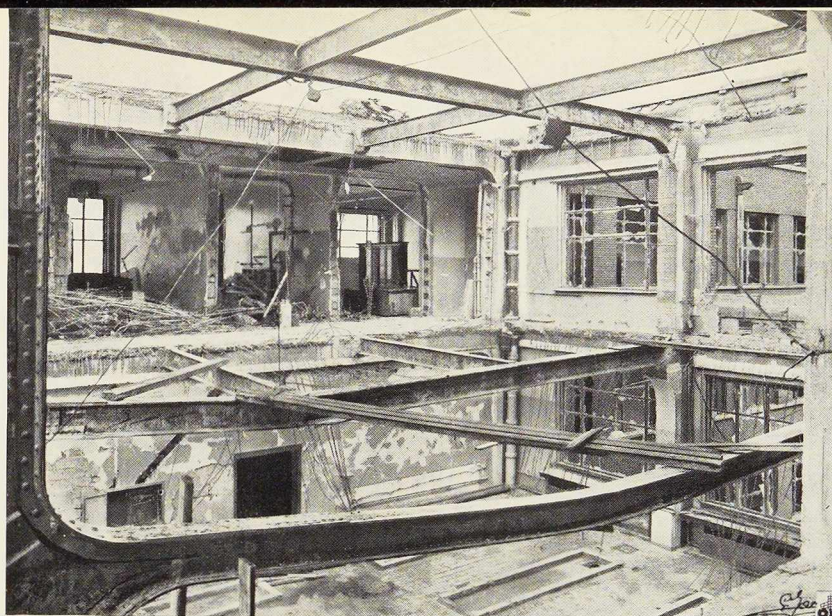


Fig. 88. Plan de situation des fermes réparées.

de l'Institut, avantage énorme aux points de vue transports, liaison, coordination, fourniture de matériel de toute espèce.

Commencée le 17 janvier 1946, après une première visite des lieux, la réparation était terminée le 18 avril 1946, grâce à la qualité de la main-d'œuvre, et la collaboration constante et confiante de l'Ingénieur dirigeant. Sa réalisation a demandé 8 948 heures de travail, dont 2 988

heures en atelier et 5 960 sur chantier. 15 tonnes de charpente soudée en acier 55-65 ont été remplacées (par rapport à un poids total de 595 tonnes). Quatre soudeurs à l'arc ont travaillé sur place pendant 990 heures, presque toujours en position verticale, déposant 8 500 électrodes, dont 5 000 pour la seule remise en état des semelles décollées des colonnes. La dépense totale est de 700 000 francs ce qui est relativement peu si l'on tient compte des difficultés surmontées et de ce qu'auraient coûté la démolition et la reconstruction de l'ossature sinistrée.

Conclusion

La charpente métallique soudée, de l'Institut du Génie civil, ajoute à ses qualités déjà connues une grande facilité de réparation.

Cette impression se confirme, si l'on compare les travaux de restauration à ceux de l'Institut de Chimie et de Métallurgie dont traite M. Louis dans la quatrième étude (voir p. 80) et qui ont été également exécutées par la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

La construction rivée est plutôt un handicap parce que l'obligation de se raccorder aux parties saines existantes et le emploi de petits éléments (raidisseurs, couvre-joints, cornières) demandent des relevés fastidieux d'écartements de trous de boulons ou de rivets.

La construction soudée permet de tailler dans le vif, de réaliser d'une façon plus rapide et plus aisée l'assemblage des charpentes nouvelles aux existantes, d'achever en atelier l'exécution de la plupart des éléments de la réparation.

P. G.

Henri Louis,
Ingénieur en chef,
Directeur des Ponts et Chaussées
Chargé du cours libre
de constructions soudées
à l'Université de Liège

Dégâts causés à l'ossature métallique rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie et leur restauration

Dans cet Institut deux fermes ont été gravement sinistrées, tandis qu'une autre subissait des dégâts de moindre importance.

Les deux premières ont été touchées à hauteur du troisième étage (fig. 87, p. 79). Les poutres ont reçu des coups directs et la flexion importante qu'elles ont subie a amené la rupture des deux nœuds situés sur la façade côté Est.

La réparation a consisté dans le remplacement complet de ces deux nœuds, de deux nouvelles poutres, de six nervures et de quatre linteaux en façade.

Les âmes des nœuds rompus ont été dérivées et enlevées jusqu'aux couvre-joints d'âme assurant la liaison avec les poteaux. Les rivets de ces couvre-joints ont également été enlevés et les couvre-joints réutilisés. Les cornières cintrées inférieures et supérieures ont été enlevées et remplacées.

L'enlèvement de tous ces éléments ayant considérablement diminué la raideur des poteaux, il fut nécessaire, afin d'assurer la stabilité de l'ensemble, de monter un mât à l'extérieur du bâtiment. Ce mât servit à l'arrimage des têtes des deux fermes sinistrées.

Les deux nouvelles poutres furent confectionnées en atelier. Le constructeur ne disposant pas à ce moment des profils nécessaires les entretoises furent composées par soudure.

Lors du démontage, on a constaté que les nœuds situés côté cour intérieure, avaient subi une flexion importante. Avant le remontage des poutres, il fallut donc, à l'aide de vérins hydrauliques, tenter de redresser ces nœuds. L'opération fut très malaisée; elle réussit cependant partiellement. On n'a pas pu rétablir l'horizontalité parfaite des nœuds. Ce léger décalage nécessita l'usinage spécial des couvre-joints d'âme assurant la liaison entre les nœuds et les poutres. Le relevé des trous de rivets existant dut être fait sur place.

Quatre nervures ont été remplacées par des pièces neuves.

Deux autres restées en place accusaient des déformations plutôt importantes, elles ont été démontées et réutilisées après examen. Comme seuls les assemblages de ces nervures avec la poutre de liaison de la ferme voisine étaient endommagés, ces assemblages ont été remplacés.

La mise en place des âmes nouvelles des nœuds sinistrés ainsi que des poutres de liaison des nervures et des linteaux se fit sans difficulté spéciale.

Le rivetage se déroula normalement.

Il est à noter que le linteau assurant la liaison entre une des deux fermes sinistrées et la ferme voisine, à hauteur de la toiture, était fissuré à une extrémité. Le remplacement de ce linteau était malaisé car un énorme bloc de maçonnerie (balustrade de la plate-forme) y était attenant. La démolition de ce bloc posait un problème délicat. On décida de supporter le linteau à l'aide de poutrelles. On découpa la partie fissurée qui fut remplacée par un tronçon nouveau assemblé à l'ancien par couvre-joints d'âme et de semelles boulonnés.

La troisième ferme sinistrée, dont les dégâts étaient cependant moins importants, accusait un déversement vers l'extérieur. Le poteau intermédiaire de cette ferme était tordu au nœud se situant au quatrième étage. La poutre de liaison était détruite.

Le travail de réparation a consisté d'abord à redresser le poteau tordu: un câble moufflé fut accroché au droit des assemblages détruits et un effort de traction fut exercé à l'aide d'un cabestan. La partie du poteau intermédiaire qui était déformée fut chauffée à l'aide de forts chalumeaux de manière à faciliter le travail de redressement. L'opération fut aisée et ne donna lieu à aucun incident. La poutre de liaison fut remplacée par une pièce neuve confectionnée par soudure. Les couvre-joints d'assemblage aux nœuds furent également remplacés.

H. L.



Les plus beaux ponts métalliques construits aux Etats-Unis de 1942 à 1947

Avant la seconde guerre mondiale, l'American Institute of Steel Construction (A. I. S. C.) décernait tous les ans des prix et des mentions honorables aux plus beaux ponts en acier construits pendant l'année précédente. Le jury, chargé d'attribuer les prix, comprenait deux ingénieurs mandatés par l'American Society of Civil Engineers, deux architectes désignés par l'American Society of Architecture et une cinquième personnalité choisie par l'A. I. S. C. en dehors des milieux d'ingénieurs et d'architectes. Ces concours, interrompus pendant la guerre, furent repris en 1948. Le jury, composé de M. Douglas Orr, Président de l'American Institute of Architects, de M. A. H. Fuller, Professeur des Constructions civiles de l'Iowa State College, de MM. Frederic Wallace Dunn et George Harwell Bond, Architectes et M. Waldo Bowman, Rédacteur en Chef de la Revue *Engineering News*

Record, eut à désigner parmi les ponts en acier construits pendant les années 1942-1947 la réalisation la plus parfaite au point de vue esthétique dans chacune des catégories suivantes :

Classe I : Ponts fixes avec portées dépassant 122 mètres (400 pieds).

Classe II : Ponts fixes dont la portée est inférieure à 122 mètres et dont le coût dépasse un demi-million de dollars (environ 22 millions de francs belges).

Classe III : Ponts fixes dont la portée est inférieure à 122 mètres et dont le coût n'atteint pas 500 000 dollars.

Classe IV : Ponts mobiles.

Des plaques en acier inoxydable portant le sceau de l'American Institute of Steel Construction furent apposées sur 9 ponts primés, tandis que 12 autres ponts reçurent des mentions honorables. Les ponts primés ont été les suivants :

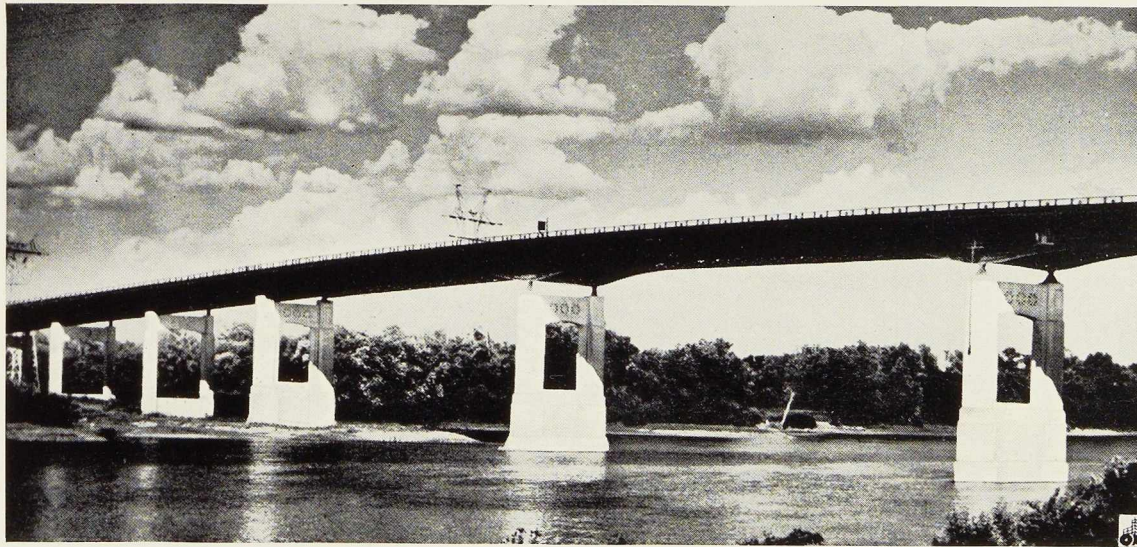


Fig. 89. Pont Charter Oak sur le Connecticut River. La travée centrale de 91^m50 de portée est la plus longue travée en poutres à âme pleine en Amérique. Ingénieurs conseils : Robinson & Steinman. Constructeur : American Bridge Co.

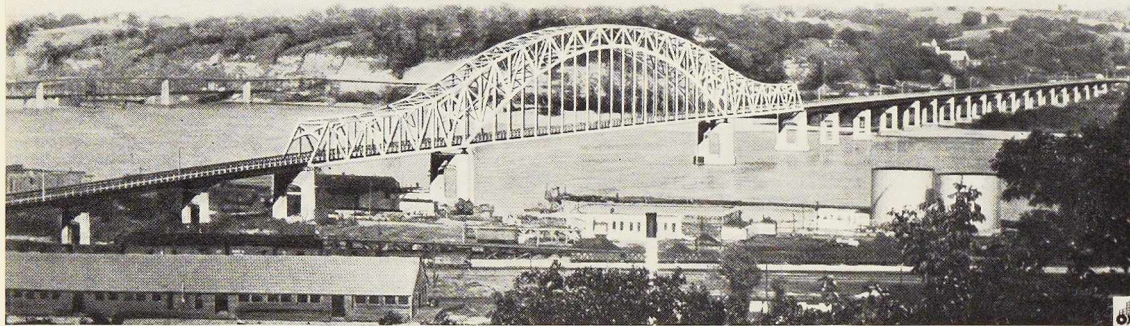


Fig. 90. Pont Julien Dubuque sur le Mississippi. La grande travée a une portée de 257^m70. Ingénieurs-conseils : Howard, Needles, Tammen & Bergendoff. Constructeur : Bethlehem Steel Company.

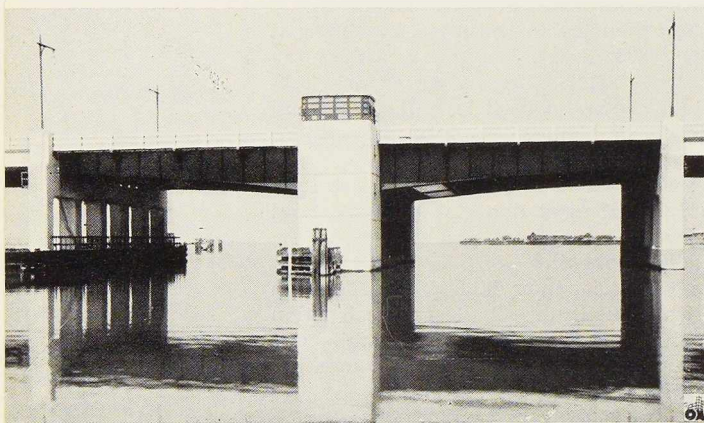
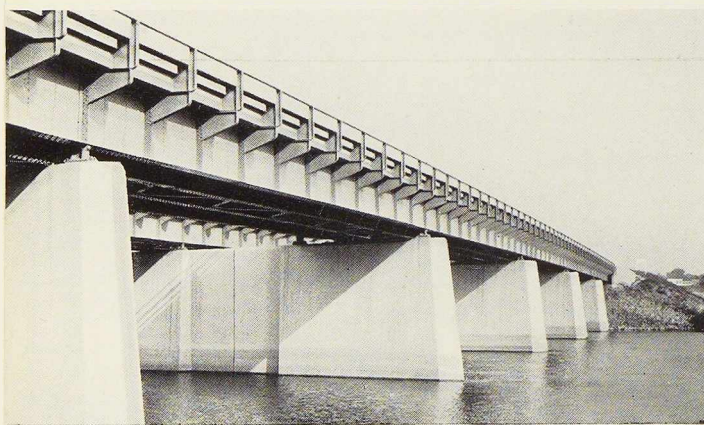


Fig. 91. Pont du boulevard Absecon à Atlantic City. Les travées de ce pont mobile, œuvre de l'ingénieur Morris Goodkind, ont une portée de 10^m70. Ingénieurs-conseils : Howard, Needles, Tammen & Bergendoff. Constructeur : Bethlehem Steel Company.



Classe I : Le Pont Julien Dubuque sur le Mississippi à Dubuque, Iowa (fig. 90).

Classe II : Le Pont Charter Oak sur le Connecticut à Hartford (fig. 89), le Pont sur le Pecos dans le Texas (fig. 93) et le Pont sur le Saco River dans le Maine (fig. 92).

Classe III : Le Pont d'accès aux usines aéronautiques Glen L. Martin dans le Maryland (fig. 96), le Pont sur le Little Tennessee dans la Caroline du Nord (fig. 95) et le passage inférieur de l'Old Alfred Road (fig. 97).

Classe IV : Le Pont President Truman sur le Missouri à Kansas City (fig. 94) et le Pont du Boulevard Absecon à Atlantic City (fig. 91).

Ci-contre, nous donnons les photographies des ponts métalliques primés que nous devons à l'obligeance de l'American Institute of Steel Construction.

Fig. 92. Pont sur le Saco River. Ouvrage en poutres à âme pleine dont les travées ont une portée de 33^m55. Ingénieurs-conseils : Howard, Needles, Tammen & Bergendoff. Constructeur : American Bridge Company.

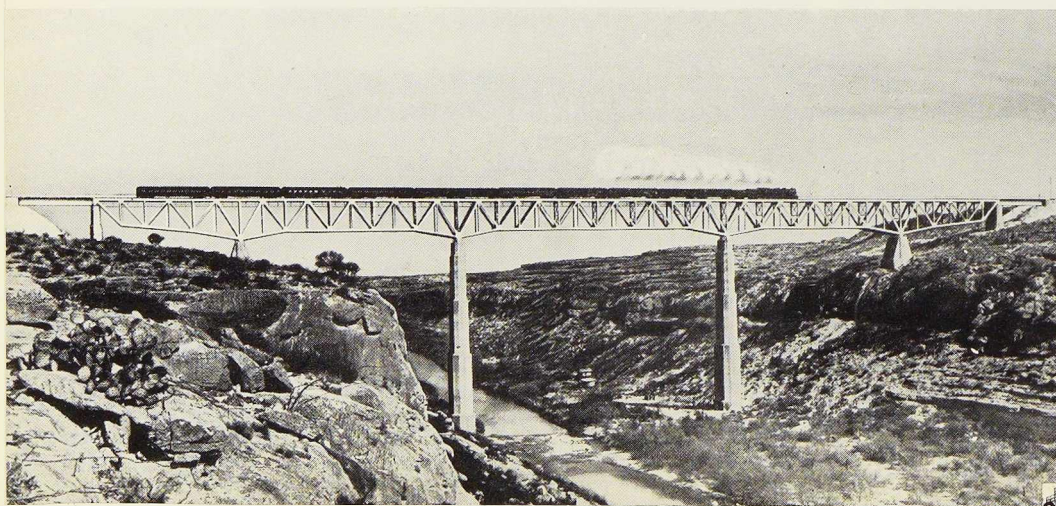


Fig. 93. Pont-rails sur le Pecos River. Les travées de ce pont en treillis ont une portée de 114 mètres. Ingénieurs-conseils : Modjeski & Masters. Constructeur : Bethlehem Steel Company.

Fig. 94. Pont Président Harry S. Truman sur le Missouri. La travée mobile a une portée de 128 mètres. Ingénieurs-conseils : Howard, Needles, Tammen & Bergendoff.

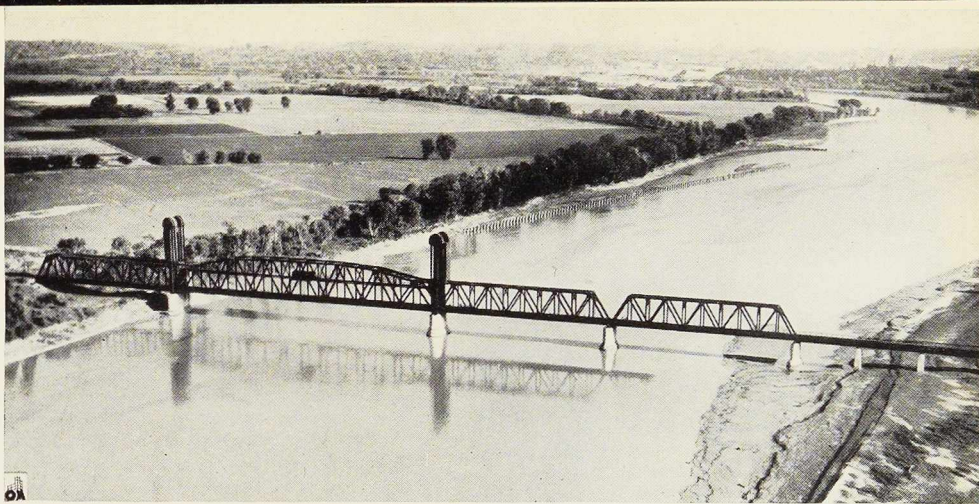


Fig. 95. Pont sur le Little Tennessee dans la Caroline du Nord. La portée des travées est de 36^m60. Les plans sont l'œuvre de la Tennessee Valley Authority (T.V.A.). Constructeur : Virginia Bridge Company, Carolina Steel & Iron Company et Dave Steel Company.

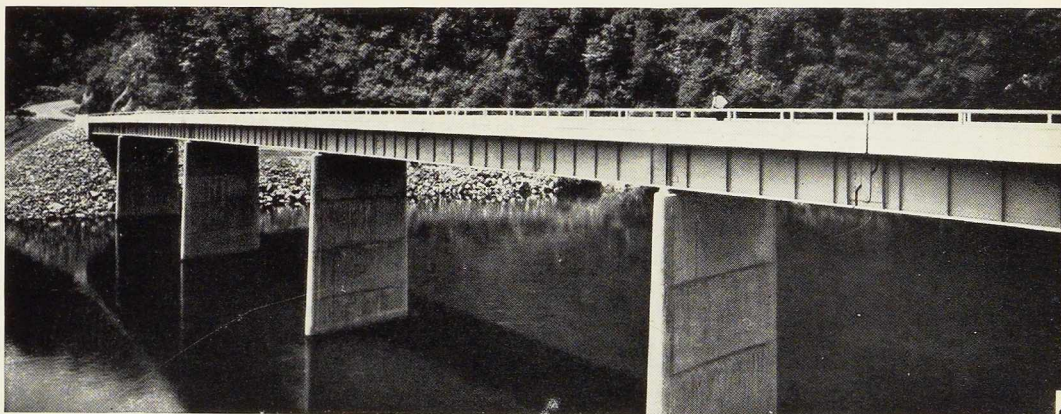


Fig. 96. Pont d'accès aux usines aéronautiques Glen L. Martin dans le Maryland. L'ouvrage dont les plans sont l'œuvre de la Commission des Routes de l'Etat du Maryland a deux travées de 20^m75. Constructeur : American Bridge Company.

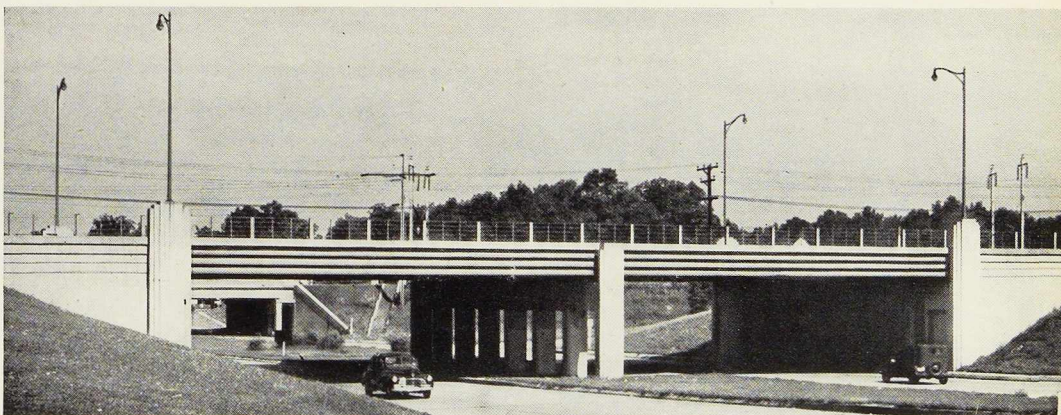


Fig. 97. Passage inférieur de l'Old Alfred Road. La portée des travées est de 17^m85. Ingénieurs-conseils : Howard, Needles, Tammen & Bergendoff. Constructeur : American Bridge Company.



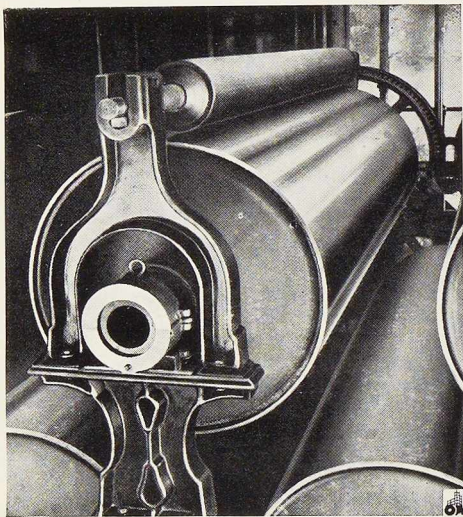
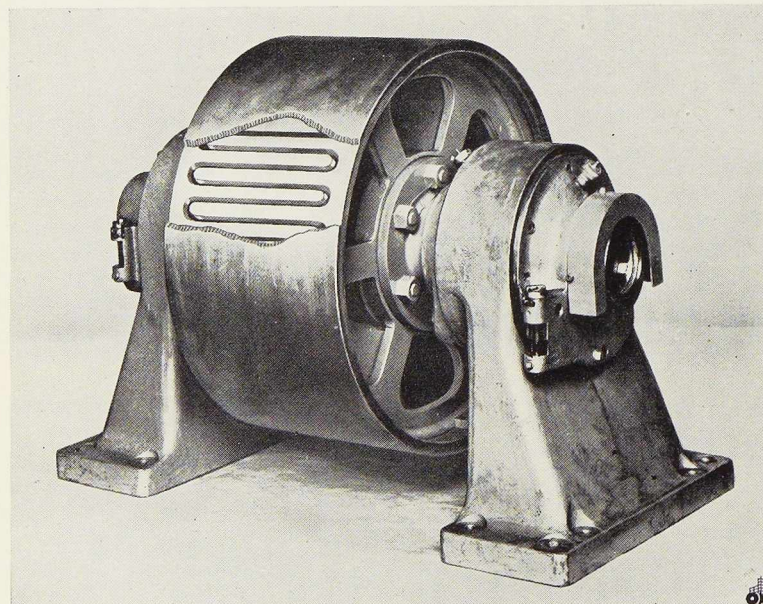


Fig. 98. Calandre de 1^m10 de diamètre et de 3^m20 de longueur utilisé dans une usine à papier.

Dans la fabrication de beaucoup d'articles tels que papier feutre, caoutchouc, plastiques, etc., on sèche la matière au moyen de calandres chauffées à la vapeur.

Originellement, ces rouleaux étaient de simples tambours en fonte, recevant la vapeur par un tourillon et l'évacuant par l'autre, mais ils



étaient lourds et présentaient l'inconvénient d'accumuler l'eau condensée dans leur partie basse, sous le niveau des tourillons. Le contact à chaque tour entre la paroi cylindrique et l'eau condensée durant presque la moitié du temps, tendait à ramener sans cesse la température du rouleau à la température de condensation, d'où mauvais rendement calorifique. D'autre part, ce « balourd » d'eau causait des dépenses de force motrice.

La Lukens Steel Company a étudié un rouleau sécheur en acier soudé, plus léger, et pouvant, en cas d'accident, être réparé, alors qu'un rouleau de fonte détérioré doit ordinairement être remplacé.

Ce nouveau type de rouleau se compose d'un cylindre à double enveloppe formant chambre à vapeur; des rayons tubulaires amenant la vapeur d'un tourillon à la chambre et l'évacuant de la chambre vers l'autre tourillon. L'intérieur est garni d'aubes dirigeant l'eau de condensation, par la rotation même de l'appareil, vers les orifices des rayons correspondant au tourillon d'évacuation. Pour les cas où l'eau serait appliquée par force centrifuge sur la paroi extérieure de la chambre, un dispositif spécial est prévu pour son évacuation.

Dans le but de diminuer les pertes calorifiques par la paroi intérieure de cette chambre périphérique, on peut fermer, par une plaque, les deux extrémités du rouleau.

La tôle employée pour former la paroi extérieure de la chambre à vapeur doit être judicieusement choisie : il faut d'une part que le rouleau reste rectiligne et équilibré et, d'autre part, qu'il puisse acquérir un poli impeccable exigé par certaines fabrications, celle du papier de soie par exemple.

Fig. 99. Section dans une calandre, montrant la disposition du serpentin.



La vapeur circule dans la chambre à une vitesse beaucoup plus grande qu'elle n'avait dans le tambour, la section de passage offerte étant moindre. Cette vitesse favorise les échanges thermiques, s'oppose à la formation de poches de « vapeur morte » et évacue l'air qu'il pourrait y avoir dans la chambre à vapeur. La présence de cet air abaisserait la température, car celle-ci dépend de la pression partielle de la vapeur dans la chambre, pression qui, s'il y a de l'air, est forcément inférieure à la pression totale, c'est-à-dire la pression de vapeur dans la conduite d'amenée. Lors d'une remise à neuf d'une machine à sécher de papeterie comportant 54 rouleaux sécheurs, on remplaça 10 rouleaux de fonte par 10 rouleaux à chambre périphérique en acier soudé : la pression de vapeur employée put être élevée de 3,5 kg/mm² à 10,5 kg/mm² et le rendement de la machine s'améliora d'environ 8 à 10 %. Un calcul simple permet de voir que le rendement aurait été augmenté de 40 à 50 % par le remplacement de tous les cylindres.

Dans certaines industries où le travail doit obligatoirement se faire à basse température, on peut employer l'eau chaude comme véhicule de chaleur. Dans ce cas, la double enveloppe est alimentée centralement (des tuyaux amènent l'eau chaude d'un collecteur central) et l'évacuation se fait des deux côtés par les rayons tubulaires et les tourillons creux.

Enfin, pour les industries exigeant des hautes températures, dépassant 350°, on équipe les rou-

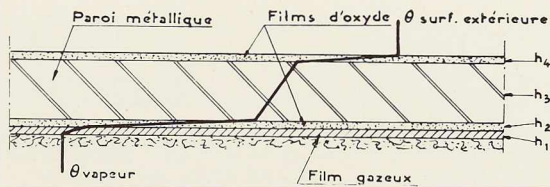


Fig. 100. Coupe à travers la paroi d'une calandre montrant la chute de température à travers celle-ci, la chaleur transmise est donnée par la formule

$$Q = a \cdot \Omega \cdot \Delta \theta$$

avec :

: a coeff. de transmission égale à

$$\frac{1}{\frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2} + \frac{1}{h_3} + \frac{1}{h_4}}$$

Ω : section,

$\Delta \theta$: différence de température.

leaux d'un serpentin dans lequel la vapeur à haute pression circule à grande vitesse.

Outre leurs qualités de transmission calorifique et leur faculté d'admettre de la vapeur plus chaude, les rouleaux sécheurs en acier ont encore comme avantages : d'être plus économiques en force motrice, d'être plus facilement amenés à température voulue et de ne pas nécessiter, en cas d'avarie, un remplacement total coûteux.

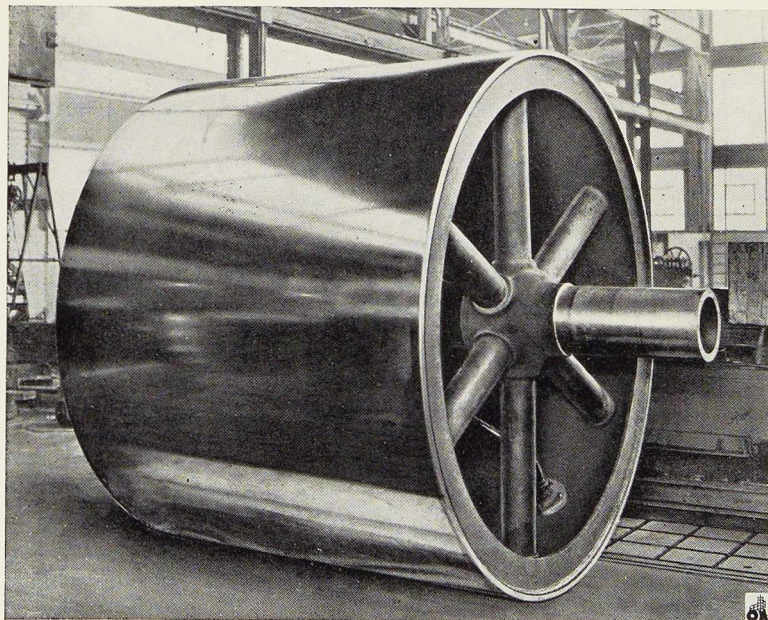


Fig. 101. Calandre de 2^m45 de diamètre d'une longueur de 2^m10 et d'un poids total de plus de 8 tonnes. Les rayons tubulaires servent de passage à la vapeur.

R. Desprets,
Professeur
à l'Université de Bruxelles,
Ingénieur en chef
de la S. N. C. B.

Construction d'un pont basculant du type "Strauss", à Zeebrugge

Lors de la construction du canal maritime de Bruges à la mer, le passage du chemin de fer de Bruges à Heyst et de la dérivation de la route royale, fut assuré sur un pont tournant appuyé sur les bajoyers de la tête amont de l'écluse de Zeebrugge; la manœuvre électromécanique se faisait par le poste de commande de la porte roulante de l'écluse.

L'usure de la charpente et des mécanismes ainsi que l'accroissement des charges de circulation imposaient déjà avant la guerre le remplacement de ce pont; les travaux, commencés avant 1940, ne furent achevés qu'en 1946.

Le problème à résoudre était difficile vu la nécessité de maintenir la circulation sur le chemin de fer et le libre passage dans l'écluse pendant l'exécution des travaux. Il fallait construire un nouvel ouvrage voisin, mobile, n'empiétant pas sur les installations en service, satisfaisant toutes les nécessités de la navigation, tout en im-

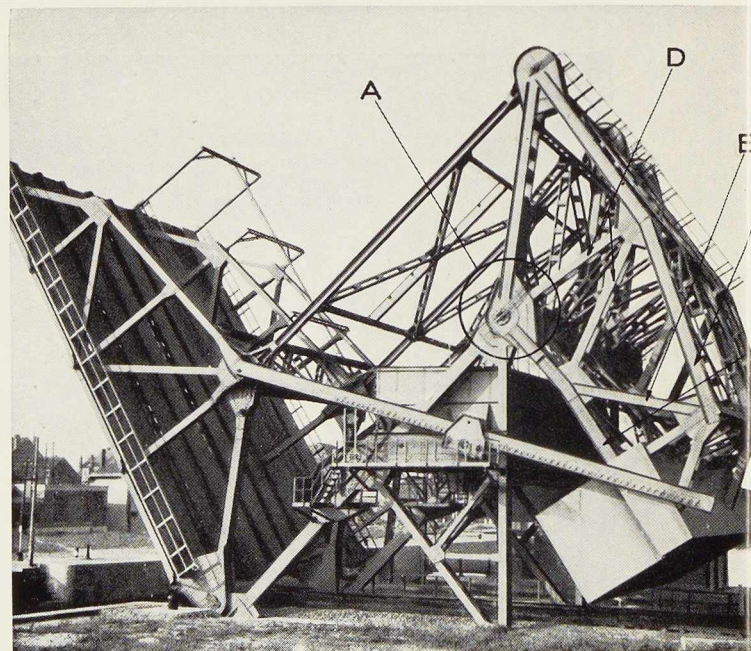
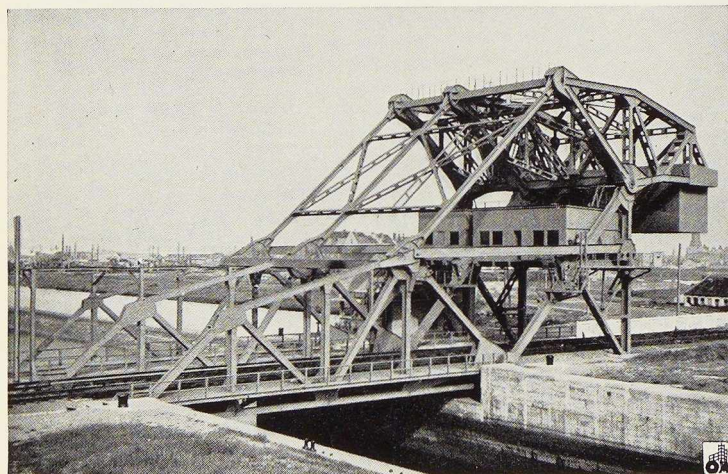
posant le minimum de déviation à la voie ferrée.

Ces exigences étaient remplies au mieux par un pont basculant, ayant ses appuis de volée sur le bajoyer du côté Bruges, sa culasse et sa cabine de manœuvre du côté Heyst.

La réalisation d'un pareil ouvrage comportant une vraie spécialisation dans l'étude et l'exécution des équipements électromécaniques fut l'objet d'une adjudication-concours public. Finalement, on admit un projet de pont-rails avec pont-route accolé, basculant, du système Strauss.

Plusieurs ponts de ce type avaient été construits à Anvers avec des résultats satisfaisants par la Société Métallurgique de Nivelles. Cette entreprise ayant présenté l'offre la plus basse, la S. N. C. B., d'accord avec l'Administration des Ponts et Chaussées, la chargea de l'exécution des travaux.

La charpente du pont, franchissant une passe de 20 mètres de largeur, comprend un tablier



mixte à trois poutres principales de 23^m24 de portée, tournant autour de ses appuis fixes, relié par des bielles en parallélogramme déformable à un balancier en contrepoids, sur chevalet; celui-ci porte aussi les crémaillères de commande et, en cabine, l'équipement électromécanique de manœuvre. Les maîtresses-poutres en treillis ont été assemblées par rivure. Les sections de différents éléments de ces poutres sont données aux figures 105 à 111. Le tablier, d'une largeur totale

de 14^m50 livre passage à deux voies de chemin de fer et une voie de tramway (fig. 112).

Les conditions d'équilibre théorique n'ont pu être complètement satisfaites, une stabilité suffisante du tablier sous le passage des convois exigeant une surcharge des appuis mobiles; cet excédent de poids nécessaire fut estimé à 1 tonne par appui, compte tenu de l'action du verrouillage d'extrémité.

La manœuvre sûre et aisée du pont dépend naturellement de la précision et de la tenue en bon état des diverses articulations qui, dans leurs paliers, doivent s'adapter aux conditions variables des surcharges, des déformations dans diverses directions et permettre le glissement aisé, sans usure excessive, des surfaces en contact.

Les contraintes des bronzes ont été limitées plus étroitement que dans des cas analogues, les articulations des tabliers servant en même temps d'appuis fixes.

Les contrepoids sont composés de béton, alourdi par des mitrilles.

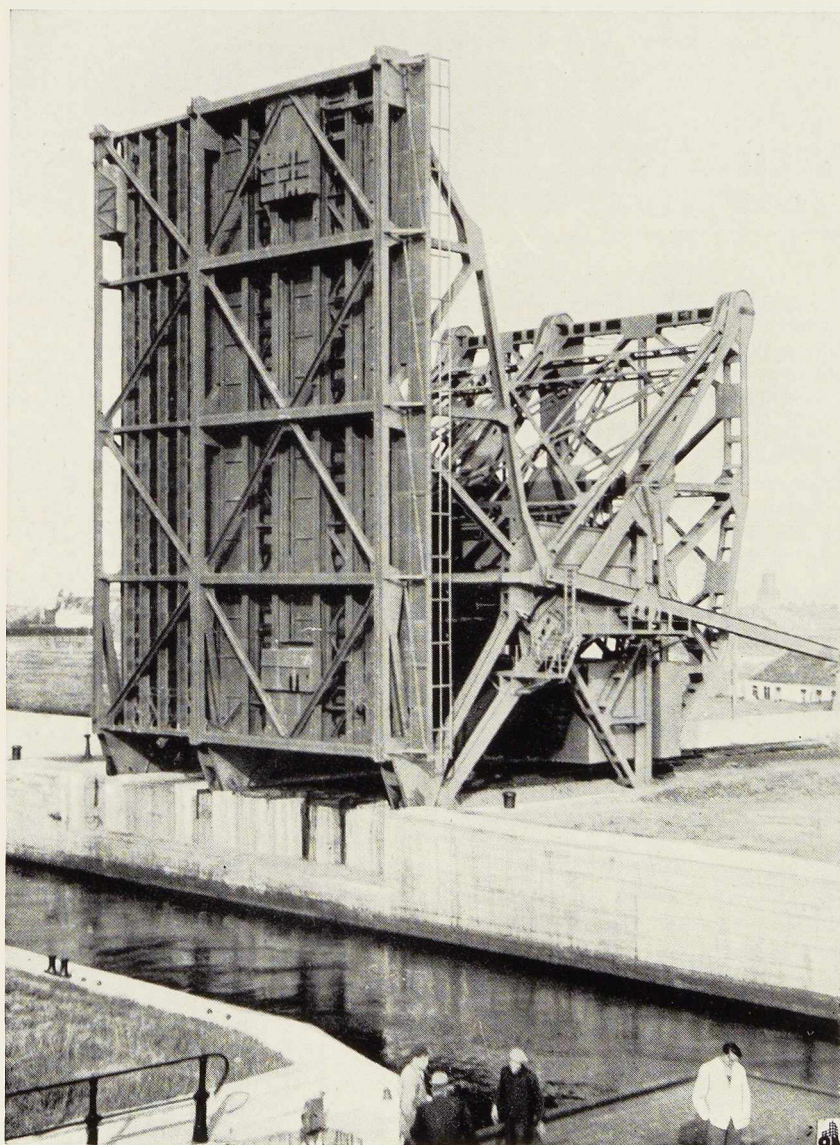


Fig. 102 à 104. Pont basculant « Strauss » à Zeebrugge fermé, pendant sa manœuvre (les lettres renvoient aux détails des figures 105 à 111) et ouvert.

Photos Studio Ameye.

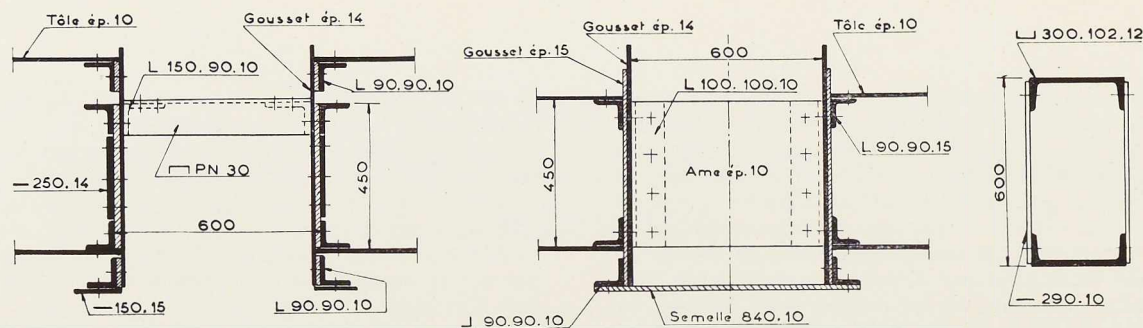


Fig. 105 et 106. Coupes BB et CC dans le nœud A de la figure 108.

Fig. 107. Montant D du balancier (voir figure 103).

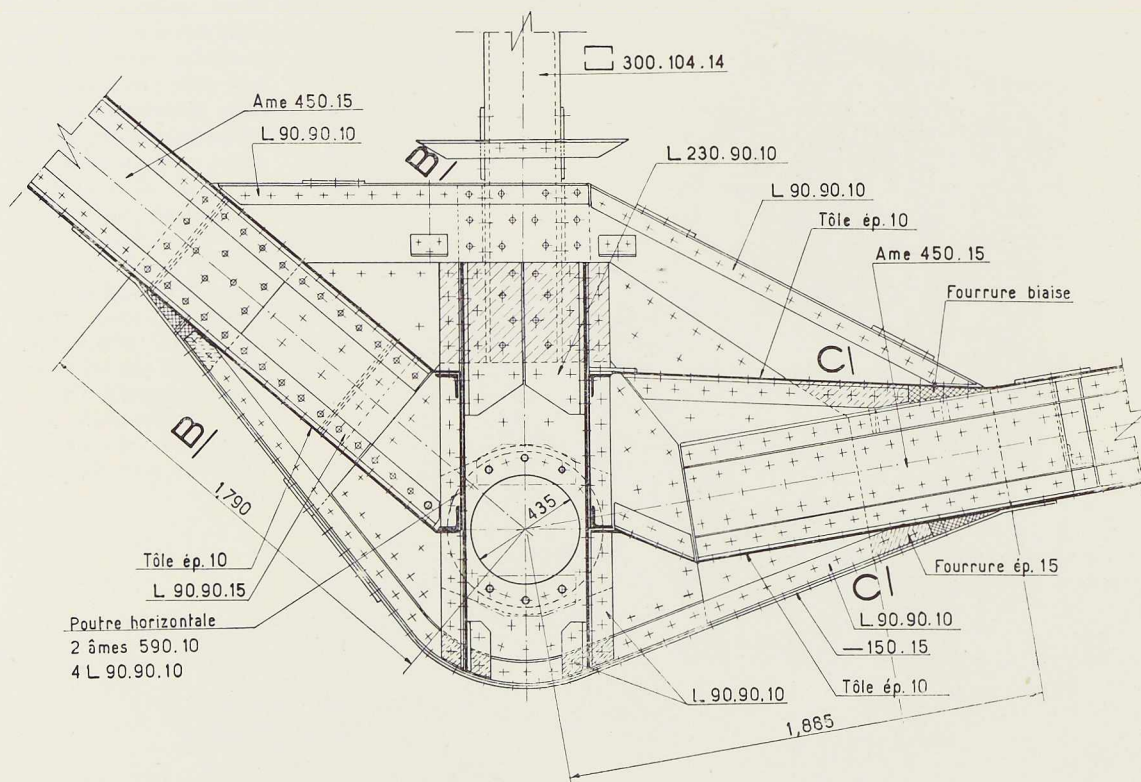


Fig. 108. Partie mobile A du palier fixant le balancier sur le chevalet.

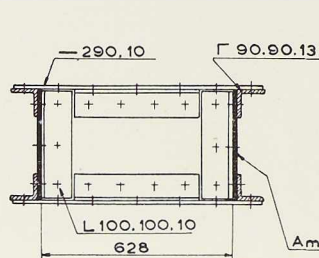


Fig. 109. Montant E du balancier (voir figure 103).

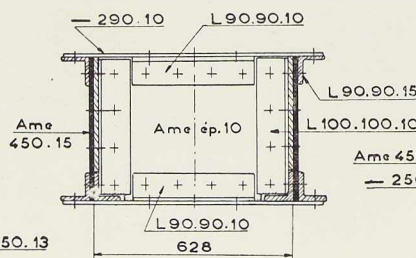


Fig. 110. Membrane supérieure F du balancier (voir figure 103).

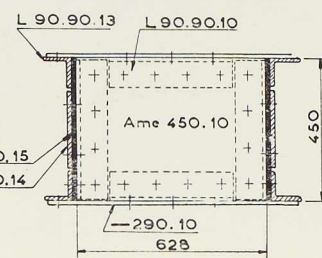


Fig. 111. Membrane inférieure G du balancier (voir figure 103).



Fig. 112. Vue d'enfilade du nouveau pont basculant.

Photo Studio Ameye.

Les surcharges de circulation ainsi que les contraintes limites sont celles des ponts-rails et ponts-routes ordinaires.

La puissance des deux moteurs de 70 CV agissant sur les mécanismes a été déterminée par les résistances passives, les forces d'inertie des masses en mouvement, et l'action du vent, pouvant atteindre 100 kg par m²; ils peuvent fonctionner séparément ou en parallèle, le levage se faisant en 1 minute par temps calme et en 1 1/2 minute sous vent de 50 à 100 kg par m².

Pour éviter tout incident de manœuvre, on a prévu, outre l'accrochage automatique du tablier au chevalet sous grand vent, des freins ordinaires à bande avec commande électromagnétique, des limiteurs d'effort à transmission par frottement de disques et un frein d'irréversibilité.

Les appuis mobiles de tablier sont réglables sur cales en plan et en niveau. La position du tablier est fixée par un verrou « d'orientation » s'engageant dans une gâche sur la battée et commandé sous ressort à boudin par un moteur spécial.

La concordance parfaite, nécessaire, des abouts des rails est assurée par des verrous « d'éclissage » mobiles enfoncés à frottement doux, dans des gaines en acier moulé.

Les leviers, mus par une vis sans fin, sont commandés par un moteur à culasse mobile autour d'un axe transversal, permettant un jeu suffisant des éclissages.

Le montage d'une pareille charpente est délicat par tous les réglages d'axes nécessaires; le tablier fut comme d'habitude dressé verticalement.

L'adjudication n'a pas fait ressortir un avantage marqué d'économie de l'un des deux types de ponts basculants présentés.

Le pont Scherzer fut adopté en de nombreuses applications dans les ports français, au Havre, sur le canal de Tancarville, à l'entrée du port de Dunkerque et aussi en Belgique, dans le port d'Anvers et sur le canal de Gand à Terneuzen.

Ce pont s'ouvre en roulant sur un chemin fixe, qui, parfaitement dressé, doit se trouver sur une fondation indéformable; la culasse rigide doit être munie d'un bandage robuste.

La première condition fut souvent satisfaite; quant à la seconde, on semble s'être mépris au début sur le rôle de cet élément de la charpente. Il fut habituellement constitué d'une jante mince rivée sur des cornières de bordure cintrées du secteur. Comme on eût dû s'y attendre, on put constater, après peu de temps, des relâchements des rivets tendus, des fissures de la jante, des cassures d'angle des cornières, conduisant à une dislocation locale du secteur et à la mise hors de service du pont. Le remède appliqué, de composer le bandage de voussoirs rigides d'acier moulé, joints par boulons et attachés au secteur par des boulons cisailés, a restitué au pont Scherzer sa robustesse naturelle; les derniers perfectionnements de commande avec cabine mobile indépendante de la culasse ont été appliqués avant 1940 au pont de Dunkerque qui était un ouvrage type de ce genre.

Les ponts mobiles ont toujours été jusqu'à présent des zones de réduction de vitesse sur la voie ferrée. Les causes en sont dans la nature de

ces ouvrages et dans l'aménagement des abords. Les ponts basculants et levants, sur deux appuis en position fermée, pourraient, semble-t-il, être franchis sans limitation de vitesse. Il n'en n'est pas de même des ponts tournants, qui reposent sur des appuis d'extrémité et centraux. En évitant soigneusement tout appui sur le pivot et en réalisant les calages par soulèvement préalable avec des vérins hydrauliques, on améliore sensiblement les conditions anciennes. Il n'en reste pas moins que, sous réserve d'un surcalage important, il subsiste toujours un danger de battement de la poutre sur trois appuis. La meilleure solution possible appliquée par la S. N. C. B. dans le nouveau pont tournant de Malines, détruit en 1940, est de supprimer les appuis centraux, la poutre reposant sur deux appuis extrêmes en position fermée. On utilisa aussi, suivant l'expérience des ponts du Muide à Gand et d'Ou-

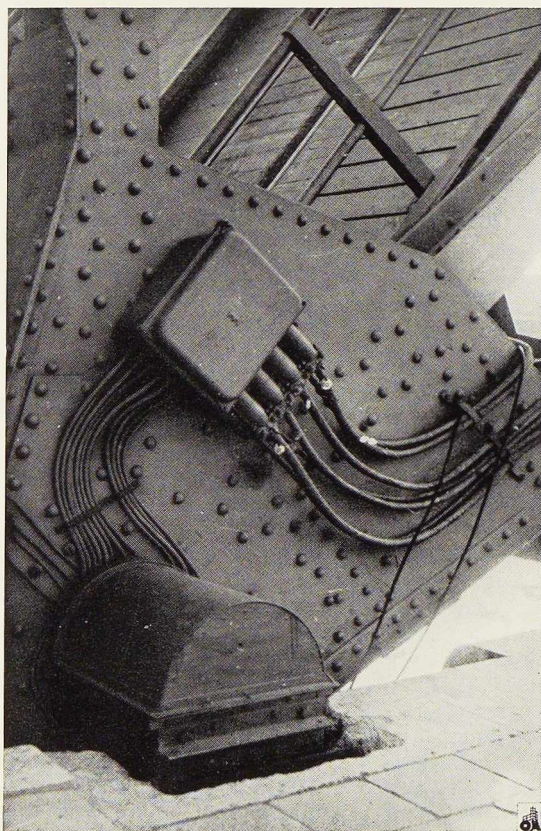


Fig. 113. Palier de fixation de la volée sur le chevalet.

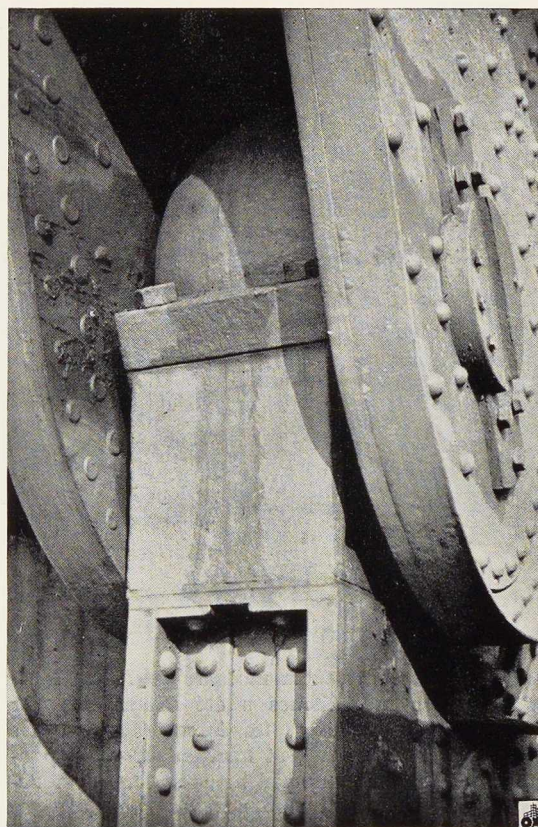


Fig. 114. Palier de fixation du balancier sur le chevalet.

denburg, de petits vérins alimentés par des pompes de faible puissance; ce dispositif nouveau sera appliqué dans la commande des ponts tournants de Willebroeck et de Boom.

D'autre part, le véhicule qui franchit le pont circule sur les sections de voies successives de déformabilités différentes. L'assise plus ferme des verrous d'éclissage produit des chocs qui tendent à les relâcher et à les mouvoir dans leur logement, diminuant la stabilité du joint et favorisant aussi une usure rapide des surfaces de contact; jusqu'à présent, cette difficulté n'est pas suffisamment résolue.

Au surplus, les ponts mobiles resteront toujours des ouvrages plus délicats dans leur construction et leur adaptation à toutes les conditions de trafic ferroviaire intense.

R. D.



Louis Blanjean,
Ingénieur civil (A. I. Br.),
Agrégé
de l'Enseignement Supérieur

L'action du vent sur les constructions

Synthèse des nouvelles prescriptions réglementaires belges (1)

Généralités

Actions extérieures exercées par le vent (2)

L'action du vent sur une construction est un des problèmes les plus complexes qui soient; cette action dépend non seulement du vent régnant, mais aussi des accidents du terrain aux abords et des dispositions particulières du voisinage, ainsi que de la forme, des dispositions extérieures et des dimensions de la construction. Cette action se traduit par des efforts de surpression et de dépression (ou succion).

Les premiers règlements ne considéraient que

des surpressions, mais les constatations faites après des tempêtes et les études en tunnel aérodynamique ont fait apparaître manifestement qu'un très grand nombre de dégâts, et souvent les plus importants, causés aux bâtiments par le vent, sont dus à des effets de dépression. Notamment, très nombreux sont les éléments de couverture, et même des toitures entières, qui sont détruits par des effets de dépression, et non par des effets de surpression, ou bien par des effets combinés de surpression dans certaines parties et de dépression dans d'autres. Ces effets peuvent être particulièrement redoutables, notamment si une ouverture relativement impor-

(1) Dès l'origine des études entreprises par l'Association Belge de Standardisation (A. B. S.) [dont l'activité est actuellement reprise par l'Institut Belge de Normalisation (I. B. N.)] en vue de publier des règlements relatifs aux constructions métalliques et aux ouvrages en béton armé, les spécialistes consultés signalèrent l'insuffisance des connaissances relatives à l'action du vent sur les constructions.

Des règles furent néanmoins adoptées, à titre provisoire, parce que l'expérience montrait que la stabilité des ouvrages des types courants se trouvait assurée. Ces règles étaient fondées, d'une part, sur les éléments fournis par les praticiens, d'autre part, sur les résultats de certaines expériences notamment celles de G. Eiffel.

Toutefois, le souci de l'économie qui préside aux techniques modernes de la construction et l'apparition de nouveaux types d'ouvrages ont imposé aux spécialistes l'obligation d'une étude approfondie de l'action du vent.

A la faveur de données expérimentales nouvelles puisées surtout dans l'aéronautique, la notion d'un coefficient aérodynamique moyen d'un édifice, fonction de la forme, des proportions et de l'orientation de la construction, se précisait entre autres facteurs intéressants.

Dès l'année 1923, le Secrétariat de l'A. B. S. entreprit de réunir une documentation complète destinée aux commissions techniques qui seraient chargées d'élaborer une méthode de calcul de l'action du vent assurant à la fois la stabilité des ouvrages et leur économie d'exécution.

En 1929, la Commission des constructions métalliques de l'A. B. S. souligna l'opportunité de reprendre cette étude.

Un premier projet de programme, établi par l'A. B. S. en octobre 1932, fut approuvé par les personnalités scientifiques consultées.

De leur côté, des constructeurs de lignes de transport d'énergie électrique et des groupements de distributeurs d'électricité portaient leur attention sur l'opportunité d'instaurer une étude approfondie de l'action du vent sur les pylônes et lignes aériennes.

Peu après, la Société belge des Ingénieurs et des Industriels

consacrait au problème de l'action du vent sur les constructions deux séances de son Comité d'Etudes (6 avril et 3 mai 1933). Après avoir entendu des communications de MM. Baes, Deleuse, Haus et Vandepierre (*Bulletin de la Société belge des Ingénieurs et des Industriels*, n° 4, 1934; *Annales des Travaux Publics de Belgique*, nos 1, 2 et 4, 1934), ce Comité estima « qu'il serait hautement désirable, tant au point de vue scientifique qu'au point de vue de la technique, de la sécurité et de l'économie des constructions, qu'une étude systématique de l'action du vent sur les constructions soit, le plus tôt possible, entreprise en Belgique ».

Le Comité d'Etudes souhaita, pour le surplus, « qu'une telle enquête puisse être menée en Belgique avec des moyens importants; que cette enquête aboutisse à une codification nouvelle des règles du calcul des effets du vent sur les ensembles constructifs ».

Conscient de l'intérêt soulevé par le problème dans les milieux scientifiques et industriels, l'A. B. S. réunit, le 5 mai 1933, un comité compétent chargé de préciser un programme de recherches.

La direction de la recherche fut confiée à une commission élargie instituée par l'A. B. S. et dénommée *Commission spéciale d'étude de l'action du vent sur les constructions*, à la constitution et à l'activité de laquelle participèrent le Fonds National de la Recherche Scientifique et les milieux techniques intéressés. La présidence de cette Commission fut confiée à M. le Professeur L. Baes, de l'Université de Bruxelles, et la charge de Rapporteur Général fut assumée par M. le Professeur L. Vandepierre, également de l'Université de Bruxelles.

Ce sont les résultats des essais et enquêtes effectués jusqu'ici par la Commission spéciale qui sont à la base des nouvelles prescriptions réglementaires belges dont cet article fait un essai de synthèse.

(2) Extrait de la Publication n° 16 de l'Institut Belge de Normalisation « Instructions générales pour le calcul de l'action du vent sur les constructions » (1^{re} édition, juin 1944).



tante peut faire communiquer l'intérieur du bâtiment avec l'extérieur, dans une région en surpression. Les régions en dépression sont alors soumises à une action valant la somme de la surpression sur la face interne et de la dépression sur la face externe.

Il est donc indispensable d'attirer l'attention des constructeurs sur l'importance que peuvent prendre les dépressions et particulièrement sur leurs effets sur les châssis de fenêtre et sur les toitures et leurs revêtements.

D'autre part, les arêtes, et les éléments secondaires de petites dimensions par rapport à l'ensemble de la construction, sont soumis aux effets de très grandes vitesses locales dues aux formes particulières de l'écoulement de l'air autour de la construction.

Les effets du vent sur l'ensemble d'une construction ne sont pas la résultante vectorielle des effets du vent sur chacune des parties supposée isolée des autres. Les parties d'un ensemble exercent, en effet, des *interactions* l'une sur l'autre; le tout est, d'ailleurs, un problème d'écoulement de la nappe d'air autour de l'obstacle; les circonstances de cet écoulement et toutes leurs conséquences dépendent donc essentiellement de la forme de l'ensemble et des détails particuliers que cette forme présente.

Il est important de souligner que, dans la plupart des pays, les anciens règlements ne traitaient le problème de l'action du vent sur les constructions que d'une manière extrêmement sommaire; ils envisageaient « une pression de base » identique pour de nombreux types de constructions, bien que leurs formes fussent différentes. La pression de base préconisée correspondait à des mesures faites sur une plaque plane, mince, carrée, et tenait compte d'une façon globale de la surpression sur la face amont et de la dépression (ou succion) sur la face aval. Ils n'évoquaient nullement l'existence de dépressions sur les toitures et le calcul des toitures-terrasses et des grandes toitures, genre Shed, leur échappait. En outre, le calcul des moyens de fixation des éléments secondaires, mais cependant importants, de la construction n'était, bien souvent, pas assuré.

Les études en tunnel aérodynamique, conçues pour les problèmes de la construction des avions, ont été étendues au problème de l'action du vent sur les bâtiments et ouvrages d'art. Ces études ont révélé *l'impossibilité d'évaluer les forces extérieures exercées par le vent sur les parties et sur l'ensemble d'une construction, en partant simplement, comme le faisaient les règlements antérieurs, de la connaissance de l'action du vent*

sur une plaque plane présentée normalement à la direction du vent.

L'application de la notion de pression de base conduisait, en réalité, à calculer la stabilité d'ensemble des constructions pour des vitesses de vent maxima différentes pour chacune d'elles.

Or, il y a lieu d'insister sur le fait que l'effort d'ensemble exercé par un vent déterminé sur une construction dépend, non seulement de la surface du maître-couple de la construction, mais encore essentiellement de la forme et des dispositions de celle-ci; d'ailleurs, et notamment pour les cylindres et les sphères, le coefficient de traînée dépend même des dimensions de la construction.

Il est utile de rappeler les faits suivants, particulièrement caractéristiques :

1. Une plaque plane carrée, isolée, de 1 m² de surface, présentée normalement au vent, ne subit pas la même force que cette même surface considérée dans la façade au vent d'un édifice. D'ailleurs, l'action sur le panneau pris dans cette façade dépend essentiellement de la position du panneau dans la façade et de la forme d'ensemble de la construction;

2. Une plaque plane isolée, inclinée sur la direction du vent, subit une action tout autre que celle que supporterait cette plaque appartenant à un versant de toiture incliné du même angle;

3. Une plaque plane, mince, carrée, de 1 mètre de côté, présentée normalement au vent, subit un effort total de 110 kg pour un vent de 40 m/sec; une plaque plane, mince, de 1 m² de surface, mais de forme rectangulaire très allongée, subit, dans les mêmes conditions, un effort total de 196 kg;

4. Un mur construit sur le sol et offrant au vent une surface rectangulaire ne subit nullement la même action qu'un panneau plan ayant les mêmes dimensions, présenté à une certaine distance du sol.

Le problème de l'action du vent sur les constructions est donc très complexe et exige une révision radicale des méthodes de calcul périmées encore souvent en usage.

Plusieurs pays sont d'ailleurs déjà entrés dans la nouvelle voie.

La pression de base ne constitue plus l'élément fondamental des calculs : ceux-ci sont établis en fonction de la pression appelée pression dynamique maximum du vent et des coefficients aérodynamiques correspondant à la construction étudiée. Le choix des pressions dynamiques maxima et des coefficients aérodynamiques a été fait après



étude systématique de très nombreuses observations.

Actions à l'intérieur du bâtiment

Il importe en outre de faire remarquer que pour construire en toute sécurité, il ne suffit pas de connaître les *actions extérieures* (surpressions et dépressions) exercées par le vent sur les surfaces extérieures des constructions, il faut aussi connaître et prévoir les *actions intérieures* (surpressions et dépressions) qui s'établiront sous l'effet du vent.

En effet, la tenue d'une paroi et des éléments d'une ossature dépend de l'association la plus défavorable des actions que la paroi subit simultanément du côté extérieur et du côté intérieur.

Cela met en jeu le *degré d'étanchéité* ou, inversement, le *degré de perméabilité* à l'air des parois d'une construction.

Les règlements anciens n'évoquaient aucune-ment cette question, mais dès ses premiers essais sur modèles de bâtiments, G. Eiffel en fit apparaître toute l'importance.

Les nouveaux principes (1)

Introduction

Lorsqu'une construction est sollicitée par des efforts extérieurs dus au vent, il apparaît immédiatement que trois problèmes sont à résoudre :

1. Déterminer les surpressions ou dépressions locales en tout endroit de la surface extérieure de la construction;
2. Déterminer les surpressions ou dépressions

(1) Les règlements belges, édités par l'Institut Belge de Normalisation, et dont les prescriptions relatives à l'action du vent sont basées sur les nouveaux principes, sont jusqu'ici les suivants :

1. *Instructions relatives aux ouvrages en béton armé*, 4^e édition, février 1944.
2. *Instructions générales pour le calcul de l'action du vent sur les constructions*, édition provisoire, juin 1944.
3. *Règlements pour la construction des réservoirs métalliques*, 3^e édition, juin 1944.
4. *Règlement pour la construction des engins de levage* (1^{re} édition, 1949).
5. *Prescriptions relatives aux poteaux en béton armé* (2^e édition, 1949) (établies par le Comité Electrotechnique belge).

Les principes intervenant dans les règlements précédemment cités sont tirés, en ordre principal, des essais et des études comparatives que l'Association Belge de Standardisation (actuellement Institut Belge de Normalisation) a fait effectuer par la Commission spéciale d'Etude de l'Action du Vent sur les Constructions. La Commission a rassemblé les détails et les conclusions de ses essais sur constructions réelles et sur modèles, ainsi que de ses études, dans les rapports suivants :
Rapports nos 1, 4, 5, 6 : *Essais sur la maquette d'un pylône en treillis* (M. JOUKOFF).
Rapport no 2 : *Essais sur câbles toronnés et sur fils cylindriques* (M. JOUKOFF).

susceptibles de se produire à l'intérieur du bâtiment;

3. Calculer l'effort d'ensemble exercé sur la construction ou sur *certaines parties* de celle-ci (la toiture par exemple).

En procédant par analogie, on peut dire que les deux premiers problèmes correspondent à celui consistant en la détermination des composantes de la sollicitation des diverses sections d'un ensemble dans un problème de calcul de construction, tandis que le second problème correspond au contrôle de la stabilité d'ensemble et au calcul des réactions d'appui de la construction.

Pour pouvoir procéder aux calculs relatifs à l'action du vent, il y a donc lieu de connaître dans toutes les éventualités possibles :

1. La répartition relative des surpressions ou dépressions locales en tout endroit de la surface extérieure de la construction et la relation entre l'intensité du vent et la valeur absolue de ces surpressions et dépressions. La résolution de ce problème se fait à l'aide des valeurs des *coefficients aérodynamiques de pression* et de la *pression dynamique*;

2. Les principes qui permettent de considérer toutes les éventualités qui peuvent se produire quant aux surpressions ou dépressions que le vent peut amener à l'intérieur de la construction;

3. La relation entre l'intensité du vent et l'effort d'ensemble sur la construction, relation commandée par la valeur des *coefficients aérodynamiques de traînée et de soulèvement*.

Le vent

Le vent est caractérisé notamment par son intensité, directement liée à sa vitesse, que l'on exprime habituellement en m/sec, et par sa direc-

- Rapport no 3 : *Essais sur tiges polies* (M. JOUKOFF).
Rapports nos 201 à 205 : *Dispositif mécanique destiné à mesurer les efforts du vent atmosphérique sur les lignes aériennes et leurs pylônes (Mesures et observations effectuées à la station expérimentale de Zeebrugge)* (MM. VANDEPERRE, JOUKOFF, DE MYTTEAERE et LUCAS).
Rapport no 301 : *Action du vent sur les constructions de forme cylindrique* (M. BOGAERT).
Rapport no 302 : *Essais en tunnel effectués sur profilés à l'effet de déterminer leur résistance au vent* (M. BAES).
Rapport no 303 : *Résistance au vent des profilés* (2^e étude) (M. BAES).
Rapport no 304 : *Résistance au vent des profilés jumelés et conclusions relatives aux constructions en profilés* (M. BAES).
Rapport no 305 : *Action du vent sur les cheminées de grand élancement* (MM. BAES et BOGAERT).
Rapport no 306 : *Action du vent sur les constructions de forme cylindrique surmontées d'un toit plat ou d'un toit conique* (M. BAES).
Rapport no 307 : *Action du vent sur un château d'eau (Réservoir supporté par un pylône)* (M. BAES).
Rapport no 308 : *Action du vent sur les systèmes en treillis* (MM. BAES et JOUKOFF).
Rapport no 401 : *Essais sur panneaux (Essais effectués à la Station expérimentale de Liège)* (M. SPRONCK).



tion. L'étude des observations montre qu'il existe, dans une région déterminée et dans les mêmes conditions de dégagement, des vitesses maxima qu'il faut redouter presque chaque année (vitesses correspondant à des vents de fortes tempêtes) et des vitesses très sensiblement plus grandes qui ne se produisent que beaucoup plus rarement (vitesses correspondant à de très grands ouragans).

Admettant que la direction d'ensemble du vent est toujours horizontale, on doit, pour le calcul des constructions, considérer ces deux genres de vitesses.

On suppose que le vent maximum peut souffler dans toutes les directions horizontales.

Pression dynamique

Ainsi qu'il est exposé au paragraphe précédent, le vent est caractérisé notamment par sa vitesse et il s'agit, pour le constructeur, de calculer la répartition des pressions et des dépressions engendrées sur une construction par un vent de vitesse v donnée.

L'élément de base de ce calcul est appelé la *pression dynamique* qui est indépendante de la nature, de la position et des dispositions de la construction. C'est un élément de référence à ne pas confondre avec l'action sur telle ou telle partie de la construction. Elle répond à l'expression :

$$q = \frac{a \cdot v^2}{2g} \quad (\text{à exprimer en kg/m}^2)$$

où :

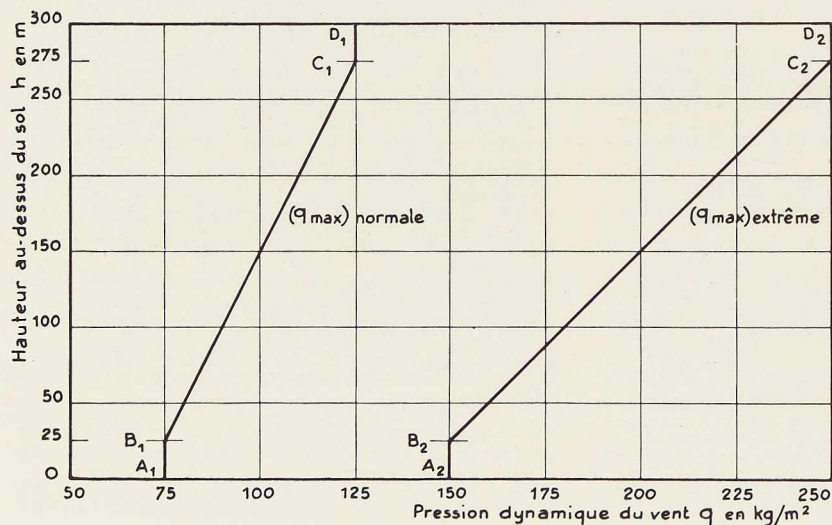


Fig. 115. Variation de la pression dynamique normale et extrême du vent en fonction de la hauteur au-dessus du sol.

a : est le poids spécifique de l'air (1,225 kg/m³ à 15° C et à la pression atmosphérique de 760 mm de mercure).

g : est l'accélération due à la pesanteur (9,81 m/sec² en Belgique).

v : est la vitesse du vent (à exprimer en m/sec).

En pratique, on peut prendre en Belgique :

$$q = \frac{v^2}{16} \quad (\text{en kg/m}^2).$$

Les observations ayant montré que la vitesse du vent à considérer croît avec la hauteur à laquelle elle est observée au-dessus du sol, il faut disposer d'un tableau ou d'un diagramme donnant la variation en fonction de cette hauteur.

Mais, comme ce sont les pressions (dont le vent n'est que la cause) qui importent aux calculateurs, il a paru plus logique et plus simple de donner directement la variation de la pression dynamique en fonction de la hauteur h au-dessus du sol, les vitesses de vent correspondantes s'en déduisant aisément.

On est encore mal informé aujourd'hui quant à la variation de la vitesse du vent en fonction de la hauteur au-dessus du sol.

En s'appuyant sur les documents dont elle a pu disposer, la Commission a posé les conclusions générales suivantes qui semblent suffisantes pour la plupart des problèmes de construction :

Jusqu'à 25 mètres au-dessus du sol, les calculs de l'action du vent seront faits avec une même valeur de la pression dynamique; de 25 à 275 mètres, on considérera que la pression dynamique varie linéairement avec la hauteur au-

dessus du sol; au delà de 275 mètres, et pour autant qu'il s'agisse toujours de constructions, on adoptera la valeur uniforme correspondant à 275 mètres de hauteur (fig. 115).



Pression dynamique maximum normale et pression dynamique maximum exceptionnelle

Dans un pays déterminé, on relève :

D'une part, des vents violents qui se produisent presque chaque année, même parfois plusieurs fois;

D'autre part, des vents d'une violence extrême, qui ne se produisent que beaucoup plus rarement et que l'on souhaite même ne jamais devoir enregistrer, car les dégâts qu'ils produisent prennent le caractère d'une grande calamité publique (voir : *Rapport sur la vitesse du vent en Belgique, considérée au point de vue du Calcul des Constructions*, par L. Baes et A. Joukoff, 1943).

On sera donc conduit à considérer, d'une part, une pression dynamique dite maximum normale et, d'autre part, une pression dynamique dite maximum exceptionnelle et pour la facilité des calculateurs, la seconde est fixée deux fois supérieure à la première.

PRESCRIPTIONS

Jusqu'à plus amples informations statistiques, la Commission a adopté les prescriptions suivantes :

Pressions dynamiques maxima du vent, à adopter en Belgique pour le calcul des constructions :

Le contrôle des constructions sous l'action du vent doit, logiquement, comporter deux études :

a) *Le calcul dans les conditions normales*

Sous vent de tempête, aux pressions dénommées pressions dynamiques maxima normales $(q_{max})_n$.

b) *Le calcul dans des conditions extrêmes*

Sous vent de très grand ouragan, aux pressions dénommées pressions dynamiques maxima extrêmes $(q_{max})_{ext}$.

En Belgique, on doit admettre que toutes les régions du pays sont exposées à subir les mêmes vitesses maxima du vent. La fréquence des grands vents est cependant plus grande au bord de la mer et dans certaines régions particulièrement exposées.

Les pressions dynamiques que l'on doit considérer pour le calcul des constructions sont données par le tableau ci-après et le diagramme de la figure 1. A titre d'indication, sont données, aussi, les vitesses correspondantes calculées par la formule

$$q = \frac{v^2}{16}$$

Hauteur au dessus du sol mètres	Calcul dans les conditions normales		Calcul dans des conditions extrêmes	
	pression dynamique normale $(q_{max})_n$ kg/m ²	vitesse correspondante m/sec	pression dynamique extrême $(q_{max})_{ext}$ kg/m ²	vitesse correspondante m/sec
0 à 25	75	34,64	150	48,99
50	80	35,78	160	50,60
75	85	36,88	170	52,15
100	90	37,95	180	53,66
125	95	38,99	190	55,14
150	100	40,00	200	56,57
175	105	40,99	210	57,97
200	110	41,95	220	59,33
225	115	42,90	230	60,66
250	120	43,82	240	61,97
275	125	44,72	250	63,25
300	125	44,72	250	63,25

Ce tableau correspond, suivant la hauteur au-dessus du sol, aux règles suivantes :

Jusqu'à 25 mètres, les calculs doivent être faits avec une pression dynamique uniforme;

Entre 25 et 275 mètres, on adopte les lois linéaires suivantes pour les pressions dynamiques :

$$(q_{max})_n = 75 + \frac{h - 25}{5}$$

$$(q_{max})_{ext} = 150 + 2 \frac{h - 25}{5}$$

Au-dessus de 275 mètres, on admet les valeurs fixées pour la hauteur de 275 mètres.

L'attention est attirée sur le fait que certaines dispositions du relief du sol ou des constructions voisines, notamment celles formant couloir ou impasse, peuvent produire une vitesse de vent, et donc aussi une pression dynamique, supérieure à celles qui existeraient en l'absence de cette disposition.

Les valeurs données par ce tableau sont le résultat d'une étude systématique reproduite d'autre part (voir : *Rapport sur la vitesse du vent en Belgique*, par L. BAES et A. JOUKOFF).

Le calcul, dans les conditions normales, correspond à des tempêtes que l'on doit redouter, chaque année, en tout endroit du pays.

Le calcul, dans des conditions extrêmes, cherche à assurer la stabilité des constructions et de leurs parties, même lors des très grands ouragans que l'on doit redouter de temps à autre en Belgique, sans cependant prétendre couvrir les cas particulièrement désastreux où la construction



se trouverait sur le passage même d'une forte trombe se greffant sur l'ouragan.

Etant donné le caractère exceptionnel des ouragans, il est logique de n'exiger qu'un coefficient de sécurité plus petit sous les pressions dynamiques extrêmes que celui que l'on exigeait couramment sous les pressions de vent qui étaient réglementaires jusqu'ici.

Chaque règlement précisera la valeur des tensions autorisées et des coefficients de sécurité à adopter dans chacun des deux calculs imposés.

Surpressions et dépressions locales sur une construction

En un endroit déterminé d'un corps, l'action du vent se traduit par une surpression ou une dépression locale w égale à la pression dynamique q multipliée par un facteur local γ appelé *coefficient aérodynamique de pression*. On a donc :

$$w = \gamma \cdot q$$

La valeur de ce coefficient dépend non seulement de la forme de la construction mais encore des dimensions de celle-ci, de l'emplacement considéré dans celle-ci, de sa position par rapport au vent et aux constructions ou obstacles voisins. Ce coefficient est positif lorsqu'il s'agit d'une surpression (effort agissant de l'extérieur vers l'intérieur) et négatif lorsqu'il s'agit d'une dépression (effort agissant de l'intérieur vers l'extérieur).

La pression locale totale est égale à la somme algébrique des pressions agissant éventuellement de chaque côté de la paroi.

Effort d'ensemble sur une construction

L'effort d'ensemble, dû à l'action du vent sur une construction, a deux composantes importantes à connaître : d'une part, la projection sur la direction du vent, appelée *trainée* et, d'autre part, la projection sur la verticale, appelée *effort de soulèvement*. Ces résultantes répondent respectivement aux formules :

$$W_h = (c_h \cdot S_v) q \quad \text{et} \quad W_v = (c_v \cdot S_h) q$$

où

c_h : est le coefficient aérodynamique d'ensemble dans la direction du vent, dit *coefficient de trainée*;

S_v : est la surface, exprimée en m^2 , du *maître-couple* de la construction, c'est-à-dire la sur-

face du contour apparent du corps regardé dans la direction du vent; pour les constructions évidées telles qu'un treillis, la surface des vides doit être déduite.

c_v : est le coefficient aérodynamique d'ensemble dans la direction verticale; c'est souvent un *coefficient de soulèvement*. Dans ce cas, on dira que W_v et c_v sont positifs.

S_h : est la surface, exprimée en m^2 , du contour apparent du corps regardé dans la direction verticale, c'est donc la projection du corps sur un plan horizontal.

Coefficient de trainée (c_h) et nombre de Reynolds (\mathcal{R})

Le coefficient de trainée à considérer pour un type de construction doit être déterminé expérimentalement, soit sur construction réelle, soit sur un modèle réduit présenté au tunnel aérodynamique, non seulement pour ce type de construction considéré en lui-même, mais encore pour les diverses circonstances de voisinage qui peuvent se présenter. Il est essentiel de rappeler que ces coefficients ne peuvent être déduits de ceux correspondant à une plaque plane offrant au vent la même aire que celle du maître-couple de la construction.

Jusqu'à présent, des relevés expérimentaux ont pu être faits par la Commission, d'une part, sur pylône réel en treillis pour ligne à haute tension avec et sans nappes de fils, et, d'autre part, au tunnel aérodynamique sur modèles réduits de constructions de forme cylindrique ou conique (réservoirs, cheminées) et de profilés.

La trainée est liée à la vitesse du vent par le fait que la pression dynamique q est proportionnelle au carré de la vitesse du vent, et, en outre, par le fait que le coefficient de trainée c_h a une valeur également dépendante de cette vitesse, mais d'une manière plus complexe, leur relation étant commandée par la grandeur, appelée nombre de Reynolds :

$$\mathcal{R} = \frac{v \cdot l}{\nu}$$

où v : est la vitesse du vent

l : une dimension caractéristique de la construction envisagée

ν : la viscosité cinématique de l'air.

Ceci revient à dire que, à un moment et en un lieu déterminé, le coefficient de trainée dépend du produit $v \cdot l$.

Si, pour les constructions cylindriques et sphériques, on opère à des vitesses croissantes, le coefficient de trainée c_h commence par décroître sui-



vant une courbe à allure hyperbolique correspondant à des efforts proportionnels à la vitesse, puis tend à devenir constant, et enfin la valeur de c_h tombe plus ou moins brusquement pour une valeur particulière de \mathcal{R} appelée le nombre de Reynolds critique (fig. 116) correspondant au passage du régime de l'écoulement laminaire au régime de l'écoulement turbulent.

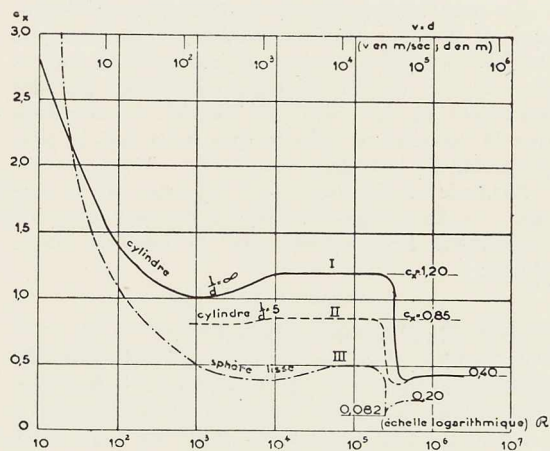


Fig. 116. Variation du coefficient de traînée c_h des cylindres et des sphères en fonction du nombre de Reynolds \mathcal{R} ou du produit $v.d$

I. - Cas d'un cylindre lisse de proportion

$$\frac{l}{d} = \infty.$$

II. - Cas d'un cylindre lisse de proportion

$$\frac{l}{d} = 5.$$

III. - Cas d'une sphère lisse.

Sur cette figure, les abscisses représentent les logarithmes de \mathcal{R} ou de $v.d$.

En réalité, il n'y a pas une valeur critique de \mathcal{R} très nettement définie, mais une région assez large dans laquelle c_h décroît et au delà de laquelle il reste sensiblement constant.

Pour les profilés et les constructions à arêtes vives, le régime turbulent s'établit rapidement et pour les vitesses rencontrées en pratique dans le problème des constructions on se trouve au delà du \mathcal{R} critique et le coefficient aérodynamique de traînée est à peu près constant.

Plus loin, seront donnés quelques exemples de valeurs du coefficient de traînée.

Coefficient de soulèvement (c_v)

La Commission, comme d'autres auteurs d'ailleurs, a constaté que, souvent, la tendance au soulèvement, due aux dépressions régnant sur la toiture de la construction envisagée, peut être très élevée. C'est notamment le cas pour un réservoir posé sur le sol. De nombreux mécomptes ont eu pour origine la méconnaissance de ce fait essentiel.

Comme pour les constructions cylindriques, les courbes, exprimant la variation de c_v en fonction du nombre de Reynolds, ont une allure montante. Puisqu'il importe de couvrir toutes les éventualités, il convient de fixer, pour les calculs, des valeurs de c_v suffisamment élevées.

Des exemples de valeurs numériques seront donnés plus loin.

Coefficients de pression (γ)

En général, ces coefficients ne peuvent être déduits de ceux correspondant à une partie de la construction présentée au vent sans être entourée des autres éléments de la construction, placés dans leur situation relative réelle et exécutés dans leurs proportions relatives réelles; les interactions jouent, en effet, un rôle prépondérant.

Ainsi, les coefficients de pression à considérer aux différents points de la surface extérieure d'une construction doivent être déterminés expérimentalement sur modèle réduit au tunnel aérodynamique pour chaque type de construction.

Jusqu'à présent, des relevés expérimentaux ont pu être faits, par la Commission, sur modèles réduits de constructions de forme cylindrique ou conique (réservoirs, cheminées) et de profilés.

Actions à l'intérieur d'une construction

Dans une construction étanche au vent, la surpression ou la dépression intérieure dépend de l'emplacement des ouvertures et des valeurs des surpressions ou des dépressions extérieures qui régneraient au droit de ces ouvertures si les parois étaient supposées étanches.

La surpression ou la dépression résultante sur une paroi est évidemment donnée par la somme algébrique de l'action extérieure et de l'action intérieure sur cette paroi.

Les prescriptions antérieures (1)

Afin d'éclairer le lecteur, et pour lui permettre

(1) Voir notamment : Règlement pour la construction des charpentes métalliques (3e édition, mars 1937); Instructions relatives aux ouvrages en béton armé (4e édition, février 1944) (Édités par l'Institut Belge de Normalisation).

de comparer, il a paru utile de reprendre rapidement ici un exposé de l'ancienne méthode de calcul de l'action du vent sur une construction.

Pression de base

Ainsi qu'il a déjà été signalé, le calcul de l'action du vent reposait précédemment sur la connaissance de la pression de base p du vent; cette pression devait, en principe, représenter l'effort exercé par le vent sur une plaque plane carrée de 1 mètre de côté présentée normalement à ce vent.

Les pressions de base à considérer en Belgique et à différentes hauteurs étaient les suivantes :

Hauteur	A l'intérieur du pays kg/m ²	Au bord de la mer (*) kg/m ²
Jusqu'à 25 m	100	150
à 50	120	150
à 100	137	157
à 200	164	167
à 300	187	187

(*) Soit sur une bande de 5 km de largeur longeant le contour géographique du littoral.

La pression de base ainsi définie résultait de la sollicitation totale de la pression et de la dépression. Pour les bâtiments étanches, la pression sur la face directement frappée pouvait être comptée aux 7/10 de la dépression et sur les faces arrière et latérales aux 3/10 de la pression de base.

Coefficients d'utilisation

La pression de base p était considérée dans le calcul des toitures, parois et pignons des bâtiments directement exposés au vent.

Toutefois, lorsque des constructions protectrices de caractère permanent sont situées à moins de 5 fois leur hauteur d'un bâtiment protégé, l'action du vent sur ce dernier pouvait être réduite de moitié sur une hauteur égale à celle des constructions protectrices.

Dans le cas de bâtiments accolés, on déterminait l'action du vent sur la surface frappée de chacun d'eux en supposant que le vent souffle suivant une inclinaison de 10° sur l'horizon.

Au point de vue de la stabilité d'ensemble, on pouvait négliger entièrement l'action du vent sur des bâtiments d'habitation de moins de 25 mètres de hauteur, convenablement entretoisés par des planchers et des murs de refend, à condition que la hauteur ne dépasse pas deux fois le plus petit côté de la base.

Formule de décomposition du vent sur le versant. — La composante de la pression normale au versant était calculée par la formule empirique :

$$p_n = p \cdot \sin^2 (\alpha + 10^\circ)$$

α étant l'inclinaison de la toiture.

Toutefois, pour les lanterneaux composés de persiennes inclinées, on considérait l'effort du vent comme s'exerçant sur une paroi pleine.

Effort de soulèvement. — Pour les charpentes posées sur murs et pour les lanterneaux, on vérifiait la tendance au soulèvement sous l'action d'une pression verticale uniformément répartie, dirigée de bas en haut, égale à 0.7 p et dont il y avait lieu de déduire le poids propre.

Conclusion

Le caractère insuffisant et trop général des prescriptions antérieures est particulièrement mis en évidence si on compare la pression de base à la pression dynamique et les coefficients d'utilisation aux coefficients aérodynamiques de pres-

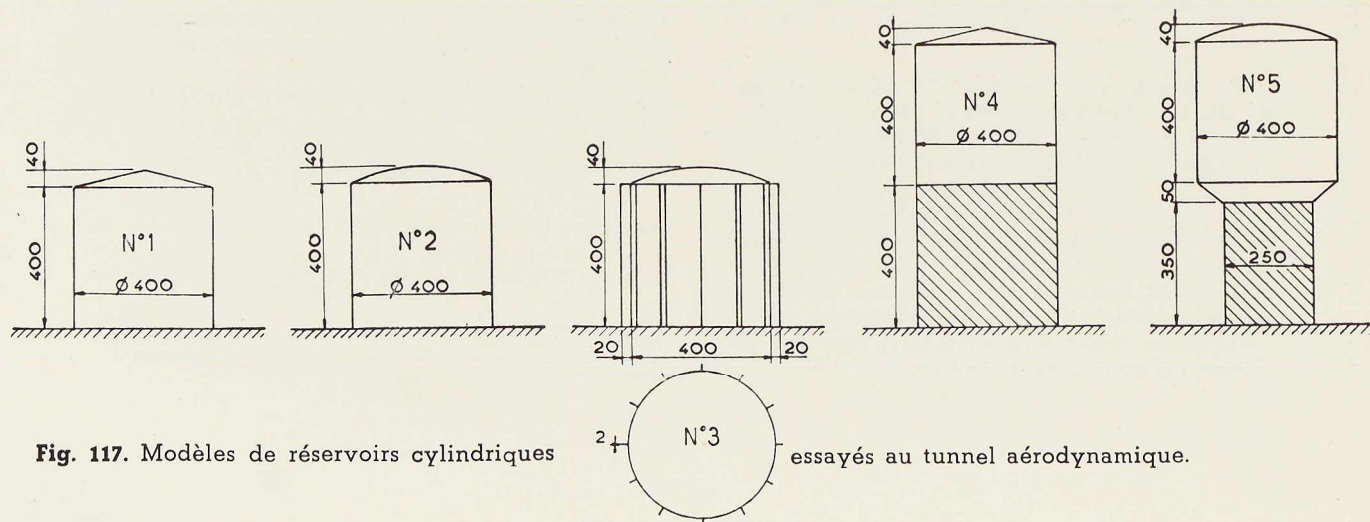


Fig. 117. Modèles de réservoirs cylindriques

essayés au tunnel aérodynamique.

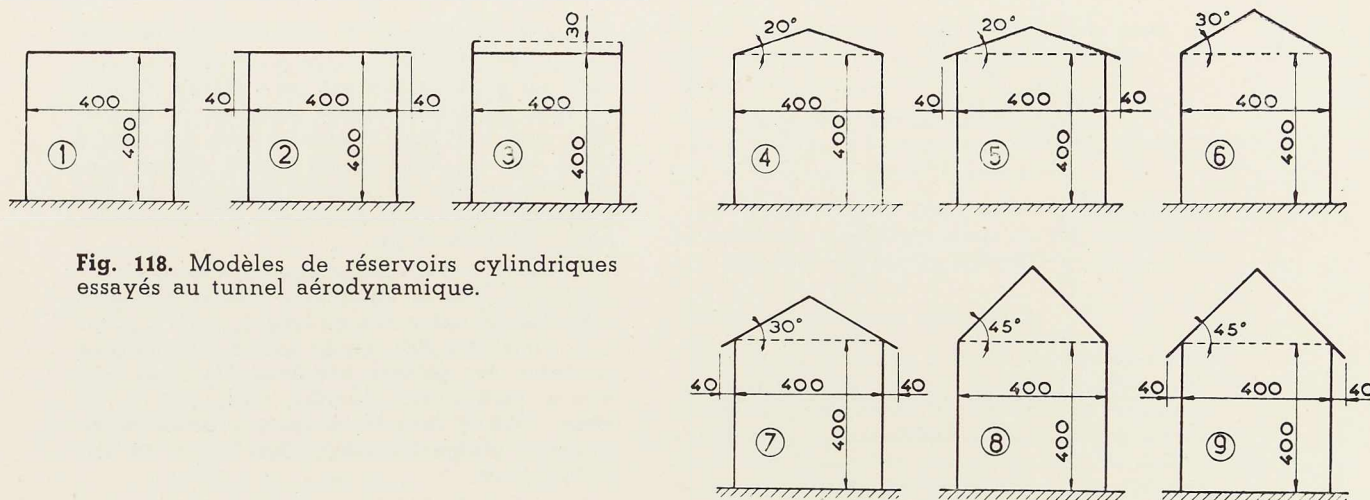


Fig. 118. Modèles de réservoirs cylindriques essayés au tunnel aérodynamique.

sion, de traînée et de soulèvement. Les anciens principes étaient beaucoup trop simples et trop généraux, ne tenant pas compte des multiples particularités entourant le calcul de l'action du vent sur une construction.

Application des nouveaux principes à différents types de constructions

1. Constructions cylindriques

Afin de pouvoir déterminer, d'une part, les coefficients de pression et, d'autre part, les coefficients de traînée et de soulèvement relatifs aux constructions cylindriques, la Commission a fait effectuer des mesures sur modèles en bois (à surface cirée), représentant des réservoirs et des gazomètres ayant les caractéristiques données aux figures 117 et 118 et décrits ci-après en ce qui concerne les premiers.

Modèle n° 1. — Cylindre de 400 mm de diamètre et 400 mm de hauteur surmonté d'un toit conique dont la hauteur est de 40 mm.

Modèle n° 2. — Cylindre de 400 mm de diamètre et 400 mm de hauteur surmonté d'un toit en calotte sphérique dont la flèche est de 40 mm.

Modèle n° 3. — Cylindre de 400 mm de diamètre et 400 mm de hauteur surmonté d'un toit en calotte sphérique comme le modèle n° 2, mais la paroi cylindrique est garnie de douze nervures verticales de 2 mm d'épaisseur faisant une saillie de 20 mm à l'extérieur du corps cylindrique.

Modèle n° 4. — Cylindre de 400 mm de diamètre et 400 mm de hauteur avec toit conique de 40 mm de hauteur; modèle identique au modèle n° 1 mais placé sur une tour cylindrique fixe de même diamètre et de 400 mm de hauteur. (En réalité, les essais ont été faits sur un modèle dont la hauteur de la partie cylindrique était de 410 mm).

Modèle n° 5. — Cylindre de 400 mm de diamètre et 400 mm de hauteur avec toit en calotte sphérique de 40 mm de flèche et fond inférieur tronconique de 50 mm de hauteur et de 250 mm de diamètre à la petite base. Ce modèle est placé sur une tour cylindrique fixe de 350 mm de hauteur et de 250 mm de diamètre.

Indépendamment des modèles de réservoirs (fig. 117 et 118), des mesures ont été faites sur des cylindres pouvant représenter des constructions telles que des cheminées, colonnes et tours cylindriques. Ces cylindres avaient 113,5 mm de diamètre et des longueurs respectives de 1 500, 1 135, 910 et 655 mm.

Des « prises de pression » permettant la mesure des pressions et dépressions sur les parois des cylindres essayés étaient réparties sur toute la surface des modèles (fig. 119).

De cette manière, grâce aux divers modèles essayés décrits ci-dessus, on a pu dresser les diagrammes complets de la répartition des pressions et dépressions sur les réservoirs cylindriques.

A titre exemplatif, et pour bien faire apparaître les caractères de l'action du vent sur un réservoir cylindrique étanche, sont reproduites ici, à

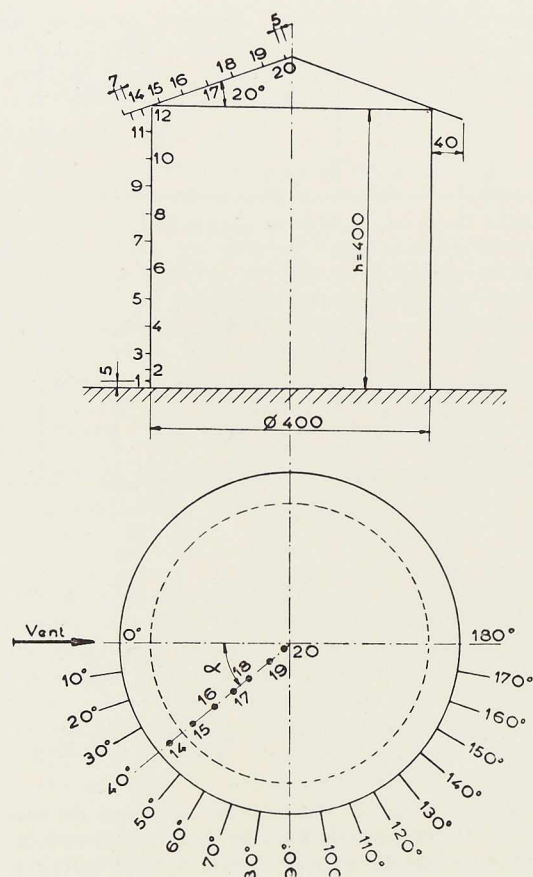


Fig. 119. Répartition des prises de pression sur un modèle de réservoir cylindrique.

la figure 120, les photographies d'une maquette d'un des modèles qui furent présentés au tunnel aérodynamique.

Les disques en carton teintés clairs correspondent à des surpressions, les autres à des dépressions. On remarque qu'à part un secteur avant dont l'amplitude est d'environ 75°, tout est en dépression.

Pour de tels réservoirs, on se trouve toujours au delà de la valeur critique du nombre de Reynolds et les valeurs des coefficients de pression sont alors suffisamment constantes pour être considérées comme indépendantes de la vitesse du vent et, par conséquent, toujours valables quelle que soit celle-ci.

Les essais ayant été faits avec un modèle de 400 mm de diamètre, le produit $v.d$ allant de 9,15 à 10,15 m^2/sec , le nombre de Reynolds variait de 6,4 à 7,1 $\times 10^5$.

Afin de tirer parti de ces résultats pour le constructeur, tout en simplifiant autant que possible, on a admis que sur un réservoir étanche au vent la répartition des pressions et dépressions peut se styliser comme indiqué aux figures 121 à 126 (p. 102) où, en regard de tels diagrammes stylisés, se trouvent reproduits les diagrammes réels tels qu'ils ont été relevés au laboratoire aérodynamique.

On remarquera l'importance considérable des dépressions sur la toiture où le bord d'attaque comporte des ordonnées atteignant $-1,5 q$ (pour le toit incliné à 20°), tandis que le sommet peut présenter des pointes très localisées mais très élevées, parfois très instables, atteignant les valeurs $-3,20 q$ dans le cas du toit incliné à 30° et même presque $-4,00 q$ dans le cas du toit incliné à 45°.

A cause de l'importance des dépressions sur la toiture, on peut être assuré qu'en cas de vent plongeant éventuel, aucune surpression importante ne se produira sur celle-ci. Il n'y a pas lieu, par conséquent, de tenir compte d'une pression extérieure sur la toiture ainsi qu'il était prévu précédemment.

En ce qui concerne la paroi cylindrique du réservoir, les diagrammes des figures 121 à 126 montrent des surpressions atteignant q dans le méridien parallèle au vent tandis que, suivant le méridien perpendiculaire, se développent des dépressions atteignant $-1,80 q$ environ.

ACTION D'ENSEMBLE SUR LA TOITURE

Cette distribution des surpressions et des dépressions crée une action d'ensemble sur la toiture, pour le calcul de laquelle, dans le cas où les parois de la partie cylindrique du réservoir sont parfaitement étanches au vent, il ne faut tenir compte que des dépressions régnant sur cette toiture (fig. 121 à 126).

Pour le cas des réservoirs étanches au vent

Par mesure de prudence, étant donné que l'on connaît la distribution des surpressions et des dépressions sur modèles et non sur constructions, et que, en outre, l'allure des courbes de c_p est montante pour les nombres de Reynolds croissants, on a adopté, pour exprimer la tendance à arrachement de la toiture, un coefficient de dépression moyen de (fig. 127 à 129, p. 103):

$$\gamma = -1,30 \text{ pour les toits plats;}$$

$$\gamma = -1,00 \text{ pour les toits en calotte sphérique;}$$

$$\gamma = -1,30 \text{ pour les toits coniques dont l'inclinaison ne dépasse pas 45°.}$$



Pour le cas des réservoirs non étanches au vent

Si les parois de la partie cylindrique du réservoir doivent être considérées comme non étanches au vent, par exemple du fait de la présence d'un trou d'homme dans cette partie cylindrique, à l'action considérée ci-dessus doit être superposée soit une surpression intérieure correspondant à $\gamma = +1,00$, soit une dépression intérieure correspondant à $\gamma = -1,20$. Dans ce cas, en effet, l'intérieur du réservoir prendra, en principe, la pression régnant à l'extérieur à l'endroit du trou.

Il en résulte que pour les réservoirs non étanches au vent l'action d'ensemble sur la toiture est à calculer (fig. 127 à 129) :

à l'arrachement vers le haut pour un effet, agissant sur toute la toiture, correspondant à :

- $\gamma = -2,30$ pour les toits plats;
- $\gamma = -2,00$ pour les toits en calotte sphérique;
- $\gamma = -2,30$ pour les toits coniques.

et à l'effondrement dans le cylindre pour un effet moyen, agissant sur toute la toiture, correspondant à :

- $\gamma = +0,90$ pour les toits plats;
- $\gamma = +1,30$ pour les toits en calotte sphérique;
- $\gamma = +0,90$ pour les toits coniques.

Les essais ont, de plus, attiré l'attention sur l'importance des surpressions ou des dépressions que subissent les parties débordantes des toits.

ACTION SUR LA PARTIE CYLINDRIQUE

En ce qui concerne la partie cylindrique d'un réservoir étanche au vent, on admet que la répartition des pressions et dépressions sur la surface extérieure, et à mi-hauteur du cylindre, correspond à la figure 130, page 103, dont les chiffres couvrent toutes les éventualités possibles. On peut, en effet, constater qu'ils débordent ceux des figures 121 à 126.

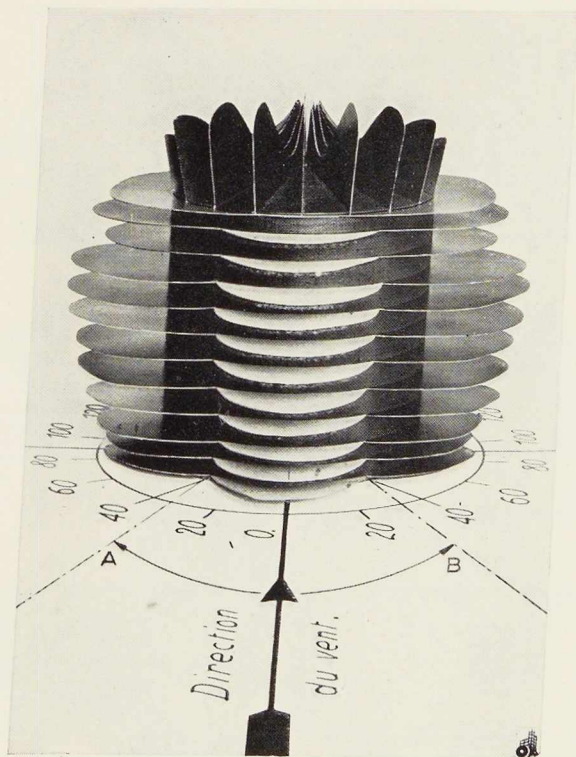
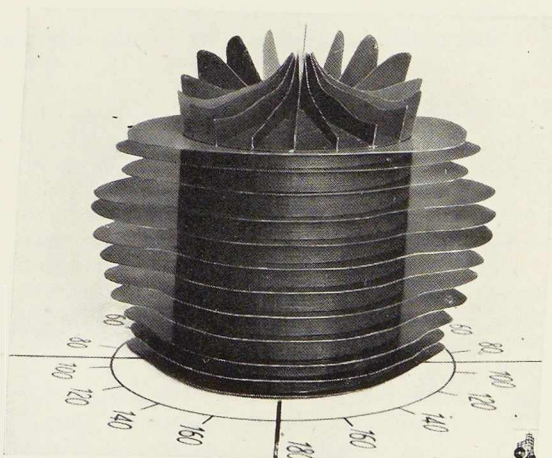
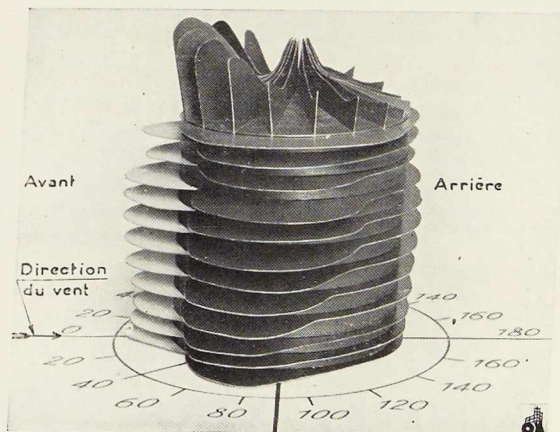
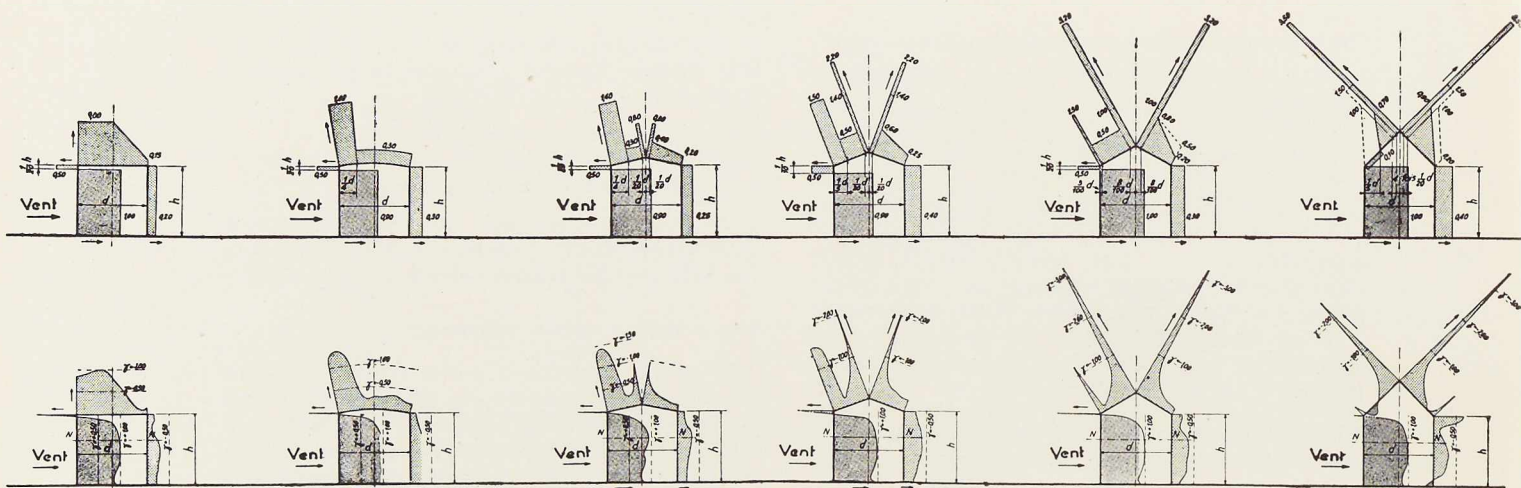
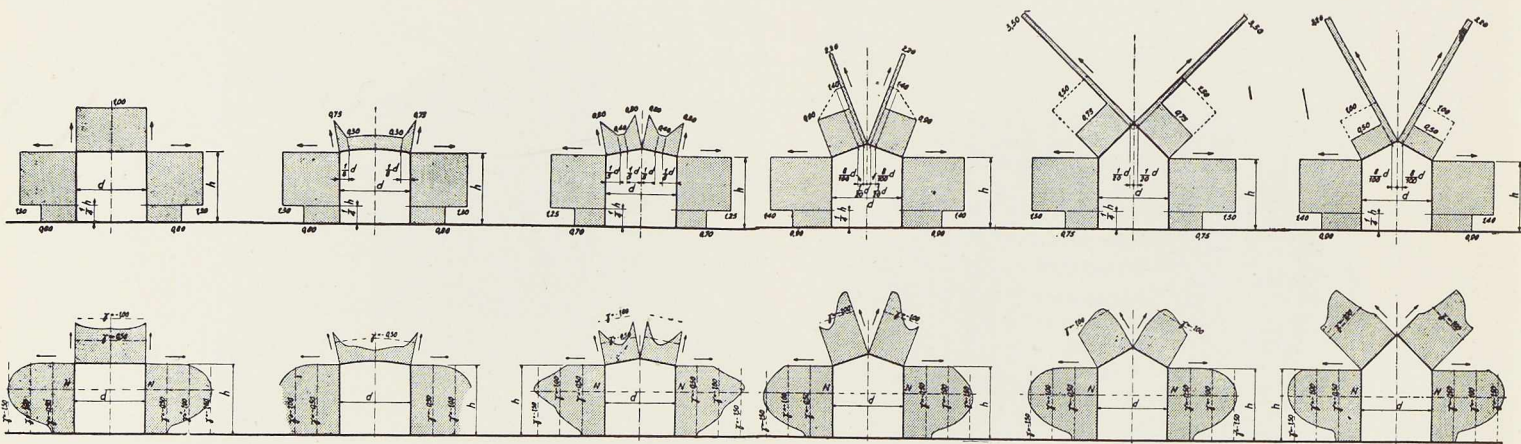


Fig. 120. Répartition des surpressions et des dépressions pour un réservoir cylindrique étanche au vent, à toit conique incliné à 20 % (11° 20'). On note l'importance des dépressions par rapport aux pressions qui s'étendent uniquement au secteur AOB.

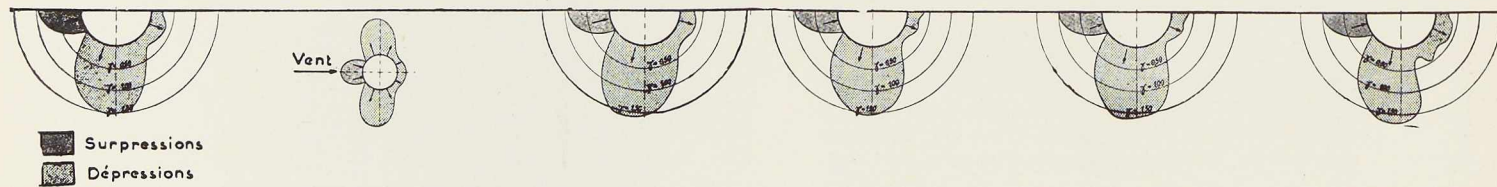




Répartition (stylisée et réelle) dans le méridien parallèle à la direction du vent.



Répartition (stylisée et réelle) dans le méridien perpendiculaire à la direction du vent.



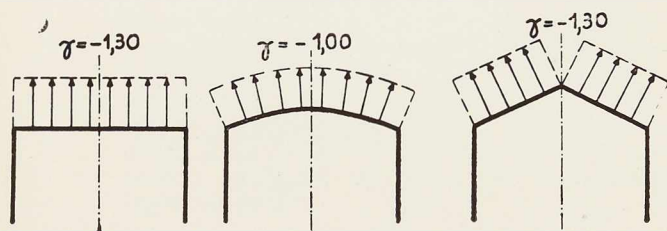
Répartition dans le niveau NN.

Fig. 121 à 126. Répartition des pressions et dépressions sur réservoirs cylindriques.

N. B. Pour passer des coefficients de surpression et de dépression γ aux surpressions et dépressions elles-mêmes, il suffit de multiplier la valeur de γ par celle de la pression dynamique q du cas étudié.

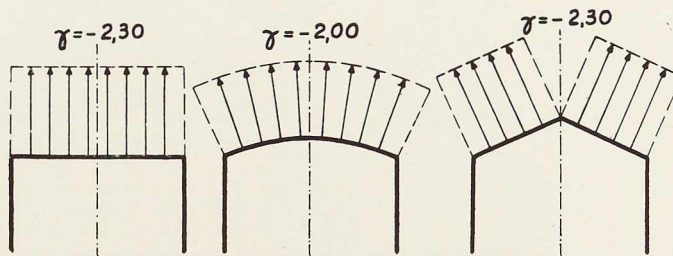


Réservoir cylindrique étanche au vent



Tendance à soulèvement de la toiture

Réservoir cylindrique non étanche au vent



Tendance à soulèvement de la toiture

Fig. 127 à 129. Action d'ensemble sur la toiture des réservoirs cylindriques.

N. B. Pour passer des coefficients de surpression et de dépression γ aux surpressions et dépressions elles-mêmes, il suffit de multiplier la valeur de γ par celle de la pression dynamique q du cas étudié.

En outre, la partie cylindrique des réservoirs tend à s'ovaliser sous l'action des pressions et dépressions. Pour simplifier le calcul de cet effet, on considérera que cette action est due à une pression intérieure répartie comme indiqué à la figure 131 (que le réservoir soit étanche ou non).

COEFFICIENTS AÉRODYNAMIQUES D'ENSEMBLE

De plus, on a mesuré sur les modèles essayés les coefficients aérodynamiques d'ensemble : traînée et soulèvement. Les valeurs à adopter pra-

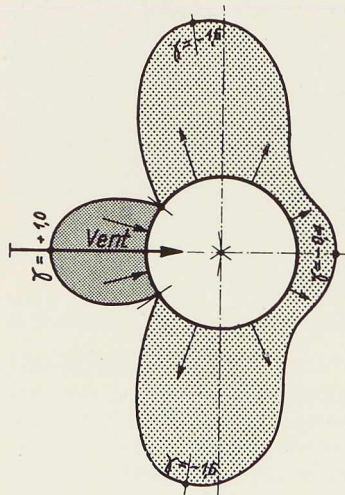
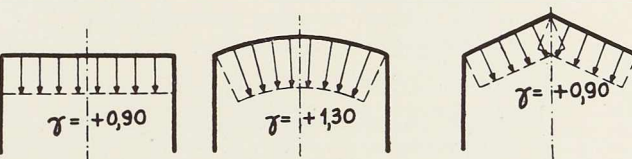


Fig. 130. Répartition des surpressions et des dépressions à mi-hauteur d'un réservoir cylindrique à parois lisses, posé sur le sol.



Tendance à effondrement de la toiture

tiquement pour ces coefficients sont rassemblées ci-après.

Coefficients de traînée c_h

- Réservoirs placés sur le sol, à toit plat ou à toit conique dont l'inclinaison ne dépasse pas 10° , ou à toit en calotte sphérique dont la flèche ne dépasse pas le $1/10$ du diamètre de la partie cylindrique 0,50
- Réservoirs placés sur le sol, à toit conique dont l'inclinaison est comprise entre 10° et 45° 0,45
- Réservoirs placés sur un support évidé ou non dont la hauteur ne dépasse pas celle du réservoir proprement dit, quelle que soit la forme du toit 0,60
- Réservoirs placés sur un support évidé ou non dont la hauteur dépasse sensiblement celle du réservoir proprement dit, quelle que soit la forme du toit 0,80

Ces coefficients concernent des réservoirs sans nervures saillantes et à parois lisses (rugosité comparable à celle de la tôle ou du béton uni); ils seront augmentés de 30 % si les réservoirs portent des nervures saillantes ou s'ils ont des parois rugueuses (rugosité comparable à celle de la tôle ondulée ou de la maçonnerie de briques).

Remarque. — Pour les accessoires de forme cylindrique, de faible diamètre, on adoptera pour c_h les valeurs suivantes :

- Pour un diamètre supérieur à 0,20 m (tuyauteries) 0,45
- Pour un diamètre compris entre 0,05 m et 0,20 m (colonnes, tuyauteries, etc) 0,80



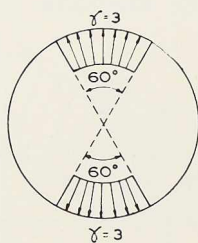


Fig. 131. Tendence à l'ovalisation.

N. B. Pour passer des coefficients de surpression et de dépression aux surpressions et dépressions elles-mêmes, il suffit de multiplier la valeur de γ par celle de la pression dynamique du cas étudié.

Pour un diamètre inférieur à 0,05 m (canalisations, garde-corps, fils et câbles lisses fortement tendus, etc.)	1,20
Pour les câbles toronnés fortement tendus, etc.	1,40

Coefficient de soulèvement c_v

Réservoirs placés sur le sol, à toit plat ou à toit conique	1,30
Réservoirs placés sur le sol, à toit en calotte sphérique dont la flèche ne dépasse pas le 1/10 du diamètre de la partie cylindrique	1,00
Réservoirs placés sur un support évidé ou non, quelle que soit la forme du toit	0,75

L'effort total de soulèvement $W_v = c_v \cdot S_h \cdot q$ doit être appliqué en amont (côté d'où vient le vent) à une distance de l'axe vertical du réservoir égale aux 0,3 du rayon (fig. 132).

2. Cheminées de grand élancement

COEFFICIENTS DE TRAÎNÉE ET DE SOULÈVEMENT

Les mesures furent entreprises sur modèles de cheminées de divers élancements, la section étant carrée, ou octogonale, ou circulaire à fût conique (avec et sans réservoir d'eau) ou encore circulaire à fût cylindrique, en présence d'un sol lisse horizontal et sur modèles en bois lisse, mais non poli.

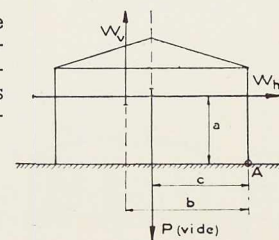
Deux conclusions générales sont à signaler immédiatement :

1. Le coefficient de traînée est, toutes autres choses égales, croissant avec l'élancement du modèle.
2. Le coefficient de traînée diminue lorsque le nombre de Reynolds augmente, l'influence de ce dernier étant moins marquée pour les cheminées carrées que pour les autres.

Il résulte des essais effectués que, *par prudence*, les valeurs suivantes sont à prendre pour le coefficient de traînée c_h :

Pour les cheminées carrées	1,20
rapporté à la section verticale normale à deux faces;	
Pour les cheminées octogonales	0,75

Fig. 132. Efforts de traînée et de soulèvement des réservoirs cylindriques soumis à la pression du vent.



rapporté à la section verticale normale à deux faces;	
Pour les cheminées de section ronde	0,60
rapporté à la section méridienne;	
Pour les cheminées de section ronde portant un réservoir cylindro-conique :	
Pour les parties de la cheminée non masquées par le réservoir	0,60
Pour le réservoir proprement dit (rapporté à la section méridienne complète du réservoir)	0,80

Dans tous les cas, on placera le centre de poussée à mi-hauteur de chacun des tronçons pour lesquels on admet que la vitesse du vent est constante; pour le réservoir, on le placera au centre de gravité de la section méridienne.

Pour les cheminées de section carrée ou octogonale, on fera les calculs en supposant que le vent peut souffler en direction normale à une face et en direction diagonale. Mais l'effort total du vent à utiliser pour ces deux calculs est le même et est celui correspondant au cas où le vent souffle normalement à une face.

Pour éviter que le coefficient $c_h = 0,60$ ne soit adopté pour des cas auxquels il ne convient pas, la Commission a cru devoir insister sur le fait que le coefficient $c_h = 0,60$, indiqué pour les cheminées de section ronde, ne convient que si le diamètre de la cheminée est supérieur à 20 centimètres. Dans le cas de tuyaux de diamètre inférieur à 20 centimètres, il faut adopter $c_h = 0,80$ et, dans le cas de tubes de diamètre inférieur à 5 centimètres, il faut adopter $c_h = 1,20$.

3. Constructions sphériques

COEFFICIENTS DE PRESSION

Pour la paroi d'une sphère parfaitement étanche au vent et isolée, la répartition des surpressions et dépressions à l'allure de la figure 133. La présence d'éléments, même secondaires, et à fortiori d'un support, peut fortement modifier cette répartition.



Ainsi que le montre la figure, les surpressions correspondent à $\gamma = +1,00$ et les dépressions correspondent à $\gamma = -1,12$. Il résulte de cette répartition des pressions qu'il y a tendance à ovalisation de la sphère; pour les calculs γ relatifs, on considérera l'action d'une pression intérieure égale à $2,60 q$ appliquée sur tout un anneau équatorial s'étendant sur l'amplitude angulaire de 80° .

COEFFICIENTS DE TRAÎNÉE

La Commission spéciale n'a pas procédé elle-même à des mesures sur sphères, mais il résulte des essais connus, exécutés par d'autres auteurs, que les cas intéressant le constructeur de réservoirs sont nettement au delà du nombre de Reynolds critique. Dans ces cas, pour des sphères lisses et un vent d'une turbulence du genre de celle des tunnels aérodynamiques, le coefficient de traînée $c_h = 0,20$.

Ce coefficient étant de l'ordre de 0,60 pour les très petites sphères et l'expérimentation n'ayant jamais concerné des sphères de grand diamètre, dans un vent atmosphérique d'une grande turbulence, laquelle peut être aggravée par des constructions voisines, il importe d'être prudent et de ne pas prendre un coefficient de traînée trop faible.

De plus, la résistance de la sphère étant fortement influencée par la présence d'obstacles ou de supports, même très réduits, sur lesquels doit fatalement reposer la sphère, la Commission a adopté provisoirement la valeur pratique du coefficient de traînée de la sphère en tôle : $c_h = 0,30$.

COEFFICIENTS DE SOULÈVEMENT

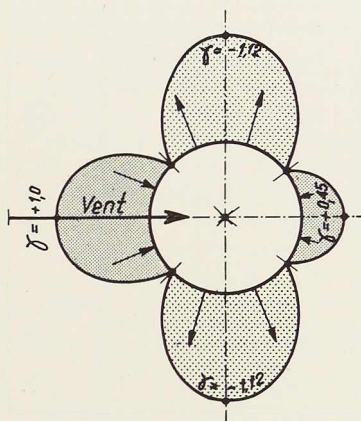
Le coefficient de soulèvement est nul pour la sphère théorique isolée, mais, à cause des supports, la symétrie de l'écoulement ne pouvant exister dans la réalité, on a adopté provisoirement le coefficient global $c_v = 1,00$, l'effort total de soulèvement devant être appliqué à une distance de l'axe vertical du réservoir égale à 0,1 du rayon vers l'amont. Ce coefficient s'applique à des réservoirs étanches placés sur le sol ou sur un support ou pour une calotte hémisphérique placée sur un cylindre de même diamètre.

4. Profilés isolés

COEFFICIENTS DE TRAÎNÉE ET DE SOULÈVEMENT

Afin de pouvoir établir des prescriptions précises concernant l'action du vent sur les constructions en treillis, la Commission a fait effectuer au tunnel aérodynamique, sur modèles en bois, certains essais complétant la documenta-

Fig. 133. Répartition des surpressions et des dépressions sur une sphère à parois lisses, telle que le nombre de Reynolds $= 4,6 \times 10^5$; on notera la zone de surpressions à l'arrière comme à l'avant.



N. B. Pour passer des coefficients de surpression et de dépression γ aux surpressions et dépressions elles-mêmes, il suffit de multiplier la valeur de γ par celle de la pression dynamique q du cas étudié.

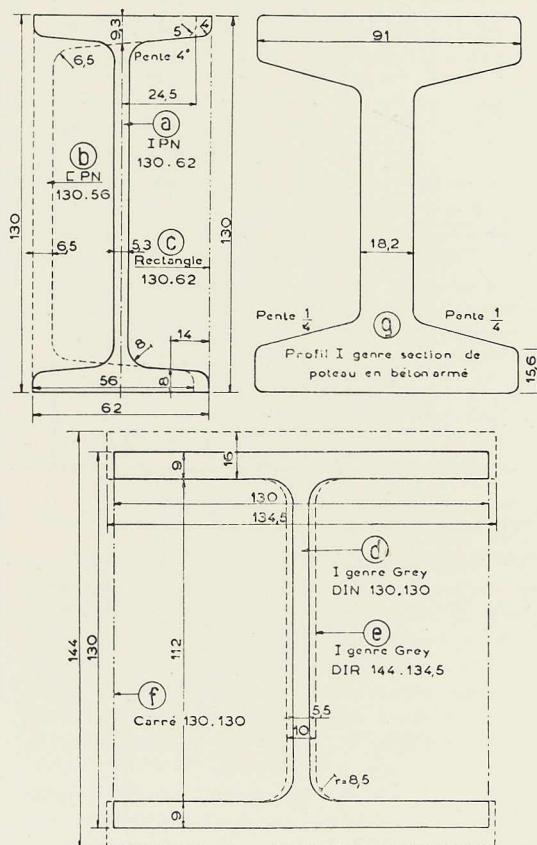


Fig. 134 et 135. Modèles de profilés essayés par la Commission au tunnel aérodynamique.

Profils	Coefficients			Profils	Coefficients			Profils	Coefficients		
	c_t	c_n	c'_n		c_t	c_n	c'_n		c_t	c_n	c'_n
	1,88	0	0		1,50	1,50	1,50		0	1,88	1,88
	1,57	0	0		1,50	1,50	1,50		0	1,87	1,87
	2,07	0	0		1,40	0,70	1,40		0	0,75	1,55
	2,00	-	-								
	2,00	0	0		1,80	0,65	1,36		0	0,80	1,68
	1,25	0	0		1,75	1,60	1,75		0	1,30	1,51
	2,05	0	0		1,65	0,60	1,40		0	0,60	1,39
	1,79	0	0		1,60	0,40	0,93				
	1,70	2,15	2,15		1,70	1,70	1,70				
	1,90	0,3	0,3		1,35	1,35	1,35		1,60	0,70	0,20
					0,70	1,70	1,70		1,55	0,70	1,40
	1,98	1,00	2,00		1,30	0,20	0,40		0,25	0,80	1,60
	2,00	0,09	0,18		1,80	0,80	1,60		2,00	1,75	3,30
	1,30	0	0		0,50	1,05	2,28		0,93	0,70	1,52
	1,50	0	0		1,50	0,15	0,30				
	1,65	0	0		0,90	0,90	0,90				
	1,55	0	0		1,20	0,75	0,69		1,60	2,15	1,98
	2,01	0	0		1,70	2,40	2,22				

TABLEAU I. — Coefficients aérodynamiques de pièces en profilés réputées de longueur infinie.

Remarques importantes. — On adoptera les valeurs données par le présent tableau dans le cas de pièces très longues. Les coefficients c_t et c_n sont tous calculés par rapport à la surface du maître-couple offerte par la pièce à l'incidence indiquée à la première colonne. Par contre les coefficients c'_n se rapportent à la surface du maître-couple correspondant à la direction n . La résistance dans telle direction se calculera par la formule $F = c \cdot q \cdot S$, avec $q = \frac{\rho v^2}{16}$, c étant l'un des coefficients c_t , c'_n et S la surface du maître-couple correspondant à la direction considérée. F sera obtenue en kg, v étant la vitesse du vent en m/sec et S la surface en m².

(*) Une faible différence de direction du vent augmente sensiblement la valeur du coefficient c'_n ; par prudence le tableau indique ces valeurs de c'_n renforcées.

tion existante de laquelle il a d'ailleurs été tiré le plus large parti possible.

Les rapports détaillés donnent les coefficients pour toutes les orientations possibles du vent supposé agissant dans un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce.

On a pu ainsi dresser le tableau I donnant les coefficients aérodynamiques de trainée, de soulèvement, et aussi dans les deux directions à 45° sur l'horizontale, de pièces en profilés dont la longueur est supposée infinie.

Un premier groupe de profilés essayés par la Commission était formé par ceux représentés aux figures 134 et 135.

Un second groupe consistait en une cornière à branches égales (130 × 130 mm) et un profilé

en U jumelés et légèrement écartés (120 × 190 mm).

Un troisième groupe comprenait des profilés composés, dérivés de cornières et de sections rectangulaires.

Ainsi qu'il vient d'être dit, le tableau I concerne les profilés dont la longueur est à considérer comme infinie. Dans ce cas, l'écoulement est plan, tout se passant identiquement dans toutes les sections transversales le long de la pièce. Chaque filet fluide peut alors être considéré comme restant dans un plan de section transversale et ne présente pas de composante d'écoulement parallèle à l'axe longitudinal de la pièce.

Lorsque le profil doit être considéré comme

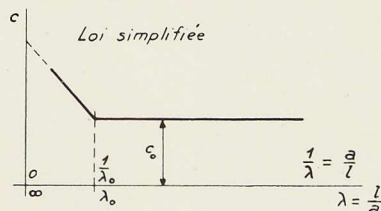


TABLEAU II. — Coefficients aérodynamiques de pièces en profilés de longueur limitée, libres aux extrémités.

Profils	α°	λ_0	Pour $\lambda = \lambda_0$ C_x^0 et C_z^0	Pour $\lambda \geq \lambda_0$ C_x et C_z	Pour $\lambda = \lambda_0$ C_n^0 et C_t^0	Pour $\lambda \geq \lambda_0$ C_n et C_t
	0°	8	$C_x^0 = 1,17$ $C_z^0 = 1,23$	$C_x = 1,85 - 5,44 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 2,20 - 7,76 \frac{1}{\lambda}$		$C_t = C_x$ $C_n = C_z$
	45°	20	$C_x^0 = 0,79$ $C_z^0 = 1,10$	$C_x = 0,95 - 3,2 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 1,80 - 14 \frac{1}{\lambda}$	$C_n^0 = 0,22$ $C_t^0 = 1,34$	$C_t = 0,60 - 7,63 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = 1,95 - 1,2 \frac{1}{\lambda}$
	135°	12	$C_x^0 = 1,24$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 1,90 - 7,92 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$	$C_n^0 = 0,88$ $C_t^0 = C_n^0$	$C_t = 1,35 - 5,62 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = C_t$
	180°	12	$C_x^0 = 1,20$ $C_z^0 = 0,12$	$C_x = 1,94 - 8,9 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0,30 - 3,16 \frac{1}{\lambda}$		$C_t = C_x$ $C_n = C_z$
	315°	9	$C_x^0 = 1,65$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 2,64 - 8,91 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$	$C_n^0 = 1,17$ $C_t^0 = C_n^0$	$C_t = 1,87 - 6,31 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = C_t$
	0°	20	$C_x^0 = 1,32$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 2,25 - 10,5 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$		$C_t = C_x$ $C_n = C_z$
	45°	11	$C_x^0 = 1,16$ $C_z^0 = 0,67$	$C_x = 1,70 - 5,94 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0,93 - 2,75 \frac{1}{\lambda}$	$C_n^0 = 1,30$ $C_t^0 = 0,346$	$C_t = 1,86 - 6,15 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = 0,545 - 2,26 \frac{1}{\lambda}$
	90°	8	$C_x^0 = 0,52$ C_z^0 négl.	$C_x = 0,64 - 0,96 \frac{1}{\lambda}$ C_z négligeable		$C_n = C_x$ $C_t = C_z$
	135°	20	$C_x^0 = 0,94$ $C_z^0 = 0,54$	$C_x = 1,66 - 14,4 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0,86 - 6,4 \frac{1}{\lambda}$	$C_n^0 = 1,05$ $C_t^0 = 0,285$	$C_t = 1,78 - 14,7 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = 0,565 - 5,65 \frac{1}{\lambda}$
	180°	17	$C_x^0 = 1,22$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 1,85 - 10,7 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$		$C_t = C_x$ $C_n = C_z$
	0°	12	$C_x^0 = 1,22$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 1,92 - 8,4 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$		$C_t = C_x$ $C_n = C_z$
	45°	11	$C_x^0 = 1,10$ $C_z^0 = 0,70$	$C_x = 1,86 - 8,36 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0,93 - 2,53 \frac{1}{\lambda}$	$C_n^0 = 1,28$ $C_t^0 = 0,283$	$C_t = 1,98 - 7,72 \frac{1}{\lambda}$ $C_n = 0,66 - 4,14 \frac{1}{\lambda}$
	90°	9	$C_x^0 = 0,534$ $C_z^0 = 0$	$C_x = 0,90 - 3,3 \frac{1}{\lambda}$ $C_z = 0$		$C_n = C_x$ $C_t = C_z$

étant de longueur finie, une partie des filets d'air peut s'écouler par les bords latéraux de la pièce et il y a un effet de goulière, correspondant à un écoulement d'air dans la direction longitudinale. Il en résulte que la résistance offerte à l'air est atténuée et les coefficients aérodynamiques diminuent dans une proportion qui peut être sensible. L'allure générale de la loi de variation de ces coefficients aérodynamiques en fonction du rapport de la longueur de la pièce à la hauteur de sa section transversale est d'ailleurs la même pour les profilés que pour une plaque plane peu épaisse. Le tableau II traduit ce fait. Lorsque le rapport de la longueur à la hauteur de la section transversale est, au plus, égale au nombre donné à la troisième colonne de ce tableau, les coefficients aérodynamiques sont ceux des colonnes 4 et 6.

Les pièces de moyenne longueur ont des coefficients aérodynamiques de valeurs intermédiaires



On adoptera les valeurs données par le présent tableau dans le cas de pièces très courtes pour lesquelles $\lambda = \frac{l}{a}$ est inférieur ou égal à λ_0 (col. 4 et 6) et dans le cas de pièces de moyenne longueur pour lesquelles $\lambda = \frac{l}{a}$ est supérieur à λ_0 (col. 5 et 7).
Le premier terme du second membre des expressions données dans les col. 5 et 7 est une valeur extrapolée du coefficient pour $\lambda = \infty$.

aux précédentes et dont les expressions en fonction du rapport λ de la longueur à la hauteur de la section transversale sont données aux colonnes 5 et 7 du tableau II.

Il résulte de là que nombreuses sont les barres de treillis pour lesquelles les coefficients aérodynamiques ne sont que les 70 à 80 % de ceux qu'on leur attribuerait en application du tableau I concernant les pièces de longueur infinie. Pour les pièces très courtes, les coefficients descendent même à 60 % de ceux attribués aux pièces infiniment longues.

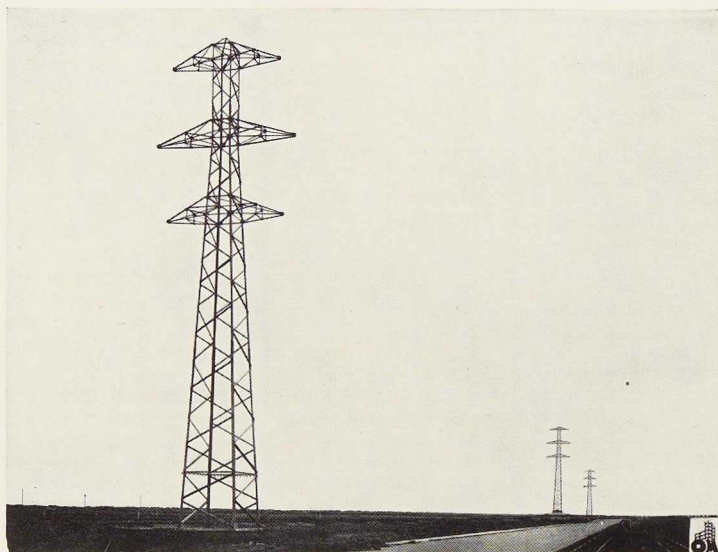


Fig. 136. La ligne expérimentale, avec, à l'avant-plan, le pylône d'arrêt côté Zeebrugge.

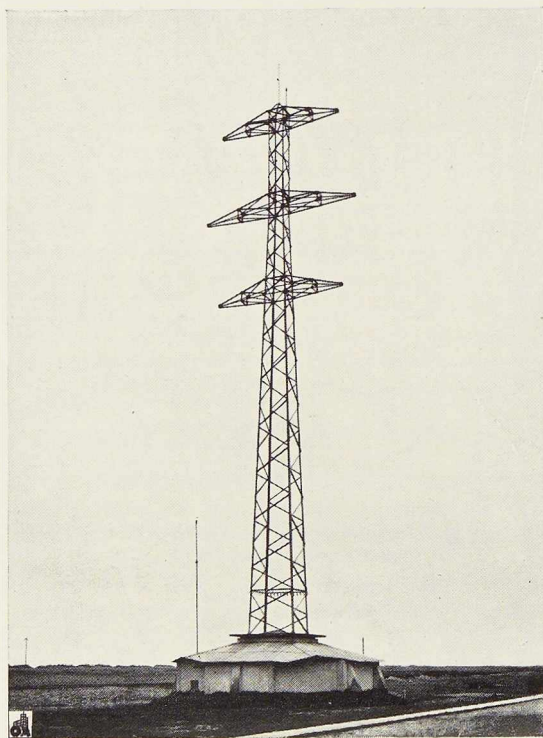


Fig. 137. Le pylône central de la ligne expérimentale de Zeebrugge.

Les essais ont montré que dans les limites où la question se pose pour les profilés, les coefficients aérodynamiques peuvent être considérés comme indépendants de la valeur du nombre de Reynolds et donc de la vitesse du vent. Ils ne sont pas non plus influencés par la rugosité plus ou moins grande de la surface des pièces, ni par les petits détails de forme (tels que épaisseur et inclinaison des ailes, importance des congés, présence d'une rivure ou de petits voiles dans le creux des profilés).

De la comparaison des valeurs des coefficients aérodynamiques, on peut conclure que la résistance offerte au vent par les profils I ou U peut être déterminée en substituant à ces profils le rectangle ou le carré qui leur est circonscrit.

5. Profilés jumelés

Il apparaît à l'examen des résultats d'essais effectués sur quelques cas de profils jumelés que l'existence du vide entre les deux parties atténue les coefficients de résistance, au moins lorsque le vent souffle dans les directions principales par rapport au profil (voir le cas des profils U jumelés).

6. Constructions en treillis

La Commission n'a pu procéder à la réalisation de séries complètes d'essais systématiques sur constructions en treillis.

Avant guerre, elle avait fait construire une station expérimentale importante sur la côte belge, à Zeebrugge. Cette station exceptionnelle consistait en un tronçon de 500 mètres de longueur de ligne électrique à haute tension à 30 000 volts tendue sur trois pylônes en treillis de 29,40 m de hauteur. Le pylône central, constituant pylône de ligne, reposait sur une fonda-



lion flottante, liée au sol par l'intermédiaire de dynamomètres de telle manière que les efforts exercés par le vent sur le pylône pouvaient être mesurés (fig. 136 et 137), et un pantographe permettait de relever tous les mouvements de la fondation.

Les mesures ont été effectuées d'abord sur le pylône central isolé, sans la ligne aérienne. Les mesures sur ce pylône muni de ses fils avaient été entamées lorsque la guerre est survenue, interrompant les travaux qui n'ont jamais pu être repris, la station ayant été complètement et systématiquement détruite, y compris les fondations, par l'occupant.

Les résultats des mesures ainsi effectuées sur pylône isolé réel ont été comparés à ceux des mesures sur modèle réduit de ce même pylône, auxquelles la Commission a fait procéder au tunnel aérodynamique. Les deux groupes de mesures présentent une concordance suffisamment bonne pour que l'on puisse en déduire que la loi de similitude s'applique à ce genre de constructions, celles-ci se trouvant, dans les conditions habituelles, nettement en dehors de la zone du nombre de Reynolds critique. Il en résulte, conclusion très importante, que pour obtenir les coefficients aérodynamiques relatifs à une construction en treillis, en profilés à arêtes vives, il suffit de présenter un modèle réduit semblable au tunnel aérodynamique.

POUTRES EN TREILLIS ISOLÉES

La Commission n'a pu encore effectuer elle-même que quelques mesures sur modèles de poutres en treillis. Aussi, dut-elle se contenter d'analyser les résultats d'essais d'autres auteurs.

Se plaçant dans le même esprit que si elle avait procédé elle-même aux mesures, elle a cru pouvoir en conclure ce qui est indiqué ci-après.

Calcul global

Si on envisage l'effet global sur une poutre en treillis, on constate que l'action du vent soufflant transversalement à la poutre dépend de la valeur du rapport $\varphi = \frac{S'}{S}$ entre la surface des pleins S' et la surface S du contour extérieur de la poutre. Les valeurs suivantes peuvent être adoptées pour le coefficient de traînée :

$$\begin{aligned} \text{Pour } \varphi > 0,25 & \quad c = 1,6 \\ \text{Pour } \varphi \leq 0,25 & \quad c = 1,8 \end{aligned}$$

Calcul détaillé

Au lieu de procéder d'une manière globale comme il vient d'être indiqué, il serait plus pre-

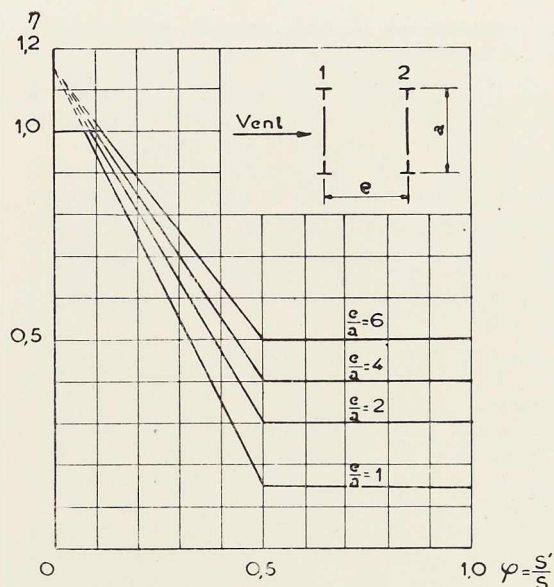


Fig. 138. Coefficient η relatif à deux poutres en treillis présentées l'une derrière l'autre.

cis de calculer le coefficient aérodynamique d'une poutre en treillis isolée à partir des coefficients aérodynamiques individuels des éléments constituant le treillis, chaque élément étant pris avec sa longueur effective. Ce procédé est valable tant que l'élanement des éléments d'un panneau n'est pas inférieur à 7. Il consiste donc à appliquer les coefficients dont les tableaux I et II donnent un résumé.

L'exactitude de cette manière de procéder a été confirmée par les mesures que la Commission a fait effectuer sur le pylône réel de Zeebrugge dont il a été question précédemment.

Comparaison des deux méthodes de calcul. —

On constate que les deux méthodes donnent des résultats sensiblement équivalents pour un coefficient de pleins compris entre 0,25 et 0,55, mais pour de faibles coefficients de pleins, il apparaît que la méthode de calcul par éléments individuels répond mieux à la réalité (1).

(1) N'ayant pu encore faire procéder elle-même à aucun essai systématique sur des ensembles de deux ou quatre poutres, la Commission n'est arrivée qu'à des conclusions provisoires basées sur les études d'autres auteurs. Ces conclusions peuvent se résumer comme suit :

DEUX POUTRES EN TREILLIS PRÉSENTÉES L'UNE DERRIÈRE L'AUTRE

L'action du vent sur un ensemble de deux poutres en treillis identiques est donnée par la formule :

$$W = c(1 + \eta) S' q$$

W : est la traînée de l'ensemble des deux poutres;
 c : est le coefficient de traînée d'une poutre, déterminé suivant les données précédentes;



7. Constructions fermées à arêtes vives (bâtiments, cabines)

La Commission n'a pas encore pu procéder à des essais au tunnel aérodynamique sur ce genre de construction, cependant fort important.

Toutefois, ayant dû rédiger, pour le règlement relatif à la construction des engins de levage, les articles consacrés à l'action du vent sur les cabines ou constructions analogues, telles que caisses de contrepois et couloirs ouverts, la Commission a examiné de nombreux documents consacrés à cet objet.

Dans le même esprit que celui qui avait présidé à la rédaction du règlement relatif aux réservoirs métalliques, elle a rédigé les articles demandés, attirant spécialement l'attention sur l'importance des dépressions et sur le fait que l'action totale sur une paroi résulte de la somme des effets intérieurs et extérieurs.

Le manque d'étanchéité pouvant se présenter sur la face « au vent » ou sur la face « sous le vent », il faut, pour chaque élément, considérer le cas qui lui est le plus défavorable.

En outre, le vent peut souffler normalement à un long pan ou normalement à un pignon. Le

cas le plus défavorable est également à considérer.

Lorsque la construction est étanche au vent, les actions sur les parois se présentent comme indiqué à la figure 139.

En cas de manque d'étanchéité de la paroi « au vent », il règnera à l'intérieur une surpression telle que $\gamma = +0,8$.

En cas de manque d'étanchéité de la paroi « sous le vent », il règnera à l'intérieur une dépression telle que $\gamma = -0,5$.

Additionnant les situations les plus défavorables, il en résulte que les éléments doivent être calculés avec les coefficients de pression suivants :

Parois verticales :

A calculer dans les deux cas :

$$\gamma = +1,30 \text{ et } \gamma = -1,30 .$$

Plancher :

$$\gamma = -1,30 .$$

Toiture à deux versants :

A calculer pour la plus grande des deux valeurs (en valeur absolue) :

γ : est un coefficient tenant compte de l'écartement des deux poutres;

S' : est la surface des pleins d'une poutre;

q : est la pression dynamique.

Sur chacune des deux poutres considérées isolément, l'action du vent sera :

Poutre avant :

$$W_1 = c.S'.q ,$$

Poutre arrière :

$$W_2 = \gamma.c.S'.q .$$

Le graphique de la figure 138 donne la variation du coefficient γ en fonction de la valeur du rapport des pleins φ pour diverses valeurs de l'écartement relatif $\frac{e}{a}$ des deux poutres, e étant l'écartement des poutres et a la distance d'axe en axe des membrures d'une poutre. Les valeurs de γ données par ce graphique sont simplifiées, par rapport aux résultats expérimentaux connus, dans le sens de la sécurité.

Lorsque les deux poutres sont situées immédiatement l'une derrière l'autre, si leur distance d'axe en axe est, pour des poutres à âme pleine, inférieure à la hauteur de la poutre, et, pour des poutres en treillis, inférieure à la largeur des barres, il suffit de porter au calcul la surface de la poutre de devant. Les parties de la seconde poutre, non masquées par la première, sont à porter intégralement au calcul.

QUATRE POUTRES EN TREILLIS PRÉSENTÉES L'UNE DERRIÈRE L'AUTRE
L'action du vent sur l'ensemble des quatre poutres en treillis identiques est donnée par la formule :

$$W = c(1 + \theta)S'.q ,$$

dans laquelle :

$$\theta = 1,0 \text{ pour } \frac{e}{a} = 0,5$$

$$\theta = 1,3 \text{ pour } \frac{e}{a} = 1,0,$$

$$\theta = 1,6 \text{ pour } \frac{e}{a} = 1,5,$$

$\frac{e}{a}$ étant l'écartement relatif de deux poutres successives.

Quant à l'effet du vent sur chacune des poutres prises isolément, on le chiffrera par les formules suivantes :

$$\text{pour } \frac{e}{a} = 0,5, \quad W_1 = 0,8 c.S'.q$$

$$W_2 = W_3 = W_4 = 0,4 c.S'.q$$

$$\text{pour } \frac{e}{a} = 1,0, \quad W_1 = 0,9 c.S'.q$$

$$W_2 = 0,6 c.S'.q$$

$$W_3 = W_4 = 0,4 c.S'.q$$

$$\text{pour } \frac{e}{a} = 1,5, \quad W_1 = 1,0 c.S'.q$$

$$W_2 = 0,6 c.S'.q$$

$$W_3 = W_4 = 0,5 c.S'.q .$$

Le cas peut se présenter, notamment pour des ponts roulants et des ponts portiques, où les deux poutres extrêmes ont un degré de pleins très sensiblement plus faible que les deux poutres du milieu. Par mesure de prudence, et pour garder au calcul son caractère de simplicité, on admettra alors que l'effet d'ensemble s'obtient en majorant de 15 % la traînée d'ensemble que donneraient les deux poutres du milieu. On appliquera la formule

$$W = c(1 + \gamma)S'.q$$

en adoptant, pour la surface S' , celle des poutres du milieu et en prenant le coefficient γ correspondant au rapport des pleins des poutres extrêmes.

TREILLIS À QUATRE FACES

L'action du vent sur un treillis comportant quatre faces identiques, dans le cas d'un vent normal à une face, sera calculée comme celle sur deux poutres en treillis, en négligeant l'effet sur les faces latérales.

En cas de vent frappant la construction suivant une diagonale, elle sera majorée de 20 %, lorsque la construction est à base carrée. Pour des constructions d'une autre forme (par exemple à base rectangulaire), une étude directe en tunnel sera nécessaire.



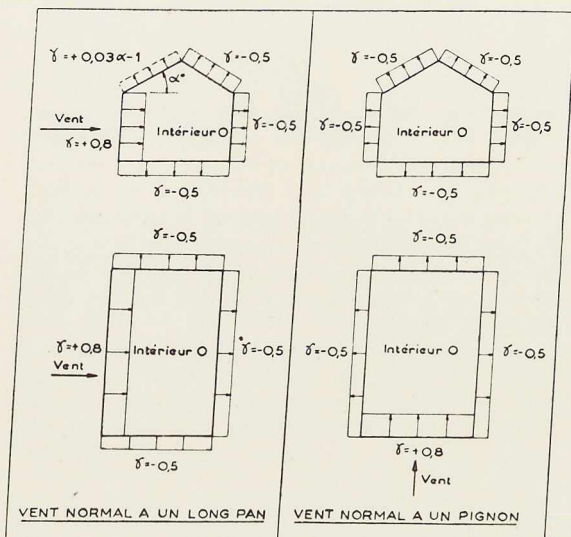


Fig. 139. Répartition des surpressions et dépressions (1).

N. B. Pour passer des coefficients de surpression et de dépression γ aux surpressions et dépressions elles-mêmes, il suffit de multiplier la valeur de γ par celle de la pression dynamique q du cas étudié.

$$\gamma = -1,30 \text{ ou } \gamma = +0,03\alpha - 1,80 \quad (2)$$

en se limitant toutefois au maximum de

$$\gamma = -1,50.$$

En outre, lorsque $\alpha \geq 16^{\circ}40'$, il faut également calculer la toiture avec

$$\gamma = +0,03\alpha - 0,5$$

en se limitant toutefois au maximum de

$$\gamma = +1,30.$$

Toiture plate ou parabolique (surbaissée au 1/8) :

$$\gamma = -1,50.$$

Conclusions

Le développement du présent travail confirme ce qui a été dit dans les généralités du début, à savoir que le problème de l'action du vent sur une construction est l'un des plus complexes qui soient.

La construction aéronautique a amené l'invention des tunnels dits aérodynamiques. Dès lors, était acquise la possibilité d'effectuer des mesures

(1) Pour le versant de toiture « au vent », il faut se limiter aux valeurs de γ :

$$-0,7 \leq \gamma \leq +0,8.$$

(2) Dans cette formule, l'angle α est à exprimer en degrés.

sur modèles réduits. Quoique les modèles des constructions ne soient pas mis ainsi dans des conditions rigoureusement représentatives de la réalité, les essais en tunnel ont révélé clairement les principaux phénomènes qui se produisent du fait de l'écoulement d'une masse d'air autour d'une construction. La phase expérimentale était ainsi ouverte.

Elle fut fructueuse, et révéla tout de suite la très grave insuffisance des connaissances relatives à l'action du vent sur les constructions et la nécessité de reviser les prescriptions en vigueur à cet égard.

Elle fit immédiatement apparaître l'importance essentielle des dépressions, dont les effets sur les toitures se révèlent à chaque bourrasque importante, alors que les prescriptions anciennes n'y faisaient aucune allusion.

Dans les nouvelles prescriptions, on s'efforce de tenir compte des effets réels, tout en simplifiant les problèmes, afin que le calcul puisse y être aisément appliqué.

Le présent mémoire n'est que la présentation des principales conclusions déjà intégrées dès maintenant dans les nouvelles éditions de règlements et de normes de l'Institut Belge de Normalisation.

Ce tableau d'ensemble est fort impressionnant, mais ce n'est qu'en parcourant les rapports détaillés de la Commission que l'on se rend compte de l'ampleur du problème et de l'importance du travail déjà accompli par la Commission belge.

Mais de nombreuses lacunes restent encore à combler, les données expérimentales relatives à certains types de constructions étant encore trop fragmentaires ou même, parfois, inexistantes.

Étant donné les résultats déjà acquis en Belgique et ailleurs, étant donnée l'avance prise dans certains secteurs de ce problème par la Commission belge et l'urgence de l'établissement de nouvelles prescriptions, il est indispensable que la Commission soit enfin, dans un très proche avenir, dotée des moyens matériels nécessaires à la poursuite de ses travaux et à la publication quasi intégrale de ses rapports jusqu'ici peu accessibles aux milieux intéressés.

En tirant parti des moyens dont elle pourra alors disposer, la Commission belge pourra poursuivre ses travaux et les mener à bonne fin. Elle continuera ainsi à participer au grand effort qui se fait dans plusieurs pays pour substituer à des prescriptions désuètes et très imparfaites, des prescriptions en rapport avec les connaissances actuelles relatives à l'action du vent sur les constructions.

L. Bl.



CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois de décembre 1948

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Décembre 1948	357 006	243 010	600 016
Novembre 1948	345 542	224 205	569 747
Janv.déc. 1948	3 830 923	2 452 844	6 283 767
Janv.déc. 1947	2 803 118	1 714 297	4 517 415

L'année 1948, avec un chiffre de 6 283 767 tonnes d'acier pour la Belgique et le Luxembourg, dépasse légèrement la production de 1937, mais reste encore de 600 000 tonnes en dessous de l'année record 1929. La cadence de production des trois derniers mois de l'année ressort à 7 000 000 de tonnes par an.

L'approvisionnement en minerais reste assuré.

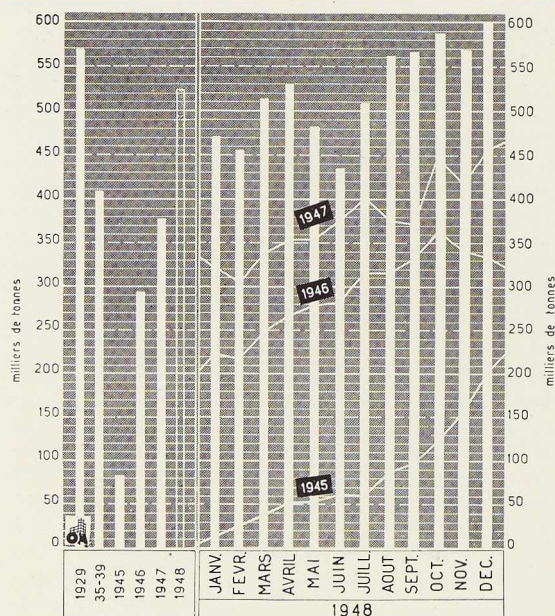


Fig. 140. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

Il y a eu des pourparlers avec la France au sujet du prix des minerais. Le Grand-Duché de Luxembourg a produit, en décembre, 357 681 tonnes de minerais, dont 116 404 tonnes ont été fournies à la Belgique.

Le Syndicat Belge des Etireurs et Tourneurs en Acier et le Comptoir des Boulonneries ont introduit une demande de réglementation économique, tendant à limiter jusqu'à fin 1949 la production et les moyens de production de leurs syndicats.

Marché intérieur

Le marché intérieur continue à recevoir de très fortes quantités d'acier. On connaît les difficultés qui ont régné toute l'année en ce qui concerne les tôles, notamment les tôles fortes. A fin décembre, on envisageait de nouvelles mesures afin d'alimenter d'une façon satisfaisante les ateliers de construction. On sait d'ailleurs que les nouvelles installations en cours de construction pour le laminage à froid dont on escompte l'achèvement pour fin 1949, permettront de mieux répondre aux qualités réclamées par l'industrie des fabrications métalliques.

Dans le secteur de Fabrimitéal, la rétraction des commandes inscrites dans des secteurs de plus en plus nombreux crée de sérieuses inquiétudes. Le secteur des machines-outils est également menacé de chômage et l'on reproche parfois aux autorités la vente sur notre marché de certaines machines-outils provenant du démantèlement des usines allemandes.

Les expéditions de fabrications métalliques pendant le mois de novembre ont atteint un total de 143 660 tonnes contre 159 684 tonnes en octobre. Les expéditions de décembre comprennent notamment :

- En produits de la tôle 21 459 tonnes
- En accessoires du bâtiment 9 479 tonnes
- En matériel de chemin de fer et
et de tramways 20 882 tonnes
- En ponts et charpentes 6 497 tonnes

En clouterie et en émaillerie, les affaires sont calmes.

Marché extérieur

L'Union économique a exporté au courant de 1948 un total de 3 500 000 tonnes de produits



sidérurgiques contre 2 282 000 tonnes en 1947 et 4 400 000 tonnes en 1937.

En fin d'année, de nombreux pourparlers étaient en cours pour le renouvellement des accords avec les marchés organisés. Il était difficile, à cette époque de fêtes annuelles, de distinguer une tendance du marché; néanmoins, on espérait de maintenir au moins les tonnages antérieurs pour la plupart de ces marchés.

Les pourparlers avec l'Angleterre laissent prévoir pour le premier semestre 1949 un tonnage dépassant 350 000 tonnes. Les difficultés rencontrées dans les tractations avec ce pays, comme avec plusieurs autres d'ailleurs, ne proviennent pas tellement du total des échanges proposés, mais de l'incorporation dans ces échanges de certains produits de consommation d'un niveau supérieur.

Des accords ont été conclus avec divers pays dont la Turquie (100 millions de francs belges de produits sidérurgiques), la Grèce (153 millions de francs belges de produits laminés à chaud), l'Italie, la Hongrie, la Norvège. Par contre, les entretiens avec la France sont interrompus. Avec le Portugal et le Danemark, les pourparlers continuent: ces pays trouvent difficilement la contre-partie pour leurs achats en Belgique.

Signalons que les pays de l'Europe de l'Ouest ont produit en 1948 un total d'environ 45 millions de tonnes d'acier contre 59 millions en 1939, la différence provenant surtout du manque de production de l'Allemagne.

Production mondiale 1948

On peut estimer dès à présent que la production mondiale d'acier aura dépassé les 150 millions de tonnes. Ce chiffre se décompose comme suit, selon les principaux groupes de pays producteurs:

Etats-Unis et Canada	84,5 millions de tonnes
Europe de l'Ouest	45 millions de tonnes (contre 59 en 1939)
Europe de l'Est	22 millions de tonnes (estimation)
Divers	6 millions de tonnes (estimation)

La Belgique et le Luxembourg, avec 6,3 millions de tonnes, interviennent dans la production mondiale ainsi établie à raison de 4 % environ.

Si l'Amérique a atteint sa limite de capacité, l'Europe pourrait encore considérablement développer sa production. Soulignons seulement que l'Allemagne, qui produisait avant-guerre environ 20 millions de tonnes, n'a atteint, en 1948 (en bizonne), que 5,3 millions de tonnes.

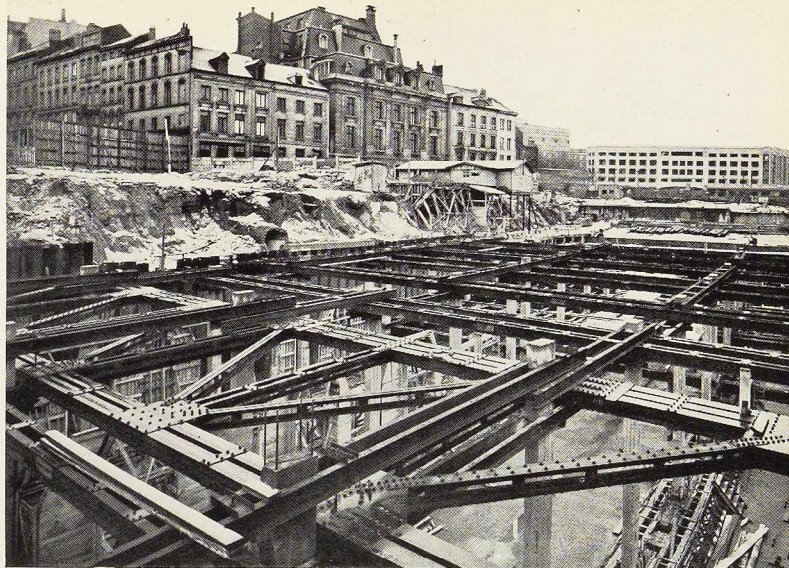


Fig. 141. Vue des travaux du troisième tronçon de la Jonction Nord-Midi (Rue de Loxum-Rue Orsendael). Entrepreneurs: Entreprises François & Fils S. A.; Ingénieurs Conseils: Verdeyen & Moenaert; Constructeur: S. A. de Construction et des Ateliers de Willebroek. Au fond, la Gare Centrale.

Photo Sergysels.

Travaux de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles

Les travaux de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles progressent normalement et il nous a paru intéressant de donner à nos lecteurs l'état actuel d'avancement de cette grande entreprise, placée sous la direction de M. F. de le Court, Ingénieur en Chef-Directeur.

I. Tunnel

a) Premier et deuxième tronçons du tunnel (de l'église Notre-Dame de la Chapelle à la rue de Loxum). Longueur 800 mètres environ, travaux terminés;

b) Troisième et quatrième tronçons du tunnel (rue de Loxum-boulevard Botanique). Longueur 925 mètres. Les travaux relatifs à la construction de ces tronçons seront vraisemblablement terminés en octobre 1949;

c) Cinquième tronçon du tunnel (Jardin Botanique). Les travaux dans ce secteur sont terminés.

II. Viaducs Nord et Midi

a) *Viaduc Nord* (rue de Brabant-rue des Plantes). Ce viaduc, dont la construction est terminée, est actuellement utilisé par les trains de la S. N. C. B.;



Fig. 142. Prestigieux panorama de l'Exposition de l'Eau 1939 qui servira de cadre à la Foire Internationale de Liège (mai 1949).

b) *Viaduc Midi* (église de la Chapelle-gare du Midi). Les travaux en cours seront terminés en octobre 1949 à l'exception d'une tranche du grand quadrilatère sis entre la rue d'Argonne et la rue d'Angleterre (gare d'autobus).

III. Travaux de relèvement des gares Nord et Midi

a) *Gare du Nord*. Le service de voies électriques Bruxelles-Anvers a été mis en exploitation au niveau haut en 1948. On procède actuellement au relèvement successif des autres voies. On prévoit l'achèvement de ces travaux pour 1952-1953;

b) *Gare du Midi*. Actuellement, 12 voies sur 22 sont exploitées au niveau surélevé. Toutes les lignes partent de la Gare Haute (rue de France) à l'exception de la ligne Bruxelles-Charleroi qui reste en gare basse.

Les travaux pour le relèvement des 10 voies suivantes progressent normalement et seront terminés en 1952-1953.

Foire Internationale de Liège 1949

La Foire Internationale de mines, métallurgie, mécanique, électricité industrielle se tiendra à Liège du 30 avril au 15 mai.

Cette manifestation qui se tiendra en même temps que la Foire Internationale de Bruxelles sera réservée aux moyens de production, aux produits de la métallurgie, de la construction métallique, de la mécanique, à l'équipement des mines, minières et carrières et aux applications industrielles de l'électricité.

La Foire aura lieu sur l'esplanade de la rive gauche de la Meuse entre le pont de Coronmeuse et l'île Monsin, à l'origine du canal Albert (fig. 142).

Les groupes industriels qui seront représentés à cette réunion comprennent notamment les industries suivantes : sidérurgie — métaux non ferreux — tréfilerie — étirage, laminage à froid — forge — estampage — emboutissage — travail de la tôle et fabrications métalliques diverses — accessoires métalliques du bâtiment — ponts et charpentes — chaudronnerie, chaudières — construction navale — matériel de chemins de fer et tramways — aéronautique, automobiles, cycles — machines motrices — machines-outils — constructions mécaniques diverses — appareils de levage, de manutention et de pesage — construction électrique, etc.

La Foire couvrira une superficie de 100 000 m² dont 25 000 m² de surface couverte.

La Foire Internationale de Liège est constituée en Société coopérative dont M. Neef de Sainval, Administrateur-Directeur Général de la S. A. John Cockerill, est président du Conseil d'administration.

Les applications de l'acier dans le bâtiment

Sous ce titre, M. G. N. Balbachevsky, Ingénieur au C. B. L. I. A., a publié, dans la revue suisse *Vie-Art-Cité* (n° 5-1948) un article dans lequel, après avoir mentionné les avantages dont peuvent



se prévaloir les constructions à ossature en acier, il a donné des détails sur quelques réalisations caractéristiques récentes, belges et suisses.

Travaux à l'Institut Belge de Normalisation

L'Institut Belge de Normalisation met à l'enquête publique les projets de normes NBN 100 et NBN 108. Ces deux normes intéressent les nombres normaux et les dimensions linéaires nominales pour la mécanique.

D'autre part, l'I. B. N. va entreprendre la révision du Rapport n° 12 concernant la standardisation des câbles métalliques, en vue d'y

apporter les modifications que justifieraient les progrès réalisés depuis 1926.

Les suggestions concernant ces rapports doivent être envoyées à l'I. B. N. avant le 28 février pour les deux premiers et avant le 15 février pour le troisième.

Conférence

M. G. N. Balbachevsky, Ingénieur au Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, a fait le 13 janvier 1949 à l'Union Gramme (I. G. Lg.) une communication sur :

« La position actuelle de l'industrie sidérurgique belgo-luxembourgeoise ».

ECHOS ET NOUVELLES

Construction d'un pont tournant en Egypte

La S. A. Baume et Marpent à Haine-Saint-Pierre a expédié, en décembre 1948, à destination de l'Egypte, le pont tournant Kafr el Sahr sur le Bahr el Moes, destiné aux Chemins de Fer de l'Etat Egyptien.

La S. A. Baume et Marpent, qui possède depuis près de cinquante ans un bureau permanent en Egypte, a construit, dans ce pays, de nombreux ponts fixes et tournants dont plusieurs sur le

Nil, pour le compte de l'Administration des Ponts et Chaussées, des Chemins de Fer et des Services d'Irrigation Egyptiens.

Charpentes métalliques pour aciérie

La Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi vient de terminer le montage des charpentes métalliques destinées au prolongement du hall des fours à recuire à la Fabrique de Fer de Charleroi.

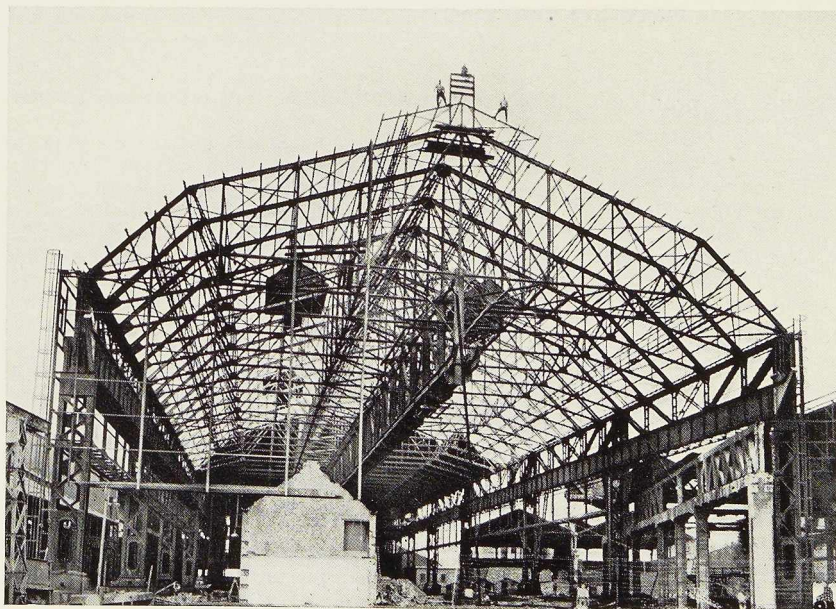


Fig. 143. Hall des fours à recuire à la Fabrique de Fer de Charleroi. Constructeur : Société Métallurgique d'Enghien Saint-Eloi.

l'eroi. Ce nouveau bâtiment présente les caractéristiques suivantes : portée théorique des fermes : 41^m30; hauteur théorique maximum des fermes : 9^m20; longueur du hall : 162^m40; hauteur du hall sous le niveau des chéneaux : 17^m75. Les fermes supportent en leur milieu, par l'intermédiaire des suspentes, les poutres centrales de deux chemins de roulement livrant passage chacun à deux ponts roulants de 10 tonnes de capacité et de 19 mètres de portée.

Des passerelles pour le nettoyage des vitrages de la toiture et pour le démontage des mécanismes des ponts sont installées dans les fermes. Les colonnes sont constituées généralement de deux fûts en poutrelles H reliés par des treillis en cornières et ont été spécialement étudiées pour permettre l'établissement d'une passerelle de circulation tout le long du hall. L'ensemble de la charpente devant supporter des efforts horizontaux d'inertie importants est contreventé par des portiques longitudinaux situés dans les longs pans et de contreventements dans la toiture. L'ensemble de la charpente, dont l'assemblage a été réalisé par des boulons représente un tonnage global d'environ 1 850 tonnes.

Pont Vierendeel à Ghlin

La S. A. Baume et Marpent a terminé le montage du pont Vierendeel à Ghlin sur le nouveau

canal de Nimy à Blaton. Ce pont-route, d'une portée de 70^m20, fourni à l'Administration des Ponts et Chaussées, fait partie du programme de modernisation des communications par route et par eau de la région de Mons.

Môle de Zeebrugge

La S. A. L'Industrielle Boraine à Quiévrain a fourni la lanterne et le phare actuellement en service à l'extrémité du môle de Zeebrugge. Le fonctionnement de ce phare est automatique.

Constructions métalliques pour le Congo Belge

Les Ateliers de Constructions et Chaudronneries de l'Est à Marchienne-au-Pont ont reçu en 1948, pour le Congo Belge, des ordres importants de constructions métalliques comportant notamment des appareils de traitement des minerais, des tours d'emmagasinage, des transformateurs, des bâtiments métalliques avec monte-charges et ponts-roulants, des pylônes métalliques pour lignes électriques, etc.

Parmi les fournitures que cette Société fait actuellement à la colonie, figurent en ordre important les charpentes métalliques et le matériel d'une usine de traitement de cassitérite, capable d'une production horaire de 750 tonnes.

Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Technique des Travaux (Traité de pratique des travaux) (Tomes I et II)

par Max JACOBSON.

Deux volumes reliés formant un ensemble de 1 020 pages, format 18 × 27 cm, avec 480 planches et 352 tableaux. Edités par la Librairie Technique Ch. Béranger, Paris et Liège, 1948. Prix : 1 665 francs belges les deux volumes (se vendent séparément au prix de 832,50 francs belges le volume).

L'auteur de ce traité, M. Max Jacobson, joint à son titre de Professeur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris, l'expérience d'un constructeur qui a effectué des travaux publics importants en France et à l'étranger.

C'est en entrepreneur qu'il s'est placé en écri-

vant son livre, dont le but est essentiellement pratique.

Pendant de longues années, l'auteur a réuni au fur et à mesure des problèmes qu'il rencontrait une documentation. C'est cette documentation que le professeur Jacobson met à la disposition des jeunes ingénieurs et plus généralement de tous ceux qui s'intéressent au génie civil : ingénieurs, architectes, entrepreneurs, techniciens du bâtiment et des travaux publics.

A côté des problèmes purement techniques, l'auteur s'est occupé également des questions de prix de revient et notamment du facteur main-d'œuvre si important dans les travaux publics.

L'ouvrage est divisé en six chapitres : Fondations — Béton et mortiers — Tracé et infrastructure des voies de communications terrestres et aériennes — Technique routière — Ponts et viaducs — Organisation générale des entreprises et des chantiers.

La qualité de l'auteur et la solidité de la documentation ne manqueront pas de réserver à cet important ouvrage un succès certain.

(1) Tous les ouvrages analysés sous cette rubrique peuvent être consultés en notre salle de lecture, 154, avenue Louise, à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 heures à midi).



Les colonies d'habitation et leur développement à Zurich, 142-1947 (2^e édition)

Un ouvrage de 151 pages, format 21 × 30 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par les Editions d'Architecture Erlenbach, Zurich, 1948. Prix : 18 francs suisses.

Comme les autres pays européens, la Suisse souffre d'une crise des logements. Parmi les villes helvétiques qui ont tenté de résoudre cet épineux problème, l'effort de la ville de Zurich mérite d'être signalé.

L'ouvrage sur les colonies d'habitation de Zurich, présenté avec soin, montre par le texte et l'image les progrès réalisés dans ce domaine durant les années 1942-1947. Les textes du livre sont rédigés en trois langues : française, anglaise et allemande.

Au fil du rail (Fascicules XIII et XIV)

par Fernand LEBBE

Deux ouvrages de 32 pages chacun, format 21 × 31 cm, illustrés de nombreuses figures. Edité par l'Editorial Office, Bruxelles 1948. Prix : 110 francs par fascicule.

Les treizième et quatorzième fascicules de l'ouvrage de vulgarisation sur les chemins de fer publiés par M. Lebbe sont relatifs l'un à l'électricité ferroviaire et l'autre aux stations à voyageurs et à marchandises. Dans le premier de ces deux fascicules, on trouve des données sur les poteaux-supports de caténaires de différents types y compris les poteaux métalliques constitués de fers U et de poutrelles H.

F. B. I. Register of British Manufacturers 1948-1949 (Annuaire de la Fédération des Industries Britanniques (2^e édition))

Un volume relié de 752 pages, format 18 × 24 cm. Edité par Iliffe & Sons Ltd, Londres, 1949.

L'Annuaire de la Fédération des Industries Britanniques (F. B. I.) constitue un guide complet des producteurs britanniques (plus de 5.000 firmes). L'ouvrage est divisé en deux parties : une liste alphabétique de produits et services indiquant dans chaque rubrique les noms des firmes productrices; une liste analogue où sont par branche les noms des associations professionnelles susceptibles de fournir les renseignements généraux sur les différentes industries qu'elles représentent.

Les explications sur la consultation de l'Annuaire sont données en trois langues : anglaise française et espagnole.

Vlaamse bouw- en aanbestedings Kalender 1949 (Agenda du bâtiment et des adjudications)

Un ouvrage de 288 pages, format 12,5 × 20,5 cm. Edité par la revue *Bouwkroniek*, Bruxelles, 1949. Prix : 40 francs.

A côté de l'agenda proprement dit, on trouve dans ce petit volume des renseignements pratiques sur le bâtiment et les industries connexes (matériaux pierreux, bois, métaux, résistance des matériaux, etc), ainsi qu'une partie commerciale et économique.

Agenda Küderli 1949

Un ouvrage relié de 147 pages, agenda. Format 8 × 12 cm. Edité par Küderli et C^o, Zürich et Bâle, 1949.

Petit agenda de poche très pratique contenant un grand nombre de renseignements utiles aux ingénieurs et architectes et à tous ceux qui s'occupent de la construction des bâtiments. Il contient notamment les caractéristiques des profilés, les poids spécifiques et la conductibilité thermique des matériaux, les systèmes de filetage, etc.

Catalogues

Articles de boulonneries et visseries ordinaires et spéciaux

Un ouvrage de 100 pages, format 22 × 28 cm, édité par Alexandre Devis et C^o, Bruxelles, 1948. Prix : 100 francs.

La Maison A. Devis et C^o vient d'éditer un important catalogue dans lequel sont réunis tous les renseignements utiles et pratiques concernant les articles de boulonneries et visseries ordinaires et spéciaux utilisés dans les industries, entreprises, ateliers, garages, manufactures, etc.

Cet ouvrage, d'une présentation soignée, rendra des services aux architectes et techniciens du bâtiment. La Maison Devis et C^o met ce catalogue gracieusement à la disposition de sa clientèle.

Galvanisation

Une brochure de 36 pages, format 14 × 19 cm, édité par les Ateliers Métallurgiques de Nivelles.

Cette publication se rapporte aux tôles ondulées galvanisées droites pour couvertures et parois de bâtiment, aux tôles ondulées galvanisées cintrées destinées aux couvertures des bâtiments ainsi qu'aux toitures pour matériel roulant; aux tôles galvanisées à queue d'aronde pour planchers de voitures de chemin de fer.



Bibliographie

Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier ⁽¹⁾

36.1. - Tanks à mazout soudés de 10.000 m³

I. LIXSI, *Journal de la Soudure*, n° 1-1949, pp. 2-5, 5 fig.

Les premiers grands réservoirs pour huiles minérales (tanks) ont fait leur apparition en Suisse au début de ce siècle. Ces premiers tanks, d'une capacité de 1 000 à 2 000 m³, ont tous été entièrement rivés.

L'utilisation croissante de l'essence et du mazout dans l'industrie et les entreprises de transport puis, surtout, l'inauguration de la navigation rhénane jusqu'à Bâle, ont amené, de 1924 à 1930, l'installation de grands réservoirs dans le port de Petit Huningue.

Le premier grand réservoir entièrement soudé installé en Suisse a été construit en 1932. Prévu pour l'emmagasinage de l'essence, ce tank a une contenance de 2 000 m³, un diamètre de 13 mètres et une hauteur de 15 mètres. Ce tank à essence entièrement soudé a été le premier spécimen de ce genre de construction en Europe.

Les résultats de cette première exécution ont été tels qu'à partir de ce moment, pratiquement tous les grands réservoirs ont été soudés. Les tanks soudés sont d'une construction meilleur marché que les tanks rivés.

En outre, l'étanchéité des joints est mieux assurée par une soudure de bonne qualité que par une rivure.

Les besoins de stockage d'une part et la sécurité offerte par la construction soudée d'autre part, ne cessant d'augmenter, on en est venu à construire des tanks de dimensions toujours plus grandes. En 1946, le plus grand tank à Bâle avait une capacité d'environ 6 000 m³.

Dernièrement, la Firme Buss A. G. à Pratteln a terminé, pour le compte de la Standard Produits des Huiles Minérales, S. A., la construction, dans le port de Petit Huningue, d'un tank à mazout qui, avec une capacité de 10 000 m³, représente le plus grand réservoir entièrement soudé construit en Suisse. Ses dimensions sont : diamètre : 25^m40; hauteur : 20 mètres. Pour l'enveloppe, on a employé des tôles à chaudière S. M. de la qualité MI pour celles de 7 à 12 mm, de la qualité MII pour celles de 14 à 23,5 mm.

(1) La liste des périodiques reçus par notre Association a été publiée dans le n° 10-1948 de *L'Ossature Métallique*. Ces périodiques peuvent être consultés en la salle de lecture du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise à Bruxelles, ouverte de 9 à 17 heures tous les jours ouvrables (les samedis de 9 à 12 heures).

Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification dont le tableau a été publié dans le même numéro de *L'Ossature Métallique*, p. 442.

L'épaisseur des parois va en augmentant de haut en bas, conformément à l'augmentation de pression sous le poids du contenu et comporte à la base un maximum de 23,5 mm. Le toit est construit en coupole d'une seule portée et n'est donc pas élayé en son centre. Le tank repose non pas sur un socle de béton rigide mais sur un poids de sable et de graviers pilonnés au marteau pneumatique. La façon dont ce tank a été monté est particulièrement intéressante en ce sens que l'on a construit d'abord la couverture à laquelle on a ajouté par étape les éléments des parois. Pour chaque nouvelle étape, l'ouvrage a été relevé à l'aide de douze chèbres; les plaques de tôles amenées sur le terre-plein pour être rassemblées avaient des dimensions d'environ 2 × 7 m. De chaque tôle, il a été prélevé des éprouvettes qui ont été contrôlées et munies d'une attestation de fabrication.

L'exécution des divers cordons de soudure s'est faite suivant un ordre de succession établi de façon à éviter les déformations.

Le choix des soudures et le contrôle constant des travaux ont fait l'objet d'une attention toute particulière.

52.1. - Réparation d'une cheminée

A. HARLEY, *Iron and Coal Trades Review*, 3 décembre 1948, pp. 1243-1247, 6 fig.

Afin de pouvoir effectuer une réparation importante à une cheminée dans un charbonnage britannique, il fut jugé nécessaire de construire une cheminée provisoire, ceci afin de ne pas devoir arrêter les chaudières.

Cette cheminée métallique de 36 mètres de hauteur et d'un diamètre variant de 3^m20 à la base à 1^m80 au sommet a exigé la mise en œuvre de 20 tonnes d'acier doux. Elle est constituée de deux parties préfabriquées assemblées par rivetage sur place. Le relevage a été effectué par un treuil actionné par moteur électrique de 20 CV sur une fondation en béton. Les frais de construction de cette cheminée s'établissent approximativement de la manière suivante, en francs belges :

Cheminée en acier	100 000
Frais de transports	11 000
Montage de la cheminée	53 000
Fondations	95 000
Main-d'œuvre	195 000

Total 454 000





CSIDERUR

Toute la gamme des produits
sidérurgiques en acier
THOMAS - MARTIN - ELECTRIQUE

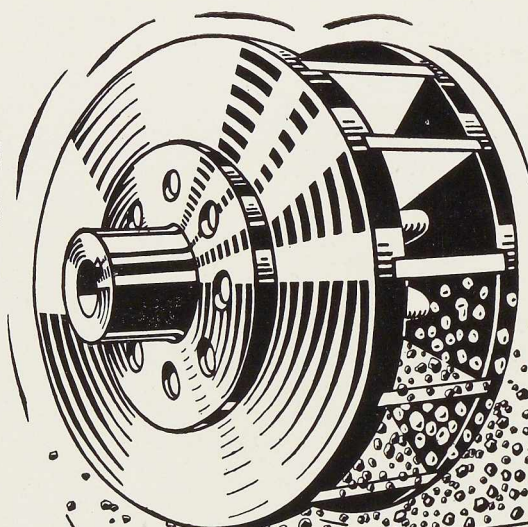
SOCIETE COMMERCIALE DE SIDERURGIE
S. A.

1a, RUE DU BASTION (ELITE HOUSE) BRUXELLES
TELEPHONES : 12.31.70 (4 LIGNES) 12.00.53 (3 LIGNES) C. C. P. : 33.79
TELEGR : SIDERUR-BRUXELLES - REG. DU COMM. : BRUXELLES 207.794

ORGANISME DE VENTE DE

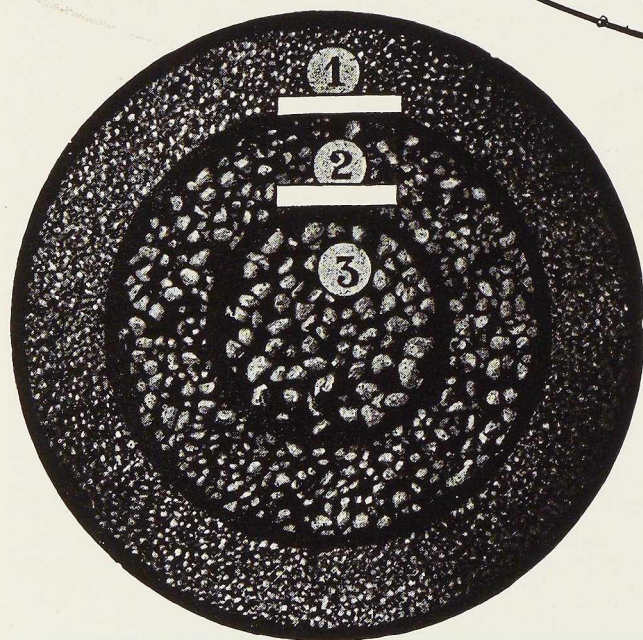
SOCIETE ANONYME D'OUGREE - MARIHAYE, à Ougrée
S. A. MINIERE ET METALLURGIQUE DE RODANGE, à Rodange (G.D. Luxembourg)
S. A. ACIERIES ET MINIERES DE LA SAMBRE, à Monceau-sur-Sambre
SOCIETE ANONYME LAMINOIRS D'ANVERS, à Schooten-lez-Anvers

DÉCAPAGE
DÉSABLAGE
par . . .



LES
GRENAILLES

BEECKMANS



*Les plus résistantes,
les plus régulières*

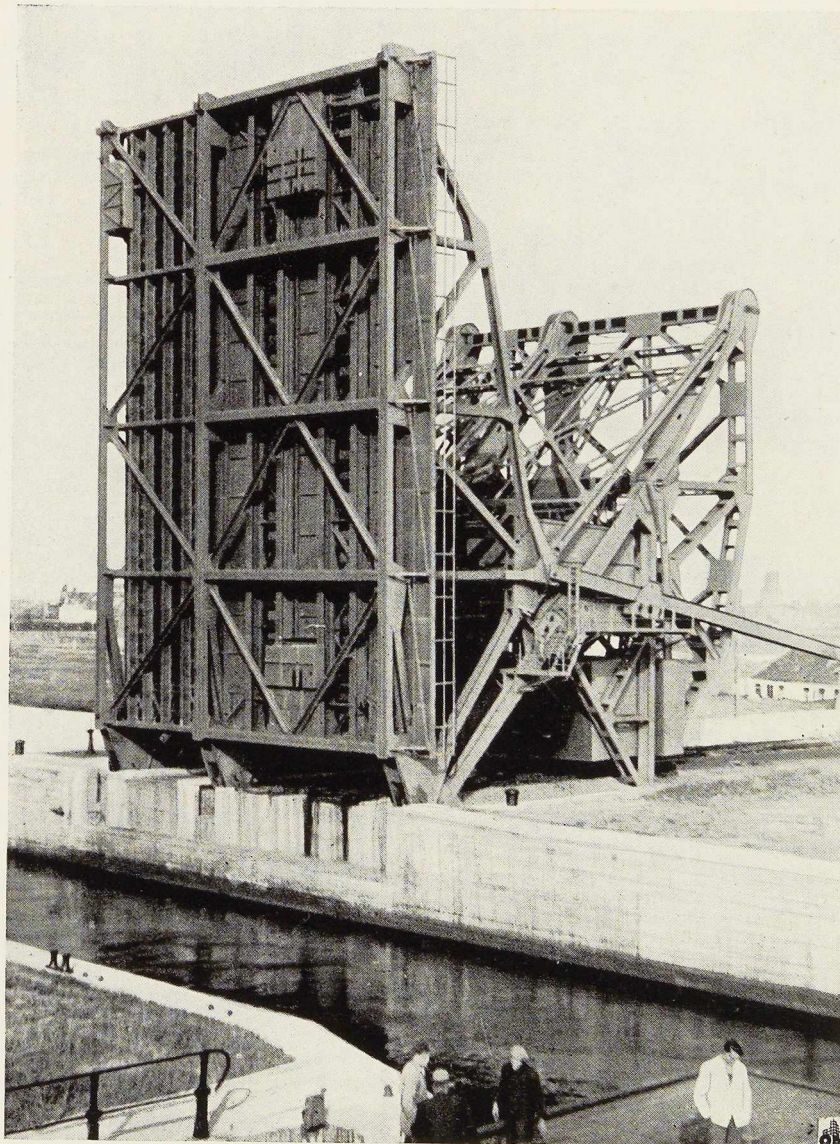
GRENAILLES D'ACIER ROND
ET ANGULAIRES
EN TOUS CALIBRES

GALETS DE MER CONCASSÉS,
CALIBRÉS, DÉPOUSSIÉRÉS

SILEX ET QUARTZ
SABLE DU RHIN

S. A. J. BEECKMANS

75-77, RUE DE MARCHIENNE, JUMET-LEZ-CHARLEROI - Tél. 134.30 Charleroi



Pont basculant "STRAUSS" à Zeebrugge, décrit dans ce numéro, pp. 86 à 90.

CONSTRUCTIONS PRINCIPALES :

Wagons — Voitures
Locomotives
Ponts et Charpentes
Emboutis lourds
et moyens



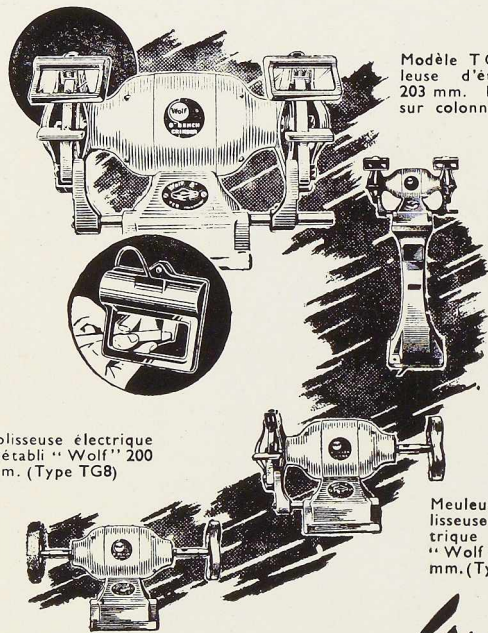
FABRICATIONS COMPLÉMENTAIRES :

Ressorts à lames, à volutes, à boudins
Pièces de forge
Aciers moulés Bessemer
Brides de tuyauteries à haute pression
Tôles galvanisées

LES ATELIERS METALLURGIQUES, S.A.
NIVELLES - BELGIQUE

TÉLÉPHONE : 22 NIVELLES
ADRESSE TÉLÉGRAPHIQUE : MÉTAL NIVELLES

U S I N E S :
NIVELLES - TUBIZE - LA SAMBRE - MANAGÉ



Modèle TG8 Meuleuse d'établi de 203 mm. Montable sur colonne au sol.

Polisseuse électrique d'établi "Wolf" 200 mm. (Type TG8)

Meuleuse et polisseuse électrique d'établi "Wolf" 200 mm. (Type TG8)

Arrivez plus
VITE AU BUT..

En employant des machines plus rapides pour l'affûtage, de votre outillage, ainsi que pour vos opérations de meulage, de dérouillage, de polissage, etc.

Les meuleuses Wolf d'établi et sur colonne, sont conçues d'une façon telle, qu'elles accélèrent l'exécution de tous les travaux et assurent un fini parfait. Leur forme profilée moderne donne une plus grande liberté de mouvement; un puissant moteur à régime continu, maintient la vitesse voulue pour l'exécution du travail; des supports d'outils réglables spécialement conçus et des protecteurs éclairés améliorent le maintien de l'outil, la qualité du travail, et assurent aux yeux une protection complète. Les colonnes au sol sont étudiées pour un minimum d'encombrement, et pour permettre de meuler à la hauteur convenant le mieux à l'exécution du travail. Ce ne sont là que quelques-unes des particularités des meuleuses Wolf, qui font de ces outils les meilleurs qui soient sur le marché. De nombreux accessoires permettent d'économiser temps et argent dans l'exécution d'un grand nombre de travaux que l'on fait actuellement avec des outils de modèle périmé.

Écrivez aujourd'hui même et demandez renseignements détaillés sur l'assortiment des outils électriques Wolf.

Wolf
OUTILLAGE
ÉLECTRIQUE

Agents généraux pour la Belgique et le Grand Duché de Luxembourg
(Vente en gros et Dépannage)

J. & R. LENAERS

5 Avenue Ernest Renan, Bruxelles, 3.

En vente dans les principaux magasins d'outillage

FABRIQUÉ PAR LA SOC. ANON S. WOLF & CO. LTD., LONDRES, ANGLETERRE

EN HAUT DE L'ECHELLE !

PRODUITS « ACME QUALITY »
pour la protection
de charpentes et constructions métalliques



Kromik Metal Primer
Peinture à base de chrome.
Pouvoir couvrant supérieur
aux miniums ordinaires.

Metal Protective Paint.
Peinture à base de graphite
pour la couche de finition.

Jetcote « A »
Peinture anti-acide et hydro-
fuge, supérieure aux goudrons
ordinaires.

Siltex
Peinture à l'aluminium.

ACME QUALITY

Etablissements de Crane et Marsily

s. p. r. l.
2, avenue Reine-Elisabeth, ANVERS

INDUSTRIELS

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

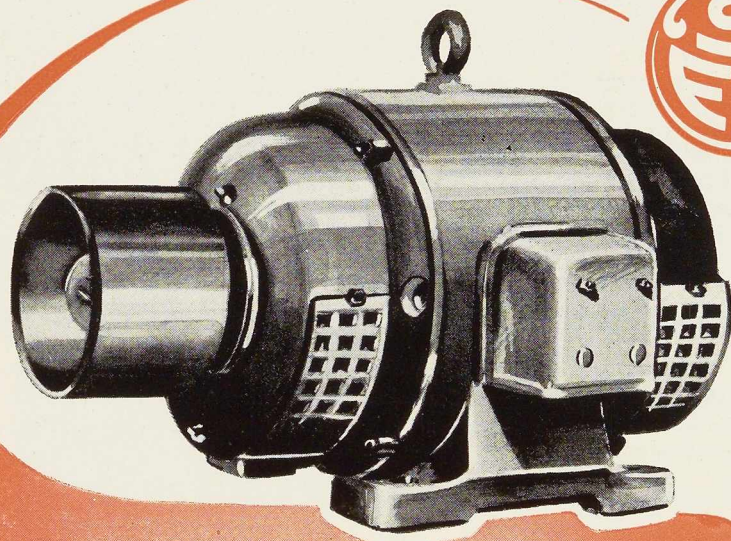


Spécialisé en
ÉLECTRICITÉ
MÉCANIQUE
THERMO - DYNAMIQUE
GÉNIE CIVIL

Se charge d'étudier
l'ORGANISATION
l'AMÉLIORATION
la TRANSFORMATION
l'AGRANDISSEMENT
de vos usines

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

MOTEURS



SEM

NOS BUREAUX DE VENTE :

BRUXELLES, 54, Chaussée de Charleroi - Tél. 37.30.50
GAND, 42, Dock - Tél. 576.01
ANVERS, 50, Rue Julien-Dillens - Tél. 728.53
LIEGE, 88, Boulevard de la Sauvenière - Tél. 162.05
CHARLEROI, 54, Avenue Gillieaux - Tél. 181.49
MONS, 264, Chemin de la Procession - Tél. 326.44
LUXEMBOURG, 41, Rue de Crécy - Tél. 38.64

TOUS NOS MOTEURS SONT LIVRABLES DE STOCK

Consultez-nous!



SEM

★
**NOS
 PRINCIPALES
 FABRICATIONS**

Département :
M E C A N I Q U E
 42, Dock, Gand - Tél. : 576.01
Moteurs Carels - Diesel
stationnaires, marins,
de traction
Machines
et turbines à vapeur
de toutes puissances

★
 Département :
E L E C T R I C I T E
I N D U S T R I E L L E
 42, Dock, Gand - Tél. : 576.01
 Moteurs
 Synchrones et Asynchrones
 Alternateurs
 Transformateurs Statiques
 Redresseurs Métalliques
 à Vapeur de Mercure
 Matériel de Traction
 Moteurs et Appareillages
 de Levage et de Manutention
 Transformateurs Statiques
 Contacteurs Automatiques
 Industriels
 Postes Statiques & Groupes
 convertisseurs de Soudure
 Equipements
 Electroniques Industriels, Etc.

★
 Département :
E L E C T R I C I T E
D O M E S T I Q U E
 54, ch. de Charleroi, Bruxelles
 Tél. : 37.30.50
 Toutes les Applications
 Domestiques de l'Electricité :
 Chauffage, Cuisine,
 Réfrigération, Aspirateurs,
 Cireuses, Lessiveuses, Etc.
 Conditionnement d'Air
 Eclairage
 Petit Matériel d'Installation, Etc.

Siège Social & Usines :
GAND (BELGIQUE)
42, Dock

Siège Administratif :
B R U X E L L E S
54, Chée de Charleroi



Editions du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier :

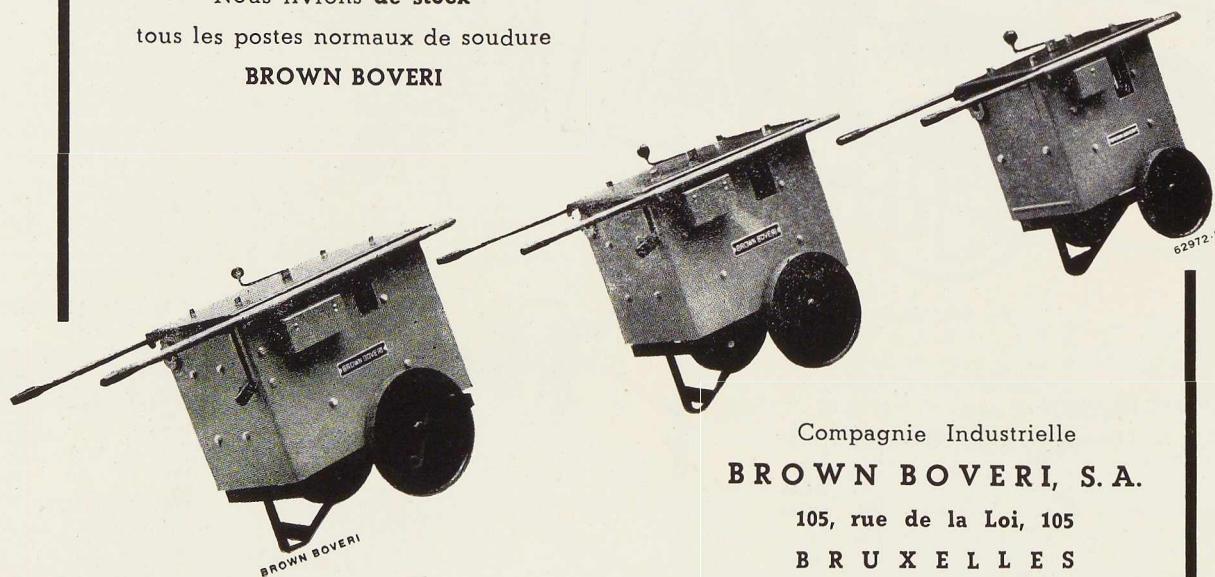
Catalogue des Profils laminés par les usines belges et luxembourgeoises	Fr. 100,—
Abaques et Tableaux pour le calcul rapide des constructions métalliques , par H. M. SCHNADT	épuisé
Tableaux pour le calcul rapide des poutres à âme pleine , par O. HOUBRECHTS	Fr. 150,—
Abaque général de flambage , par H. M. SCHNADT	Fr. 40,—
Album de Macrographies pour la réception des tôles et larges plats en acier calmé , par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 40,—
Essais spéciaux pour les aciers soudables , par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 50,—
Essai de Flexion , par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 10,—
Normes de qualité pour les aciers soudables , par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 30,—
Catalogue des Aciers pour constructions mécaniques , par la Commission Mixte des Aciers	Fr. 60,—
Calcul et exécution des constructions en poutrelles enrobées , par V. FORESTIER	Fr. 90,—

EN PRÉPARATION :

Calcul des fermes métalliques, par V. BATAILLE

Compte Chèques Postaux du C. B. L. I. A. : n° 340.17.

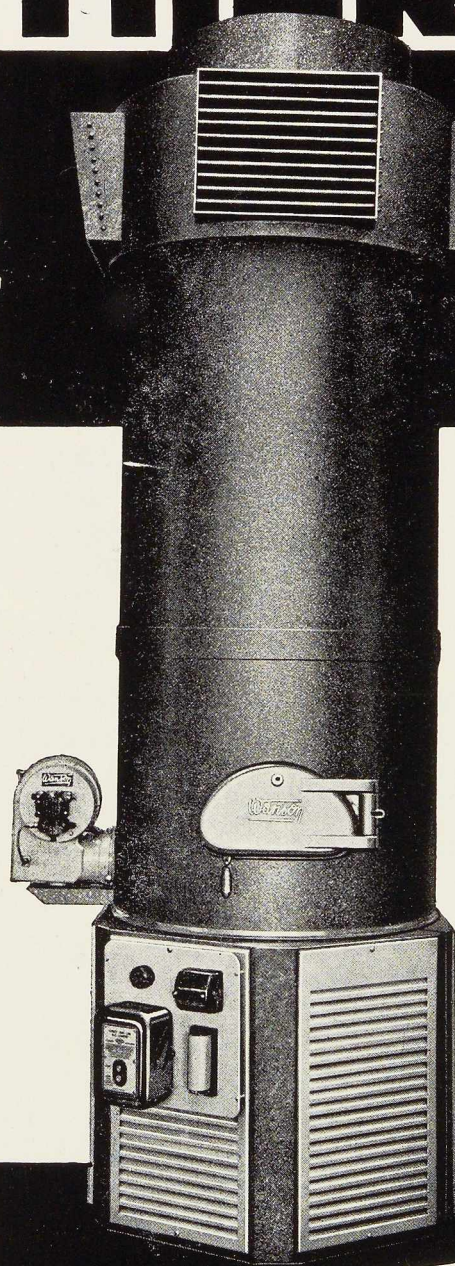
Nous livrons de stock
tous les postes normaux de soudure
BROWN BOVERI



Compagnie Industrielle
BROWN BOVERI, S. A.
105, rue de la Loi, 105
BRUXELLES
Téléphone : 11.80.34

THERMOBLOC

LE SYSTEME DE CHAUFFAGE REVOLUTIONNAIRE



Produit 135.000 calories utiles.

Rendement très élevé (82 à 85 o/o).

Fonctionne sans aucune surveillance.

Produit immédiatement la chaleur quand et où elle est nécessaire.

Occupe un espace minimum (moins d'un m²).

Aucun frais d'installation.

Aucun risque de gel.

Construit en série, d'où prix d'achat peu élevé.

Assure l'aération en été

Présentation particulièrement soignée.

ETABLISSEMENTS

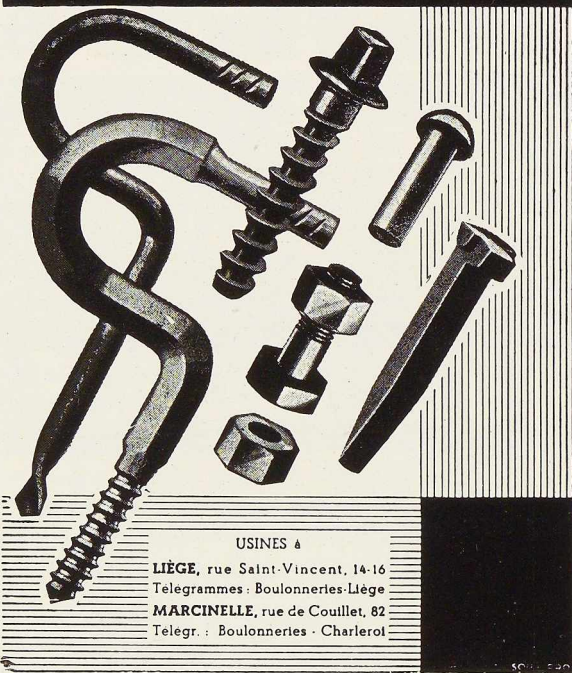
Wanson

222, Rue Royale • BRUXELLES • Tél.: 17.80.34
PARIS • LILLE • LAUSANNE • MILAN
AMSTERDAM • LISBONNE • NEW-YORK

Nous nous ferons un plaisir de vous envoyer, sur simple demande, notre notice détaillée.

CRÉATIONS FRANCIS DELANABE

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

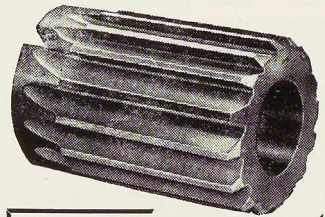


USINES à
LIEGE, rue Saint-Vincent, 14-16
 Telegrammes : Boulonneries-Liege
MARCINELLE, rue de Couillet, 82
 Teleg. : Boulonneries - Charleroi

PETITS OUTILS

pour mécaniciens

La série complète d'outils et d'accessoires mise sur le marché par Thos. W. WARD donnera exactement cette sécurité supplémentaire en service, d'une si grande importance pour maintenir les plans de production à la page.



Outils de filetage - Mandrins - Crampons - Plateaux diviseurs - Foreuses - Meules - Outils de tours - Fraises - Alésoirs - Calibres à affûter à forêt hélicoïdal - Verniers - Etau, etc.

Ecrivez-nous aujourd'hui pour les parties du catalogue des petits outils.

THOS W. WARD (BELGIUM) S.A.

8, LONGUE RUE DES CLAIRES
 ANVERS - BELGIQUE

TELEPHONES

228-47 - 228-51 ANVERS

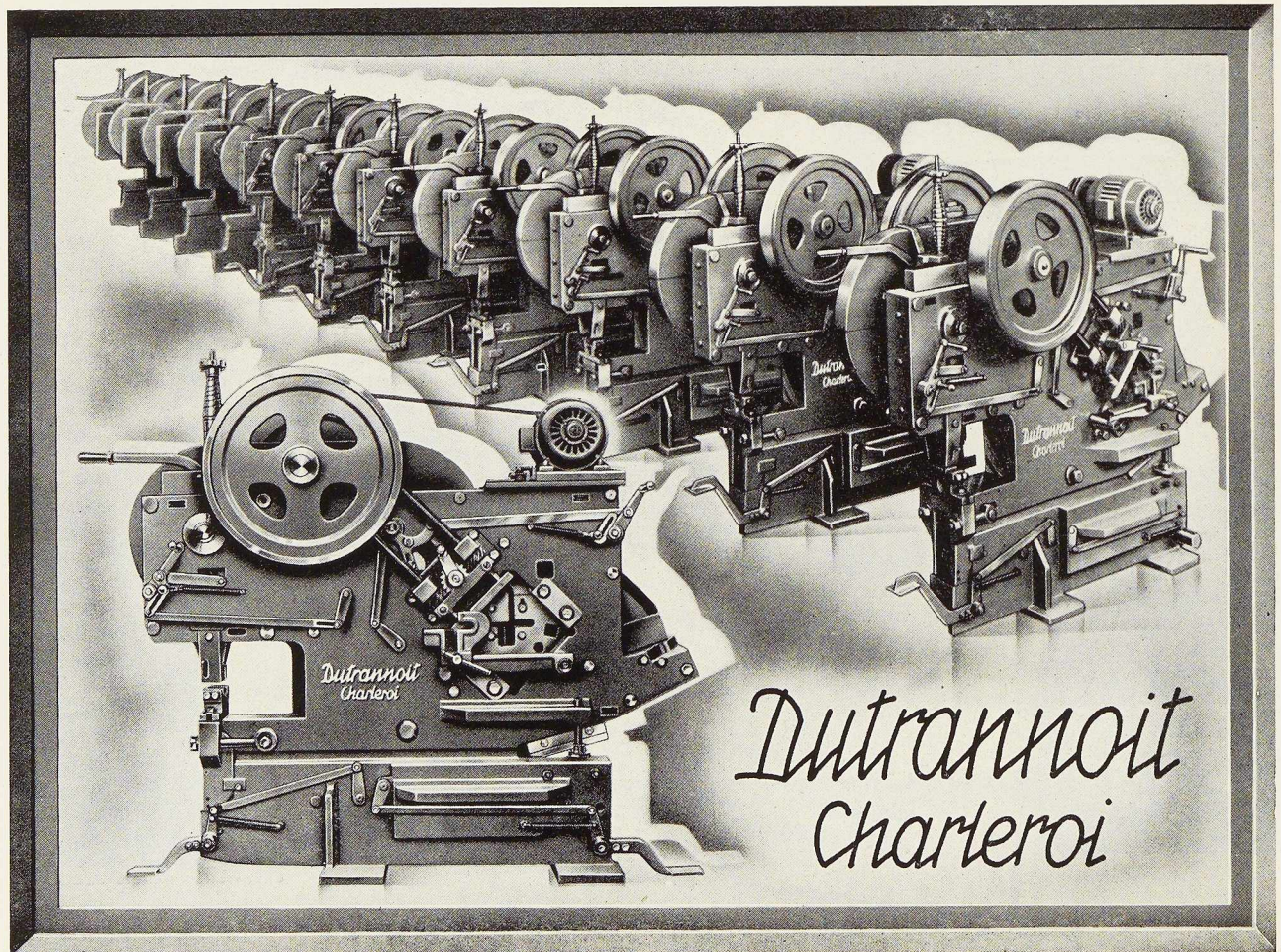


ADRESSE TELEGRAPHIQUE

WARDSMAN ANVERS

IMPORTATIONS

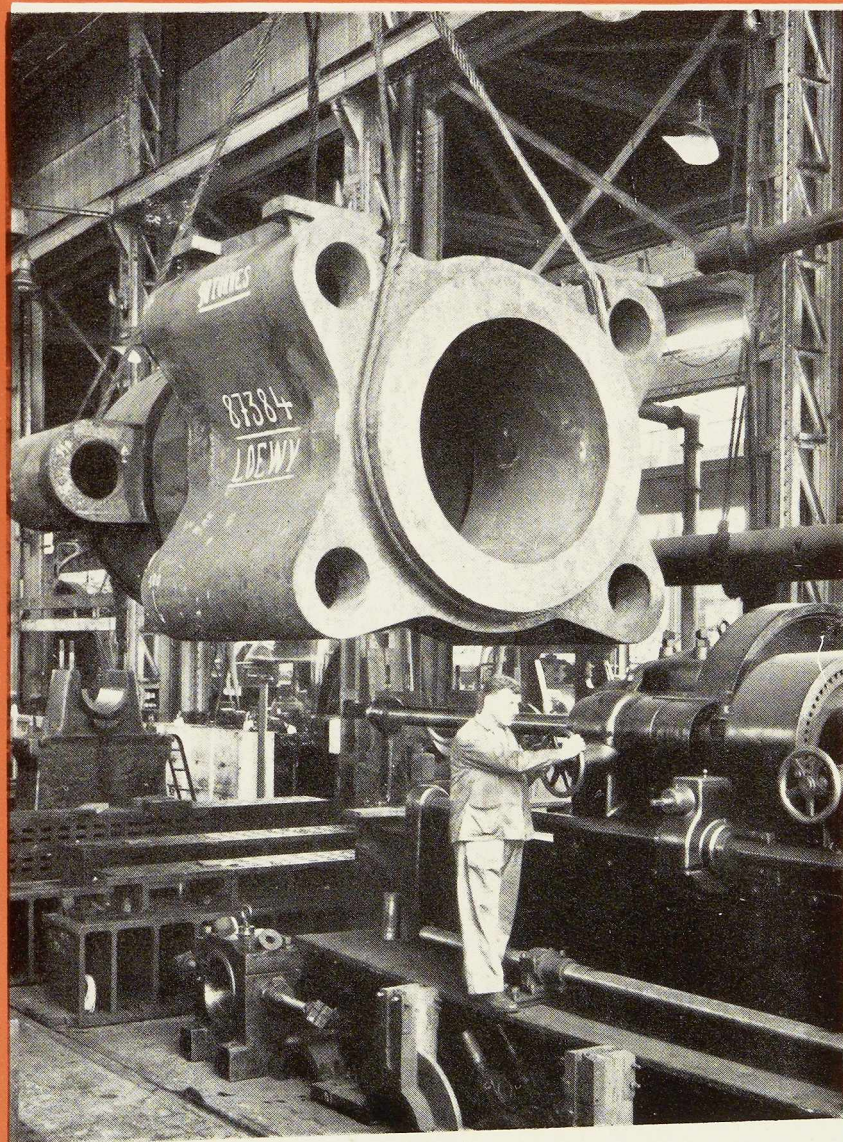
et les EXPORTATIONS



*Dutrannoit
 Charleroi*

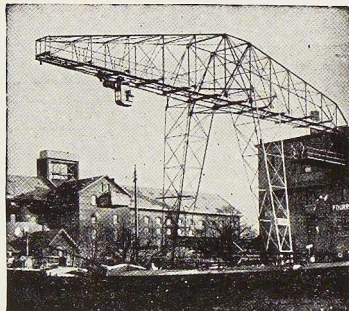
S.A. JOHN COCKERILL

S E R A I N G



Cylindre pour presse à filer de 5000 T^S (VUE A)

**MÉTALLURGIE * CONSTRUCTIONS MÉCANIQUES
& MÉTALLIQUES * CONSTRUCTIONS NAVALES ***



ATELIERS DE CONSTRUCTION P. BRACKE S. P. R. L.

30-40, Rue de l'Abondance, **BRUXELLES**

Tél. : 17.39.66

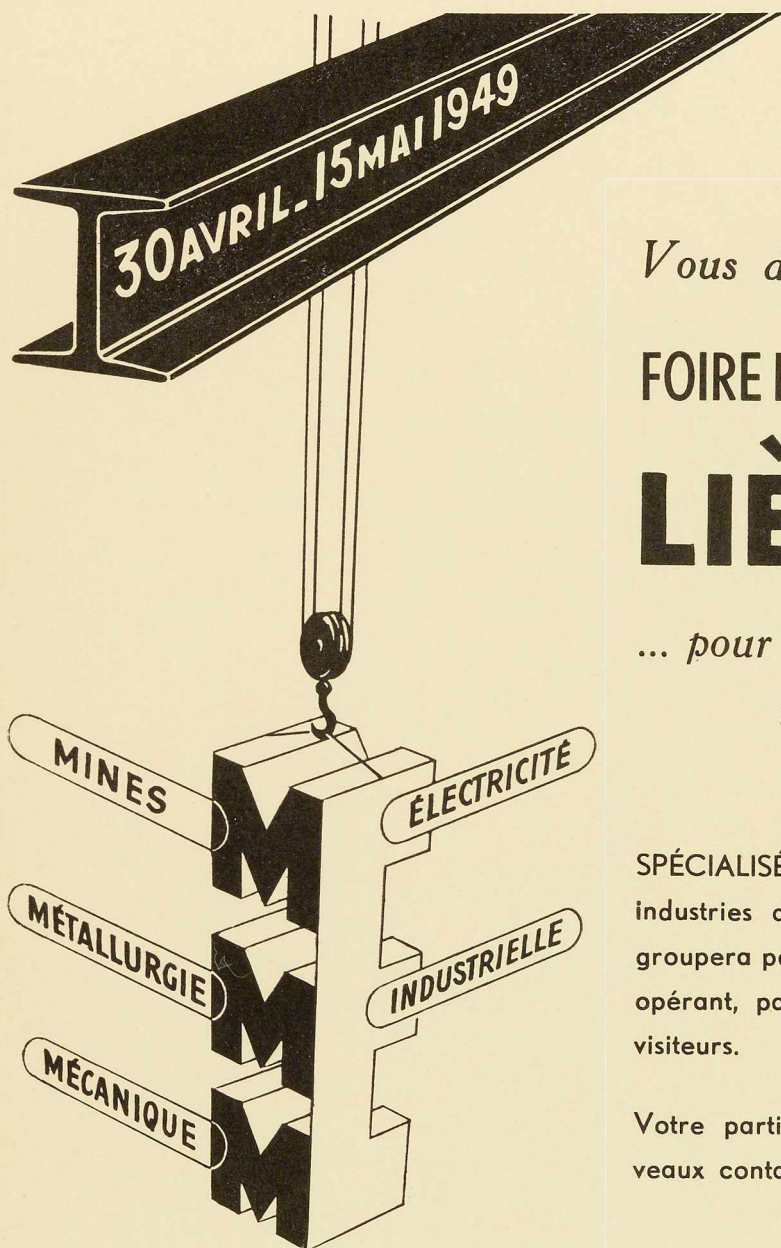
R. C. B. 303

**Ponts roulants, monorails
Charpentes, ossatures**

Palans - Treuils - Cabestans - Moufles TOUTES RÉPARATIONS

INDEX DES ANNONCEURS

A	Pages	J	Pages
A. C. M. T.	14	S. A. Ateliers de Construction Jambes	
L'Air Liquide	29	Namur	22
Arcos, « La Soudure Electrique Auto- gène »	7	Jouret	21
Ateliers Métallurgiques de Nivelles	33	L	
B		L. Leemans & Fils, S. A.	19
Baume et Marpent	13	Laminoirs de Longtain	11
B. E. I.	34	N	
J. Beeckmans, S. A.	32	Nobels-Peelman	30
Usines Gustave Boël	12	O	
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis	15	Ougrée-Marihaye, S. A.	27
Boulonneries de Liège et de la Blanchis- serie, S. A.	38	L'Oxydrique Internationale	17
P. Bracke	40	S	
Brown-Boveri, S. A.	36	S. E. M.	35
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve couv.	II	Siderur	31
C		Someba	6
P. & M. Cassart	2	Soudométal	20
C. B. L. I. A.	36	T	
Cockerill	39	Usines à Tubes de la Meuse.	10
Columeta	8-9	U	
D		Ucométal	24-25
Davum	23	V	
De Crane et Marsily	34	Ateliers Vanderplanck , S. P. R. L.	16
Alexandre Devis & C ^o	26-28	W	
Ateliers Dutrannoit	38	Etablissements Wanson	37
E		Thos. W. Ward (Belgium), S. A.	38
Société Métallurgique d'Enghien-Saint- Eloi couv.	IV	S. Wolf & C^{ie}	34
E. S. A. B.	5	Anciens Ets Paul Würth	18
F			
Foire Internationale de Liège couv.	III		



Vous devez exposer à la

FOIRE INTERNATIONALE DE **LIÈGE**

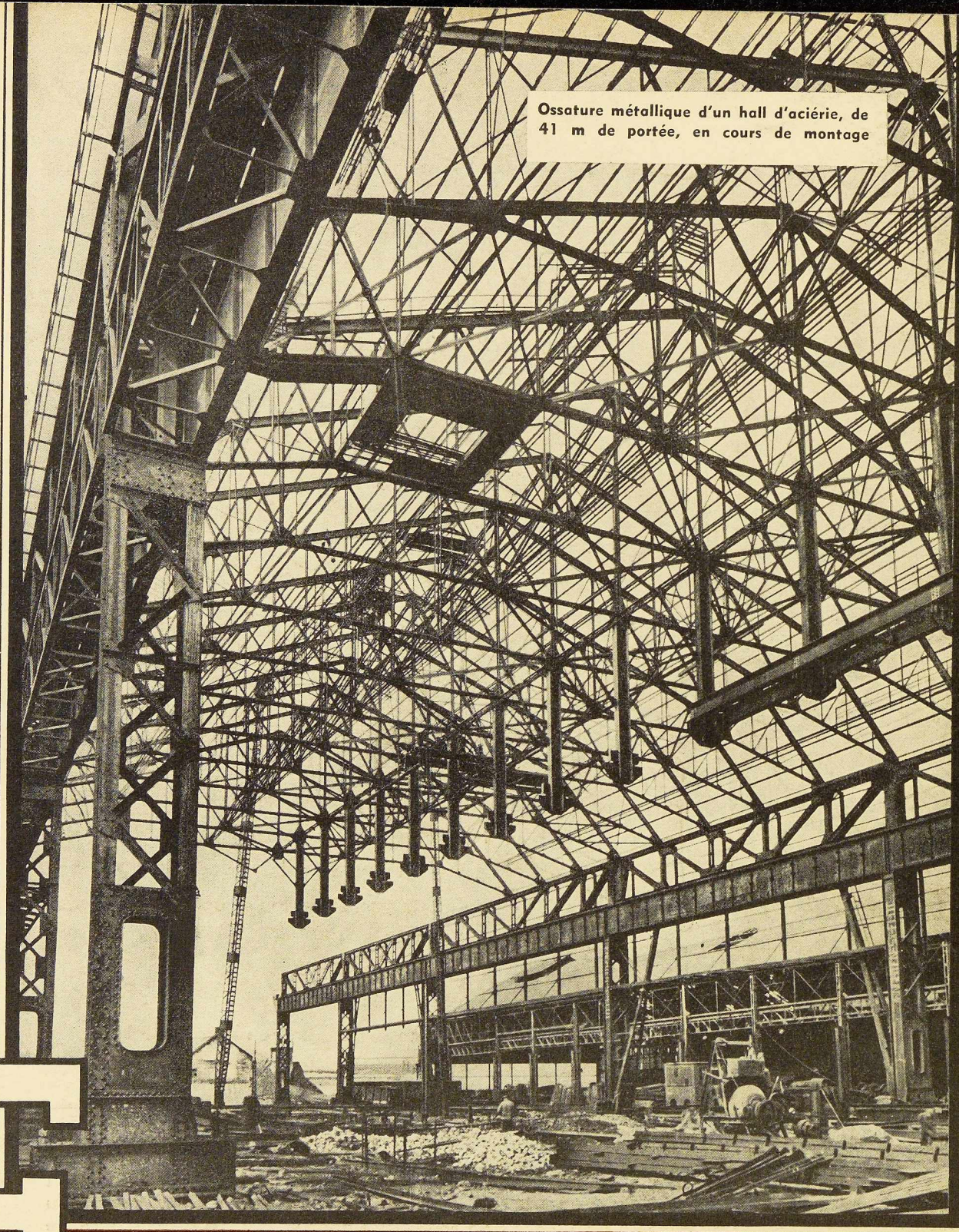
*... pour toucher les principaux
marchés d'exportation*

SPÉCIALISÉE dans la métallurgie et les industries de fabrications mécaniques, elle groupera pour vous les acheteurs étrangers, opérant, par sa formule, une sélection des visiteurs.

Votre participation vous assurera de nouveaux contacts d'un rendement certain.

DÈS AUJOURD'HUI, faites votre demande de participation, en mentionnant la nature exacte de vos fabrications ou produits. Écrivez au Service des Exposants, Foire Internationale de Liège, 32, boulevard de la Sauvenière, Liège, Belgique. Vous recevrez, par retour du courrier, la documentation nécessaire pour vous permettre de prendre une décision.

Ossature métallique d'un hall d'aciérie, de
41 m de portée, en cours de montage



*d'***E**
NGHIE**N-S'****ELOI**

SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE

SOCIÉTÉ ANONYME A ENGHIE N (BELGIQUE)
WAGONS ET VOITURES · PONTS ET CHARPENTES · APPAREILS DE LEVAGE · PRODUITS DE BOULONNERIE