



Prix du numéro : 6 Francs

3^E A N N E E

N° 9

SEPTEMBRE
1934

L'OSSATURE METALLIQUE

SOMMAIRE

Le pont « C » d'Herenthals sur
le Canal Albert.

Les ponts de Schooten sur le
Canal Albert.

Le grand hangar
pour dirigeable
de Sunnyvale (Californie).

Renforcement d'un chevale-
ment au charbonnage
« Wujek » (Pologne).

Le nouveau refuge-auberge
Victor-Emmanuel II
sur le Gran Paradiso.

La coupole du nouvel obser-
vatoire du Mont Locke.

Le pont de Pilsen.
Application de la plasticité
au calcul des systèmes hyper-
statiques.

C h r o n i q u e .
Ouvrages récemment parus.
Documentation
bibliographique.

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

STUDIO SIMAR-STEVENS

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

(ASSOCIATION SANS BUT LUCRATIF)

a été fondé le 12 janvier 1932

par les représentants autorisés de l'industrie sidérurgique
dans le but de développer et de promouvoir l'emploi de l'acier
dans tous ses domaines d'applications.

Conseil d'Administration

Président :

M. Eugène GEVAERT, Directeur Général Honoraire des Ponts et Chaussées ;

Vice-Président :

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

Membres :

M. Fernand COURTOY, Président et Administrateur délégué du Bureau d'Etudes Industrielles F. Courtoy (Soc. Coop.) ;

M. Arthur DECOUX, Directeur Général de la S. A. des Laminoirs, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de La Providence ;

M. Paul DEVIS, Président de la S. A. des Anciens Etablissements Paul Devis, Président de la Chambre Syndicale des Marchands de fer de Belgique ;

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

M. Léon GREINER, Administrateur-Directeur Général de la S. A. John Cockerill, Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries Belges ;

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

M. Ludovic JANSSENS DE VAREBEKE, Administrateur délégué, Président des Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Pelman, S. A.

M. Aloys MEYER, Directeur général des A. R. B. E. D., à Luxembourg ;

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

M. Fernand SENGLER, Administrateur délégué des Laminoirs et Boulonneries du Ruau, Président du Groupement des Transformateurs du Fer et de l'Acier de Charleroi ;

M. Jacques VAN HOEGAERDEN, Président de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, Président du Groupement des Hauts Fourneaux et Aciéries belges ;

M. Lucien WAUTHIER, Directeur-Gérant de la S. A. des Usines à Tubes de la Meuse, Président du Groupement des Usines Transformatrices du Fer et de l'Acier de la Province de Liège.

Direction

Directeur : Léon-G. RUCQUOI, Ingénieur des Constructions Civiles, Master of Science in C. E. ;

Secrétaire : Georges THORN, Licencié en Sciences Commerciales.

Liste des Membres du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier

ACIÉRIES BELGES

Angleur-Athus (Société Anonyme d'), à Tilleur-lez-Liège.
 Usines Gustave Boël, S. A., à La Louvière.
 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., La Croyère (Bois d'Haine).
 Laminoirs, Hauts Fourneaux, Forges, Fonderies et Usines de la Providence, S. A., à Marchienne-au-Pont.
 Usines Métallurgiques du Hainaut, S. A., à Couillet.
 Usines de Moncheret, S. A., à Acoz.
 Ougrée-Marihaye (Société Anonyme d'), siège social Ougrée.
 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-Dudelange (Arbed), S. A., et Société Métallurgique des Terres Rouges, 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, à Luxembourg.
 Usines de Rodange (Division d'Ougrée-Marihaye), à Rodange.

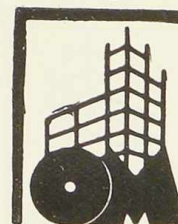
TRANSFORMATEURS

Laminoirs et Boulonneries du Ruau, S. A., à Monceau-sur-Sambre.
 Forges et Laminoirs de Baume, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
 Forges et Laminoirs de Jemappes, S. A., à Jemappes-lez-Mons.
 Tôleries Delloye-Matthieu, S. A., à Marchin (Huy).
 Laminoirs de Longtain, S. A., à La Croyère, Bois d'Haine.
 Usines Gilson, S. A., à La Croyère, Bois d'Haine.
 Usines à Tubes de la Meuse, S. A., à Flémalle-Haute.
 La Métal-Autogène, S. A., 490, rue Saint-Léonard, Liège.
 Laminoirs du Monceau, S. A., à Méry (Tilff-lez-Liège).
 Forges, Fonderies et Laminoirs de Nimy, S. A., à Nimy-lez-Mons.
 Tubes de Nimy, S. A., à Nimy-lez-Mons.

ATELIERS DE CONSTRUCTION

Angleur-Athus (Société Anonyme d'), à Tilleur-lez-Liège.

Société Anglo-Franco-Belge de Matériel de chemins de fer, à La Croyère.
 Ateliers d'Awans et Etablissements Français réunis, S. A., à Awans-Bierset.
 Baume et Marpent, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
 La Construction Soudée André Beckers, chaussée de Buda, à Haren.
 Ateliers de Construction Paul Bracke, 34-40, rue de l'Abondance, Bruxelles.
 John Cockerill, S. A., à Seraing-sur-Meuse.
 « Cribla », S. A. Construction de Criblages et Lavoirs à charbon, 31, rue du Lombard, Bruxelles.
 La Brugeoise et Nicaise et Delcuve, S. A., La Louvière.
 Compagnie Centrale de Construction, S. A., à Haine-Saint-Pierre.
 Ateliers Detombay, S. A., à Marcinelle.
 Ateliers Georges Dubois, à Jemeppe-sur-Meuse.
 Ateliers de la Dyle, S. A., Louvain.
 Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi, S. A., à Enghien.
 Ateliers de Construction de Jambes-Namur, S. A., à Jambes-Namur.
 Ateliers de Construction de Familleureux, S. A., à Familleureux.
 Ateliers de Construction de Hal, S. A., à Hal.
 Ateliers Emile Kas, avenue de Mai, 264-266, Woluwé-Saint-Lambert.
 Ateliers de Construction de Mortsel et Etablissements Geerts et Van Aalst réunis, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.
 Ateliers de Construction de Malines (Acomal), S. A., 29, Canal d'Hanswyck, à Malines.
 Ateliers du Nord de Liège, 5, rue Navette, à Liège.
 Les Ateliers Métallurgiques, S. A., à Nivelles.
 Anciens Etablissements Métallurgiques Nobels-Peelman, S. A., à Saint-Nicolas (Waes).
 Ateliers Métallurgiques et Chantiers Navals, S. A., 192, chaussée de Louvain, Vilvorde.
 Ougrée-Marihaye (Société Anonyme d'), Siège social Ougrée.
 Ateliers Arthur Sougniez Fils, 42, rue des Forgerons, à Marcinelle.
 Ateliers de Constructions de Soignies, S. A., Soignies.
 Chaudronneries A.-F. Smulders, S. A., à Grâce-Berleur-lez-Liège.
 Chaurobel, S. A., à Huyssinghen.
 « Sacoméi » S. A. de Constructions Métalliques et d'Entreprises Industrielles, 78, rue du Marais, à Bruxelles.
 « Soméba », Société Métallurgique de Baume S. A., rue Lecat, à La Louvière (Baume).
 Etablissements D. Steyaert-Heene, Ateliers de Constructions métalliques, Eecloo.



Ateliers de Constructions Mécaniques de Tirlémont, S. A., à Tirlémont.
 Ateliers de Construction et Chaudronnerie de Viesville, S. A., à Viesville-lez-Charleroi.
 Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck, à Willebroeck.
 Société Anonyme des Anciens Etablissements Paul Würth, à Luxembourg.

CHASSIS MÉTALLIQUES

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

MEUBLES MÉTALLIQUES

Maison Desoer, S. A., (meubles métalliques ACIOR), 17 et 21, rue Sainte-Véronique, Liège, et 16, rue des Boiteux, Bruxelles.
 Manufacture belge de Gembloux, S. A., 7 à 15, rue Albert, Gembloux.
 « SIDAM », Société Industrielle d'Ameublement, S. A., 46, rue de Stassart, Bruxelles.
 S. A. des Métaux Usinés, 8, rue de la Station, Jupille-lez-Liège.

SOUUDURE AUTOGÈNE

Matériel, électrodes, exécution

Electricité et Electro-Mécanique, S. A., 19-21, rue Lambert Crickx, Bruxelles.
 Electro-Soudure Autogène Belge (Esab.), S. A., 118, rue Stephenson, Bruxelles.
 Electro-Soudure Thermarc, S. A., 7, rue Gillkens, Vilvorde.
 L'Air Liquide, S. A., 31, quai Orban, Liège.
 La Soudure Electrique Autogène « Arcos », S. A., 58-62, rue des Deux Gares, Anderlecht-Bruxelles.
 L'Oxydrique Internationale, S. A. 31, rue Pierre Van Humbeek, Bruxelles.

MARCHANDS DE FER ET DE POUTRELLES ET COMPTOIRS DE VENTE DE PRODUITS MÉTALLURGIQUES

Individuellement :

Dayum, S. A. Belge, 4, quai Van Meteren, à Anvers.
 Ucométal (Union Commerciale Belge de Métallurgie), 24, rue Royale, Bruxelles.
 Anciens Etablissements Paul Devis, S. A., 43, rue Masui, Bruxelles.
 Oortmeyer, Mercken et C^{ie}, Société en commandite simple, 404-412, avenue Van Volxem, Bruxelles.
 Etablissements Geerts et Van Aalst réunis, S. A., à Mortsel-lez-Anvers.
 Etablissements Gilot Hustin, 14, rue de l'Etoile, à Namur.
 Métaux Galler, S. A., 22, avenue d'Italie, à Anvers.

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

Collectivement :

Groupement des Marchands de fer et poutrelles de Belgique, 2, rue Auguste Orts, Bruxelles.
 Chambre Syndicale des Marchands de fer, 2, rue Auguste Orts, à Bruxelles.

BUREAUX D'ÉTUDES ET INGÉNIEURS-CONSEILS

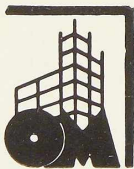
Bureau d'Etudes Industrielles Fernand Courtoy, Société Coopérative, 43, rue des Colonies, à Bruxelles.
 Bureau d'Etudes René Nicolai, quai des Etats-Unis, 16, Liège.
 MM. C. et P. Molitor, ingénieurs-conseils en construction métallique et soudure électrique, 5, boulevard Emile Bockstaël, à Bruxelles.
 M. Van der Haeghen, ingénieur-conseil, 20, avenue Michel-Ange, à Bruxelles.
 MM. J. Verdeyen et P. Moenaert, ingénieurs-conseils (A. I. Br.), Bureau Technique de Construction Moderne, 5, rue Jean Chapelié, Bruxelles.

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

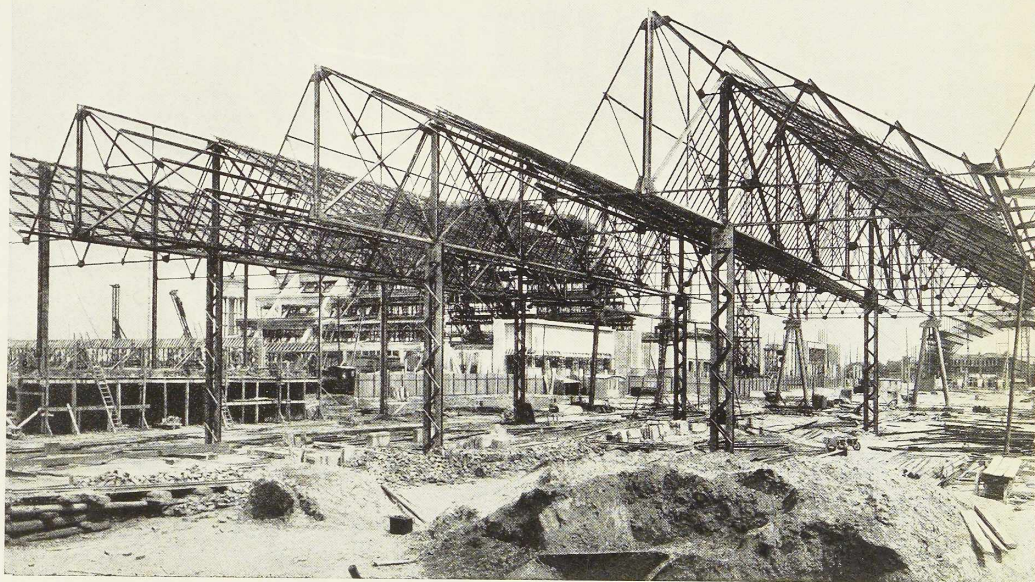
Briqueteries et Tuileries du Brabant, S. A., 21, rue de Mons, à Tubize.
 Etablissements Cantillana, S. A., rue de France, 29, à Bruxelles-Midi.
 Le Treillage Céramique Steengas, S. A., 12, avenue Saint-Ambroise, Dilbeek-Bruxelles.
 Tuileries et Briqueteries d'Hennuyères et de Wanlin, S. A., à Hennuyères.
 Les Planchers Christin, S. A., 3, place du Béguinage, Bruxelles.
 S. A. Westvlaamsche Betonwerkerij, 73, quai Saint-Pierre, Bruges.
 MM. Vallaëys et Vierin, Briques « Moler », 69, avenue Broustin, Ganshoren, Bruxelles, et 473, Grande Chaussée, Berchem-Anvers.
 Société Anonyme « Eternit », Cappelle-au-Bois (Malines).
 Farcométal (métal déployé), 57, rue Gachard, Bruxelles.
 France et C^{ie}, (isolation, acoustique), 8, rue de la Bourse, Bruxelles.

MEMBRES INDIVIDUELS

M. Bullin, Constructeur, 131, boulevard Saint-Michel, à Bruxelles.
 M. Eug. François, professeur à l'Université de Bruxelles, 155, rue de la Loi, Bruxelles.
 M. Jean François, membre associé de la firme François, rue du Cornet, à Bruxelles.
 M. César Geeraert, ingénieur, 124, avenue Albert, à Bruxelles.
 M. Eug. Gevaert, Directeur général honoraire des Ponts et Chaussées, 207, rue de la Victoire, Bruxelles.
 M. Van Hoenaeker, architecte, rue Vénus, 33, Anvers.



L'industrie
nationale
à
l'exposition
de
Bruxelles
1935



(Photo L'Epi Devolder)
Charpente Métallique du Musée de l'Art Ancien à l'Exposition Universelle de Bruxelles 1935.

Les charpentes métalliques du MUSEE DE L'ART ANCIEN, des HALLES LATÉRALES GAUCHE et DROITE et de la SALLE DES FETES sont entièrement peintes à la

Couleur anti-rouille
ACIERINE
fabriquée par les USINES
DE KEYN Frères

27, rue aux Choux, BRUXELLES (téléphone 17.40.30, 6 lignes)

Parmi les diverses couleurs soumises à l'analyse de l'OREX, la couleur ACIERINE a été retenue par le Comité de l'Exposition pour ses qualités de

résistance et d'anti-rouille

Telle est la valeur de l'ACIERINE présentée par DE KEYN Frères. Les autres produits de peinture fabriqués par DE KEYN Frères ne sont pas de moindre qualité.

Demandez échantillons, documentation et prix.

POUTRELLES GREY

A LARGES AILES ET FACES PARALLÈLES



SEUL FABRICANT EN EUROPE
HADIR-DIFFERDANGE
GRAND-DUCHÉ DE LUXEMBOURG

POUR OSSATURES
D'IMMEUBLES, PONTS
LIGNES ELECTRIQUES
ETC.

4 SERIES DE PROFILS

TYPE RENFORCE **DIR**

TYPE NORMAL **DIN**

TYPE A AILE MINCE **DIL**

TYPE A AILES MINCES **DIE**

ET TOUS PROFILS INTERMÉDIAIRES
RÉPONDANT A TOUS LES PROBLÈMES
DE LA CONSTRUCTION

Immeuble du Boerenbond à Anvers, au 25^e étage

AGENCE DE VENTE EN BELGIQUE
DAVUM SOC. ANONYME BELGE

4, QUAI VAN METEREN, ANVERS
TÉLÉGRAMMES: DAVUMPORT
TÉLÉPHONE: 299.13 à 299.17

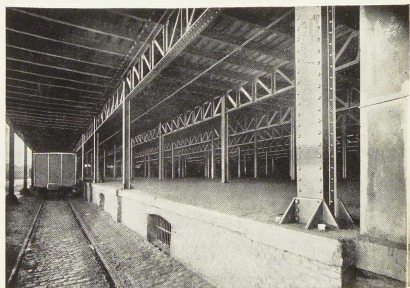
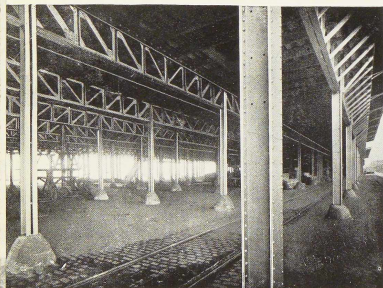
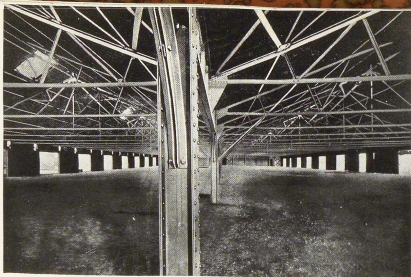


COCKERILL



MÉTALLURGIE
CONSTRUCTIONS
MÉCANIQUES ET
MÉTALLIQUES
CONSTRUCTIONS
NAVALES
CIMENT S
COULEURS & VERNIS

STUDIO SIMAR-STEVENS BRUXELLES



Quelques vues partielles des hangars du port de Gand dont les parties métalliques sont entretenues en bon état grâce à l'emploi de la

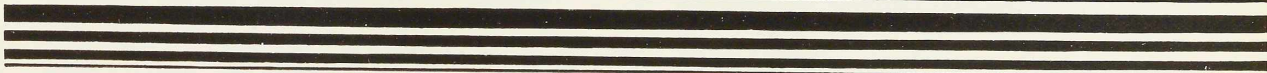
FERRILINE

FABRIQUÉE EN BELGIQUE PAR

LES FILS LEVY-FINGER

S. A. TÉL. : 26.39.60-26.43.07 - R. ED. TOLLENAERE, 32-34, BRUXELLES

SOCO BELGE



SOCIÉTÉ COMMERCIALE DE BELGIQUE

A

OUGRÉE



MONOPOLE DES VENTES POUR TOUS PAYS

de la production des Usines, Charbonnages, Minières et Carrières de la

S. A. D'OUGRÉE-MARIHAYE

(Divisions belges et luxembourgeoise)

des produits de la

SOCIÉTÉ BELGE DE L'AZOTE

S. A. DES FOURS A COKE DE ZEEBRUGGE

S. A. DES COKERIES DU MARLY

S. A. DES PRODUITS CHIMIQUES DU MARLY

S. A. DES LAMINOIRS D'ANVERS

S. A. DES FORGES, FONDERIES ET LAMINOIRS DE NIMY

des produits de

L'ENTENTE DES FABRICANTS BELGES DE FIL DE MACHINE

L'ENTENTE BELGE DE CLOUTERIES ET TRÉFILERIES

L'ENTENTE DES FABRICANTS BELGES DE FEUILLARDS ET BANDES A TUBES

ET POUR L'EXPORTATION

de la production des usines de la

S. A. DES HAUTS FOURNEAUX DE LA CHIERS

Usines de Longwy-Bas (M.-et-M., France), de Vireux-Molhain (Ardennes, France)
et de Blagny-Carignan (Ardennes, France)



TÉLÉPHONE : LIÈGE 308.30 et 328.30 (20 lignes)

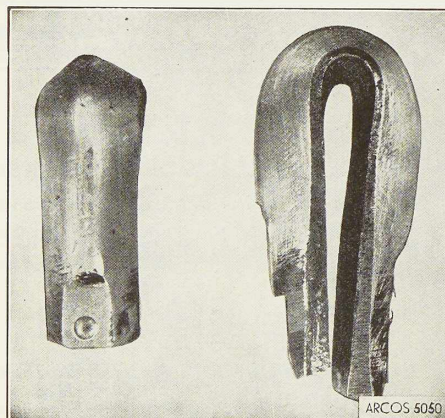
TÉLÉGRAMMES : SOCOBELGE-OUGRÉE

LES ELECTRODES

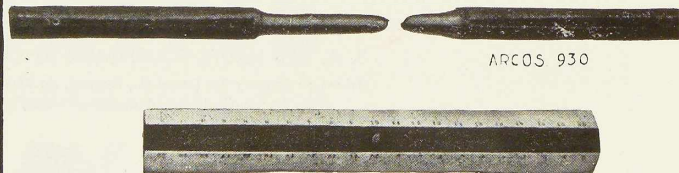
ARCOS

POUR LES SOUDURES

DUCTILES



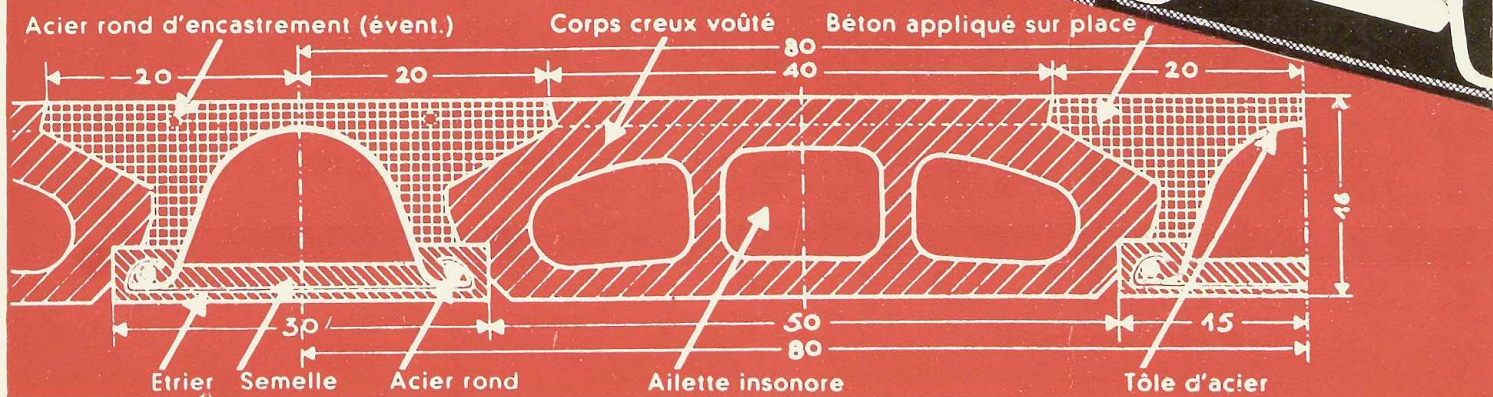
Le principe d'importance capitale qui veut que les soudures soient ductiles, a été défendu par ARCOS pendant des années. ARCOS qui a treize ans d'expérience dans les soudures ductiles de haute qualité, voit son point de vue confirmé par les théories modernes. Celles-ci prouvent mathématiquement que les soudures d'assemblage doivent être ductiles.



LE PLANCHER TUBACIER

158, boulevard Adolphe Max, BRUXELLES. Téléph. : 17.53.95
ARCHITECTES, INGÉNIEURS, PROPRIÉTAIRES !

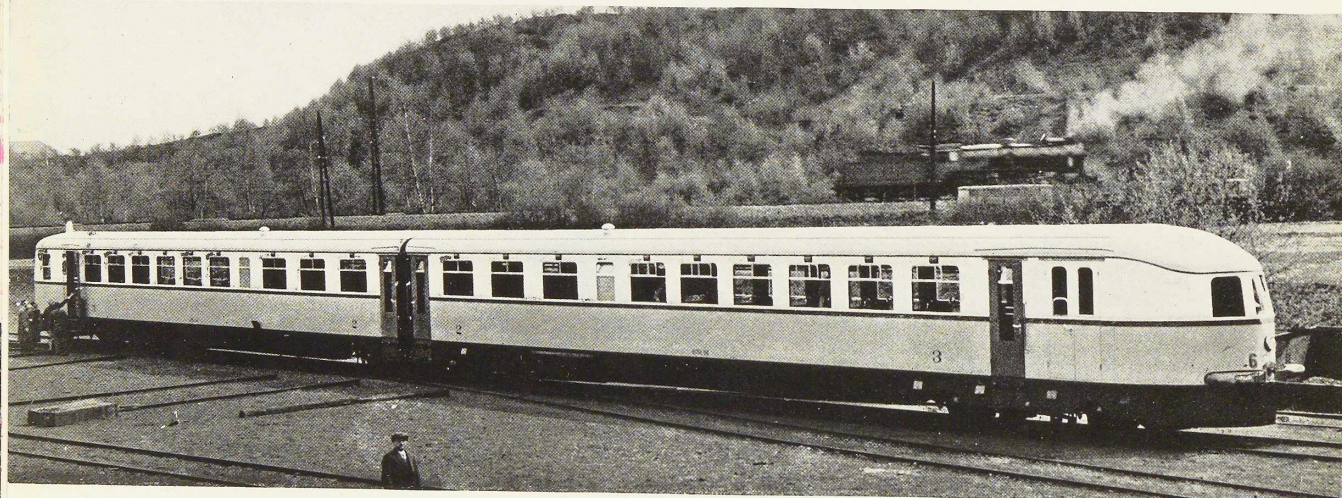
Songez que 90 % des appartements vides le sont
à cause de la sonorité excessive. Evitez cette
erreur par l'emploi du PLANCHER TUBACIER.
Toutes portées jusqu'à 12 mètres.



DEMANDEZ CATALOGUE S. F.

STUDIO SIMAR STEVENS BRUXELLES

LA NOUVELLE AUTOMOTRICE DES CHEMINS DE FER BELGES



PEINTE AVEC **C O L O R I N** DEPUIS A JUSQU'A Z

Il fallait un fini en tous points digne de ces superbes lignes aérodynamiques ! Il fallait surtout des émaux, laques et vernis capables de résister dans les conditions extraordinairement dures qui vont leur être imposées.

Les produits Colorin répondant supérieurement à ces deux exigences, il n'est donc pas étonnant qu'ils aient été adoptés par les constructeurs « La Brugeoise, Nicaise et Delcuve » à La Louvière, et approuvés par les ingénieurs de la Société Nationale des Chemins de fer Belges.

Voici la liste des produits Colorin utilisés dans ces superbes voitures - orgueil de notre Railway :

POUR L'EXTERIEUR. - Minium de plomb préparé Colorin. Enduit Endurex Colorin. Apprêt Endurex Colorin. 1^{re} couche de teinte Colorin. 2^e couche de teinte Colorin. Email à polir et email final des tons n° 58 (Bleu acier), 59 (Bleu voiture) et 60 (Beige) de la gamme Colorin.

POUR L'INTERIEUR. - Les sièges en bois naturel ont été recouverts de vernis mat Colorin.

POUR

VOS

FAÇADES

CLOISONS

COFFRAGES

ISOLATIONS

GITAGES

SOUS-TOITURES

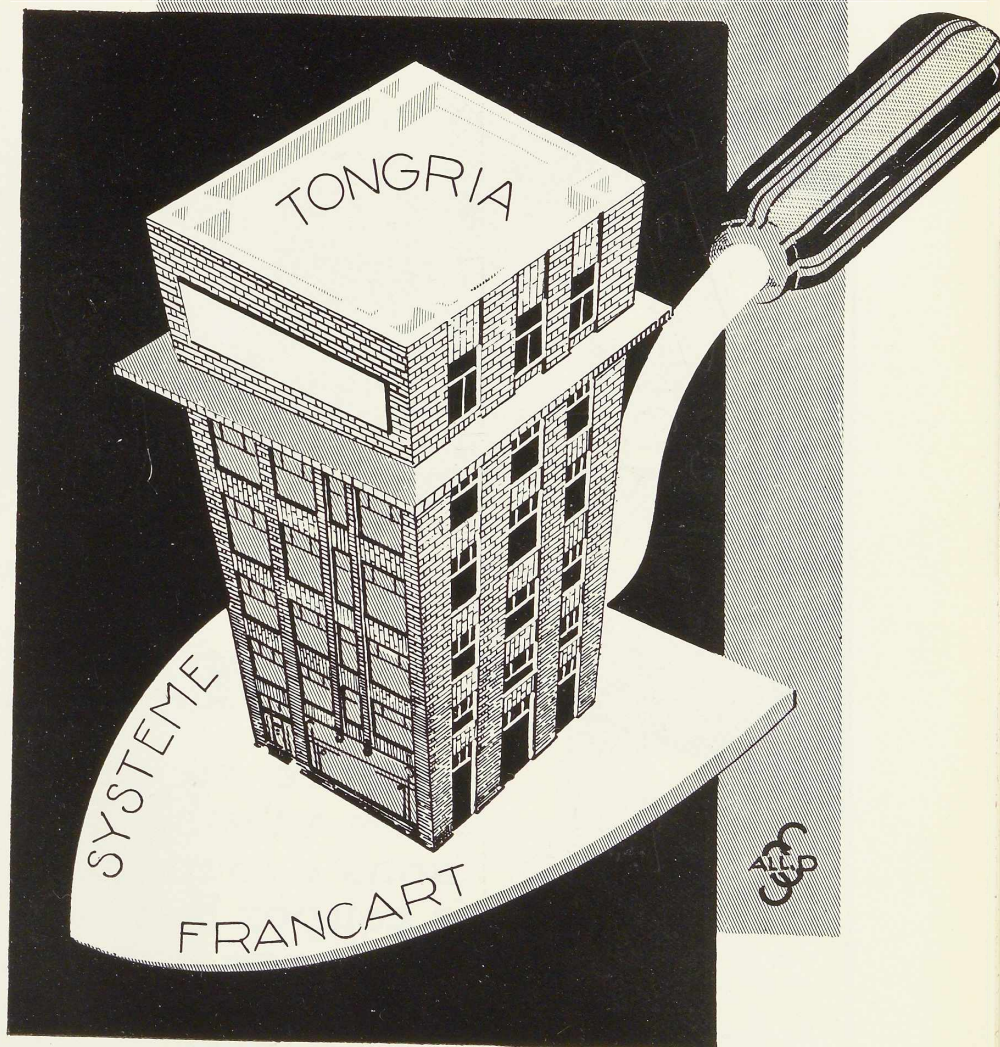
REVÊTEMENTS

SEUILS

ENSEIGNES

PLINTHES

CHEMINÉES

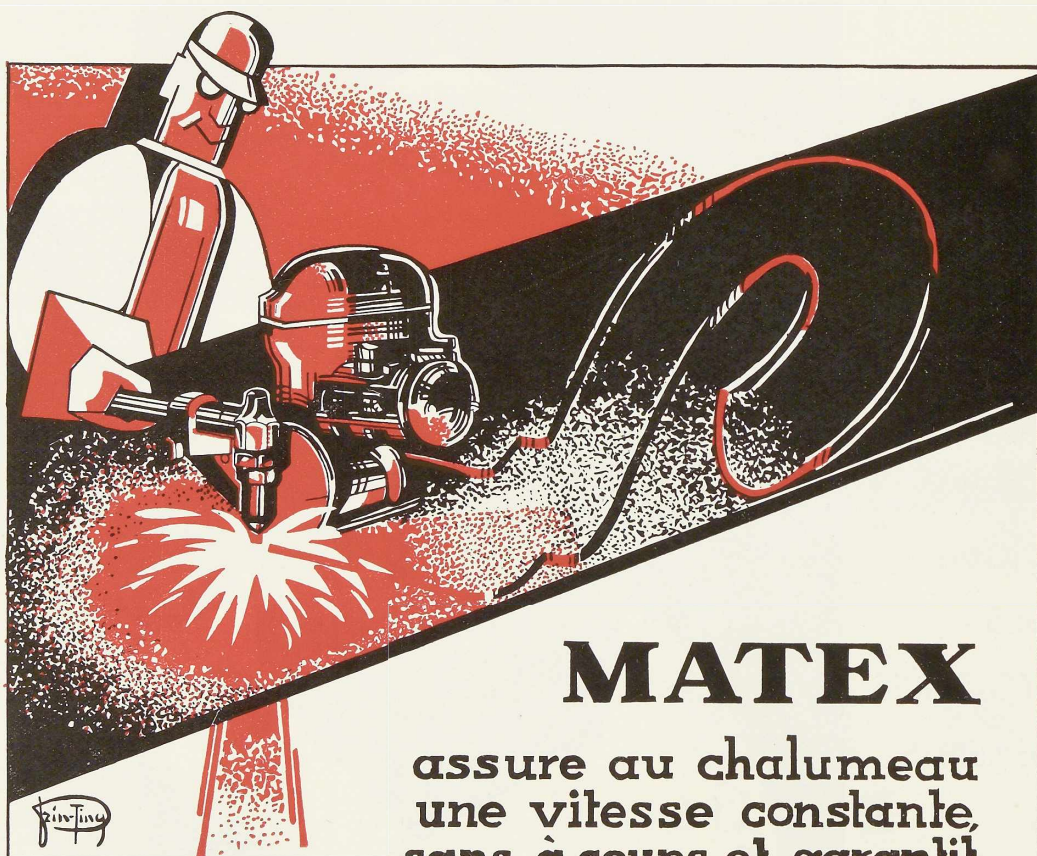


EMPLOYEZ DU **TONGRIA**
des Tuileries et Briqueteries Notre-Dame

SYSTÈME **FRANCART**

TONGRES

Studio Simar-Stevens Bruxelles

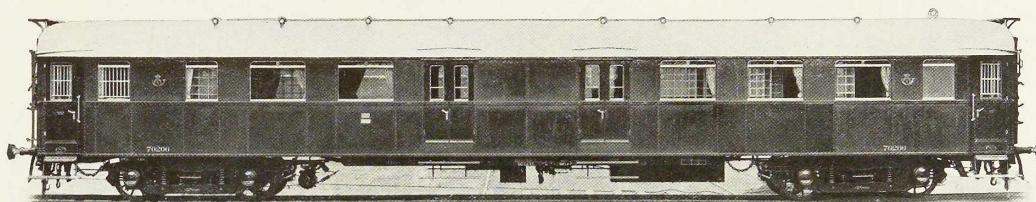


MATEX

assure au chalumeau
une vitesse constante,
sans à-coups, et garantit
des coupes très nettes qui
réduisent l'usinage au minimum

POUR TOUS RENSEIGNEMENTS S'ADRESSER A

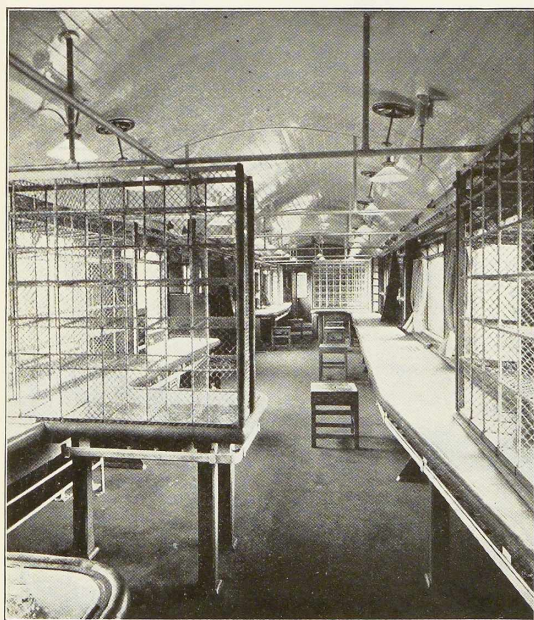
L'AIR LIQUIDE S.A. LIEGE.



Voiture postale de la S. N. C. F. B.

Société Métallurgique D'ENGHIEN SAINT-ELOI

Siège Social : ENGHIEU (Belgique)



Vue intérieure de la voiture postale

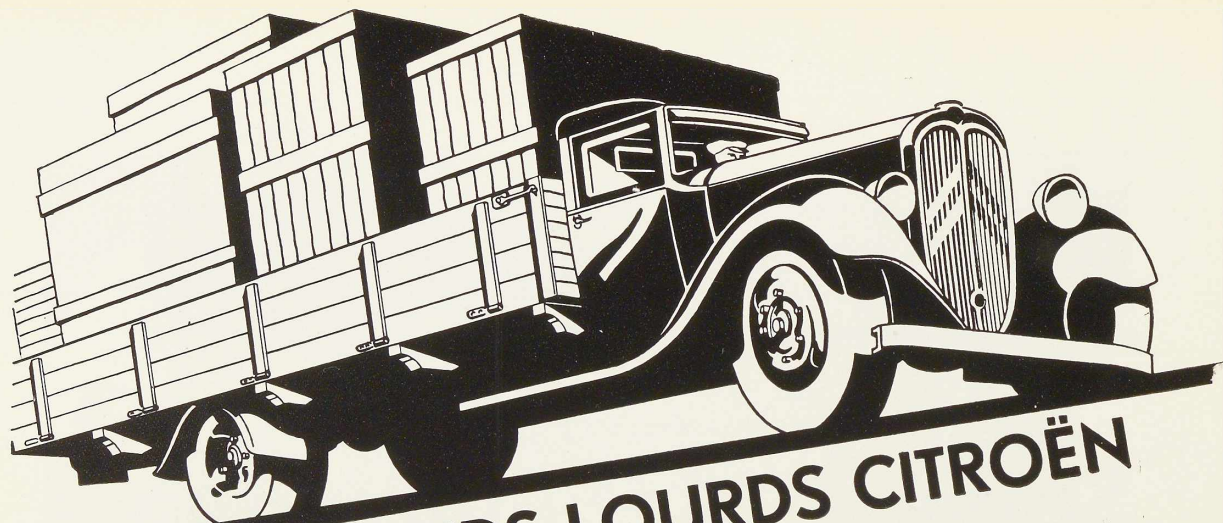
CHAUDRONNERIE

PONTS = CHARPENTES

BOULONS ET RIVETS

MATERIEL POUR CHEMINS DE FER

PONTS ROULANTS = MANUTENTION



LES POIDS LOURDS CITROËN

800 KGS.

Type idéal de la voiture de transport économique et rapide de moyenne puissance. MOTEUR FLOTTANT 4 cylindres 75 x 100. Boîte synchronisée à 3 vitesses, dont deux silencieuses. - Voie : 1 m. 42. Empattement : 3 mètres.

1.200 KGS.

Camion de moyenne puissance à dimensions suffisantes pour l'aménagement de carrosseries les plus variées. MOTEUR FLOTTANT 4 cylindres 75 x 100. Boîte à 4 vitesses et une marche AR. Pneus jumelés à l'AR. Voie : 1 m. 42. Empattement 3 m. 150. Longueur carrossable: 3 m. 420.

T. 29

Charge totale : 3.200 kgs. (carrosserie comprise)
Le camion disposant de la plus grande surface carrossable par rapport à tous les châssis de même catégorie. - Moteur 6 cylindres 75 x 100. - Boîte à 4 vitesses et une marche AR. - Pneus jumelés à l'AR.

Trois types de châssis :

Châssis normal : Voie, 1 m. 62; empattement, 3 m. 33.
Châssis long : Voie, 1 m. 62; empattement, 4 m. 25.
Châssis car (Pont surbaissé porteur) : Voie, 1 m. 70; empattement, 4 m. 30.

T. 45

Charge totale : 4.500 kgs. (carrosserie comprise)
Camion gros porteur représentant ce que l'outillage le plus moderne peut produire de plus parfait. - Moteur 6 cylindres 94 x 110. - Puissance 80 CV. à 2.500 tours minute. - Boîte à 4 vitesses et une marche AR. - Pneus jumelés à l'AR.

Trois types de châssis :

Châssis normal : Voie, 1 m. 800; empattement, 3 m. 600.
Châssis long : Voie, 1 m. 800; empattement, 4 m. 600.
Châssis car surbaissé : Voie, 1 m. 800; empattement, 5 m. 330.

CITROËN

Veuillez m'envoyer, par retour du courrier, et sans aucun engagement de ma part, votre catalogue P. L. N°14

NOM :

ADRESSE :

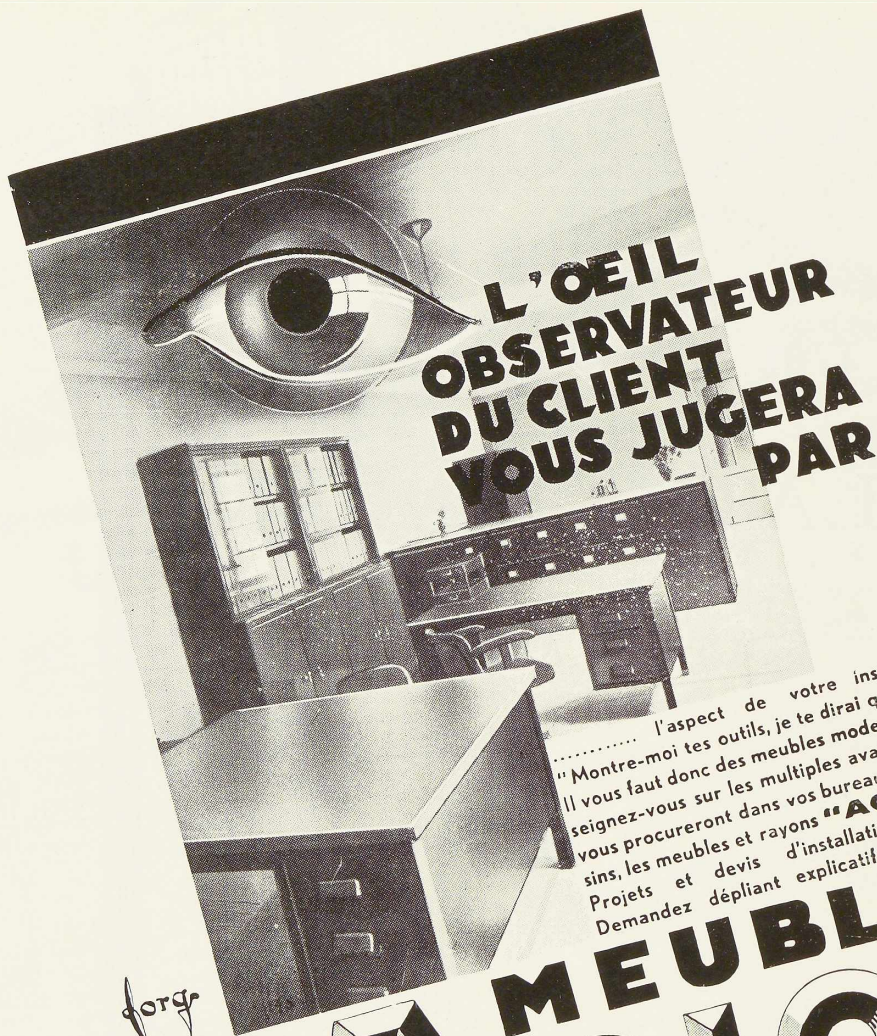
A découper et à envoyer à la Société Citroën Belge, Place de l'Yser, à Bruxelles.

ENTREPRISES
BLATON-AUBERT

SOCIETE ANONYME



4, Rue du Pavillon, BRUXELLES



**L'OEIL
OBSERVATEUR
DU CLIENT
VOUS JUGERA
PAR**

..... l'aspect de votre installation.
"Montre-moi tes outils, je te dirai qui tu es".
Il vous faut donc des meubles modernes. Renseignez-vous sur les multiples avantages que vous procureront dans vos bureaux ou magasins, les meubles et rayons "ACIOR". Projets et devis d'installation gratuits. Demandez dépliant explicatif n° 6.

doris
PHOTO
PIRON

**MEUBLES
ACIOR**

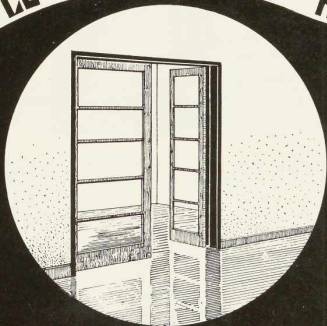
**FABRIQUÉ EN BELGIQUE PAR LA
MAISON DESOER**

**BRUXELLES, 16, rue des Boiteux - Tél. 17.28.40
LIEGE, 17, rue Sainte-Véronique - Tél. 149.00**

CHAMEBEL

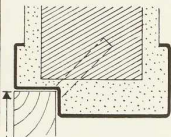
S.A. VILVORDE • TÉL. : 15.84.24.

LE CHAMBRANLE METALLIQUE

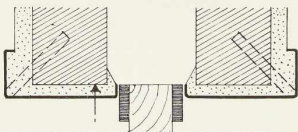
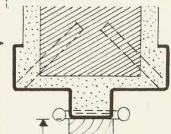


CONVIENT POUR
TOUS GENRES DE
PORTES POUR
TOUTE ÉPAISSEUR
DE MUR

POUR UNE PORTE ORDINAIRE.



POUR UNE PORTE VA ET VIENT.

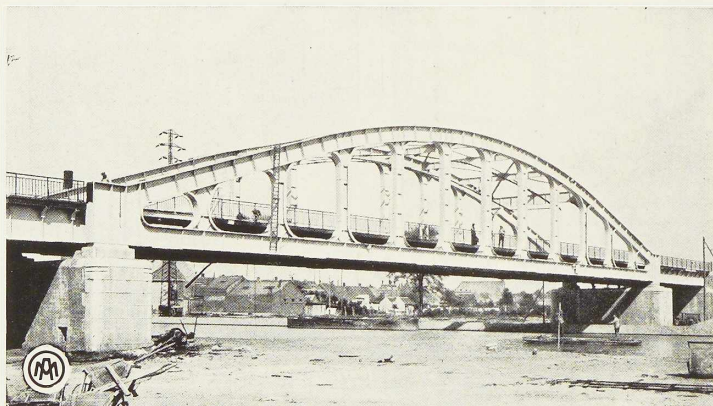


POUR UNE PORTE

GLISSANTE.



Le pont soudé de Schooten sur le Canal Albert.
Vue d'enfilade.



Vue d'ensemble du pont de Schooten.

Pour la construction soudée ou rivée de ponts fixes et mobiles (Vierendeel, Strauss, Scherzer, etc.), ossatures métalliques, transbordeurs, charpentes, grues, portes d'écluses, châssis à molettes, cages de mines, etc... vous avez intérêt à consulter les Ateliers Métallurgiques de Nivelles :

DIVISION PONTS ET CHARPENTES

dont l'expérience, l'outillage et la formidable capacité de production sont un garant sûr d'une exécution parfaite.



S.A.
LES ATELIERS METALLURGIQUES
NIVELLES - BELGIQUE

Universiteit te Gent
 Boekerij
 der
 Bijzondere Scholen
 Universiteit de Gand
 Bibliothèqe
 des
 Classes Spéciales

L'OSSATURE METALLIQUE

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

3^e ANNÉE · N° 9 · SEPTEMBRE 1934 · LE NUMÉRO, 6 FRANCS

Abonnements : Belgique et Grand-Duché de Luxembourg : 1 an, 40 francs
 Étranger : 1 an, 70 francs (14 belgas)

54, RUE DES COLONIES, BRUXELLES. TÉLÉPHONE : 17.16.63 (2 lignes). CHÈQUES POSTAUX : 34.017

Sommaire

Le pont « C » d'Hérenthals sur le Canal Albert, par A. Spoliansky . . .	pages 407
Les ponts de Schooten sur le Canal Albert, par A. Braeckman et A. Van Gaver	414
L'esthétique des ponts en acier	420
Le grand hangar pour dirigeables de Sunnyvale (Californie), par R. E. Thomas	421
Renforcement d'un chevalement au charbonnage « Wujek » (Silésie- Pologne), par St. Bryla	428
Le nouveau refuge-auberge Victor-Emmanuel II sur le Gran Paradiso	435
La coupole du nouvel observatoire du Mont Locke	439
Le pont de Pilsen	442
La transformation d'une façade, chaussée de Charleroi à Bruxelles	444
Applications de la plasticité au calcul des systèmes hyperstatiques, par J. Verdeyen	445
Chronique	454
Ouvrages récemment parus	455
Documentation bibliographique	458

Le pont « C » d'Hérenthals sur le Canal Albert Le premier pont entièrement soudé construit en Belgique

par **A. Spoliansky,**

Ingénieur A. I. Lg.,

Chef du Service des Etudes de la Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi

Le pont-route, dit pont « C » d'Hérenthals, sur le Canal Albert (1), comporte

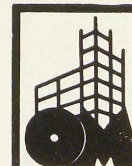
une travée centrale à poutres Vierendeel paraboliques de 57^m375 de portée et

(1) La construction de ce canal, destiné à relier entièrement en territoire belge la Meuse à l'Escaut entre Liège et Anvers, fut entamée en 1930. Le tirant d'eau du canal sera de 5 mètres, sa largeur au plafond de 26 mètres. La mise en ser-

vice de cette nouvelle voie d'eau de 122 km de longueur est prévue pour 1937. Le coût total de l'ouvrage sera de l'ordre d'un milliard et demi de francs.

N.D.L.R.

407



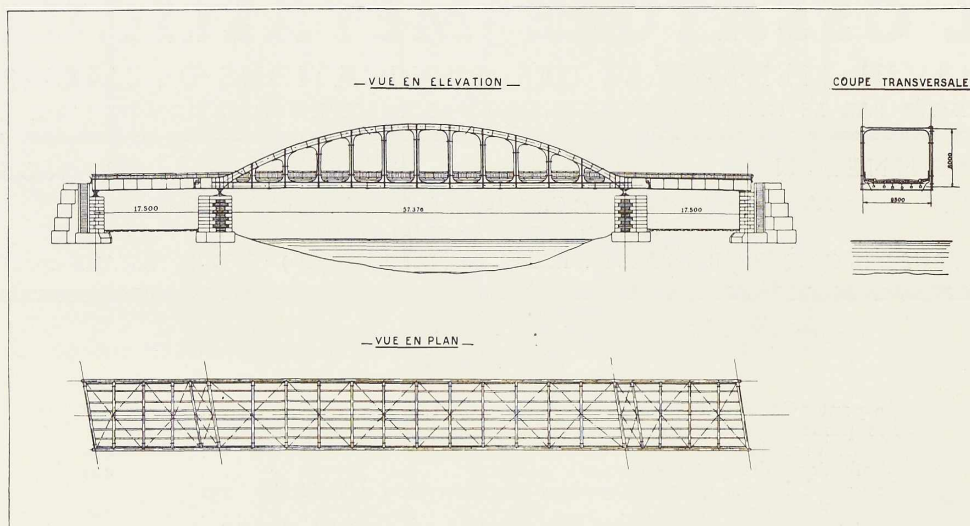


Fig. 442. Elévation vue en plan et coupe du pont « C » d'Hérenthals.

Ce pont est calculé suivant les prescriptions du cahier des charges 55 de 1933. Il doit pouvoir porter un convoi routier composé de 2 trains de 32 tonnes et alternativement une surcharge de foule de 400 kg par m². Le coefficient de choc imposé est de 1,5.

deux travées d'approche indépendantes de 17^m500. C'est le premier pont construit en Belgique dont tous les assemblages, tant ceux exécutés en atelier que ceux soudés sur le chantier, ont été réalisés par soudure.

Il a été étudié et construit par la Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi.

Depuis la construction du pont de Lanaye ⁽¹⁾, qui fut le premier pont pour lequel l'Administration des Ponts et Chaussées ait admis l'emploi de la soudure, l'évolution dans la conception des ponts soudés a été considérable. Le pont de Lanaye, construit par soudure en atelier et assemblé par rivure sur le chantier, a été mis en service il n'y a guère plus d'un an et demi. Il fit

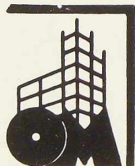
époque lors de son érection. Et pourtant, comparé au nouveau pont d'Hérenthals, il apparaît déjà comme un type ancien, nous allions dire désuet ! C'est, en effet, que la différence entre les deux ponts ne provient pas seulement de leurs modes d'assemblage; des modifications profondes intéressant tous les éléments, ont été apportées dans la conception même de l'ouvrage. Ce sont ces différences que nous ferons principalement ressortir dans l'étude qui va suivre.

*
* *

Le pont « C » d'Hérenthals a été mis en adjudication par les Ponts et Chaussées en 1932, d'après un projet en construction rivée établi par M. Vierendeel.

La travée centrale de 57^m375 de portée

⁽¹⁾ Voir la description de ce pont dans l'*Ossature Métallique*, n° 2, 1933, pp. 57-58.



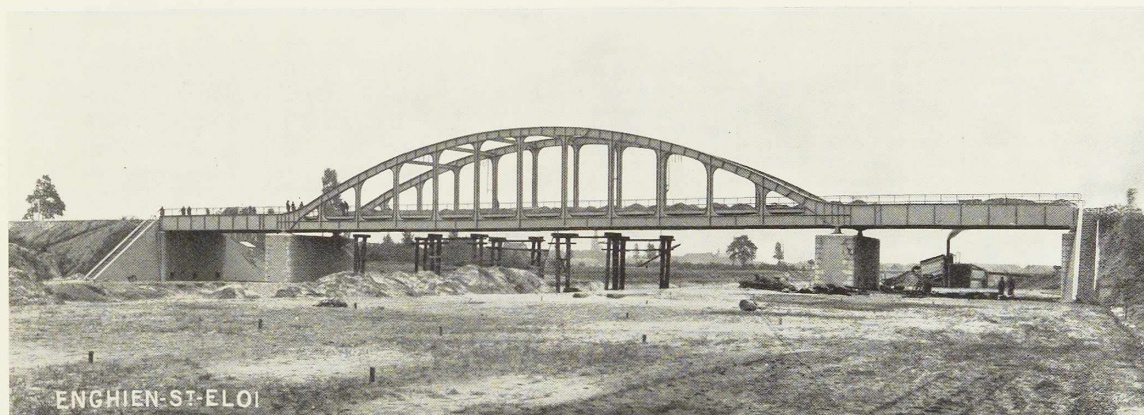


Fig. 443. Le pont « C » sur le Canal Albert à Hérenthals, à poutres Vierendeel, entièrement soudé. L'obligation de maintenir la circulation routière entre les deux régions séparées par le futur canal a nécessité la construction de ce nouveau pont avant le creusement de la cunette.

comportait deux poutres paraboliques sans diagonales à 10 panneaux. Au point de vue constitutif le pont était une réplique fidèle du pont de Lanaye : platelage en béton sans longrines, entretoises en nombre double de celui des nœuds, montants raidis par des étaçons, contreventement supérieur d'un volume imposant.

Dans son contre-projet soudé, la Société d'Enghien-Saint-Eloi avait remanié cette conception du pont en l'adaptant aux nécessités et aux possibilités d'un ouvrage complètement soudé.

L'indépendance des travées d'approche fut supprimée et des rotules furent prévues à 3 mètres environ des appuis de la travée centrale. De cette manière la portée de ces travées fut diminuée d'une manière considérable.

Les travées d'approche exécutées en poutres à âme pleine de 1^m500 de hauteur ont été expédiées d'une pièce sur le chantier.

L'influence sur la travée centrale des rotules disposées dans les travées latérales se traduit par une diminution de la compression dans la bride supérieure et de la trac-

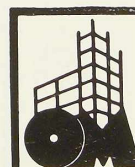
tion dans la bride inférieure ; par contre les moments de flexion se trouvent augmentés dans tous les éléments, en particulier dans les montants, par suite de la présence d'un effort tranchant supplémentaire.

Moyennant le choix de proportions adéquates on a réussi toutefois à obtenir également une réduction du poids de la travée principale.

La travée centrale a été prévue en 12 panneaux. Le pont étant biais il était intéressant de réduire le plus possible la différence de hauteur des montants, afin de permettre de disposer aisément et sans nuire à l'esthétique les contreventements supérieurs.

Il est en général peu commode de réaliser un contreventement supérieur rigide et esthétique pour un pont biais. Aussi a-t-on décidé de soutenir la membrure supérieure par des cadres transversaux rigides là où le gabarit de la chaussée le permettait et par des demi-cadres rigides aux extrémités.

Dans le pont « C » d'Hérenthals les mon-



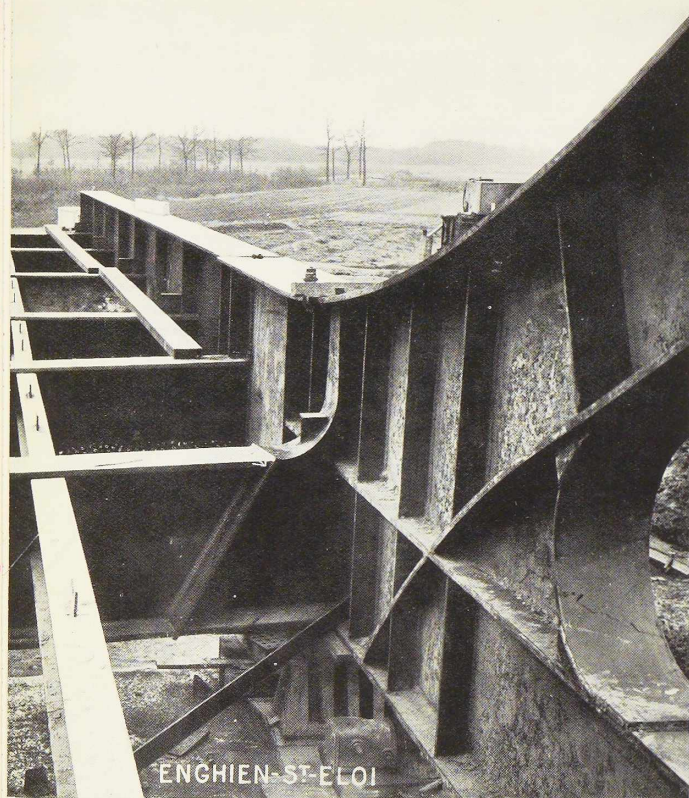


Fig. 444. Détail de l'assemblage par soudure d'une pièce de pont au longeron. Le joint se fait par soudure sur une plaque inclinée soudée en atelier sur une amorce faisant corps avec le longeron.

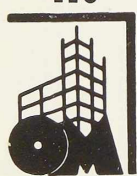
tants des poutres Vierendeel ont une double mission à remplir : dans le plan de la poutre ils sont un élément constitutif des maîtresses-poutres ; dans le plan perpendiculaire ils constituent, avec les entretoises supérieures et les pièces de pont, des cadres rigides de contreventement. Pour ce motif on a donné aux montants une section en forme de croix (fig. 445).

L'assemblage des montants, dans le plan transversal, tant avec les pièces de pont qu'avec les entretoises supérieures est fait au moyen de goussets largement conditionnés comportant une semelle courbe de raccord. En outre ce système de contreventement permet de réaliser une solidarité sérieuse du longeron avec le tablier.

Cette solution du problème, dictée en partie par des considérations d'ordre esthétique, n'est évidemment pas des plus légères. En fait, les contreventements du pont « C » ont été sensiblement plus lourds que ceux prévus par le projet de l'Admi-

Fig. 445. Détail d'un des longerons. On remarque les plats transversaux disposés dans le montant au droit des joints à réaliser sur chantier. Ces plats, soudés en atelier sur la section supérieure d'about de la pièce à assembler, évitent entièrement toutes soudures au plafond lors du montage. La bride inférieure de la poutre Vierendeel est une poutrelle GREY DIE 850, la bride supérieure est une poutre soudée composée d'une âme de $670 \times 11,5$ et de semelles de 500×29 .

410



nistration et que ceux du pont de Lanaye.

Sans vouloir nous étendre sur la question de leur plus grande efficacité, nous ferons remarquer que pour un pont droit, tel que le pont « A » d'Hérenthals ⁽¹⁾, la même Société a pu concevoir et réaliser un contreventement par cadres rigides des plus légers et qui possède la même efficacité qu'un contreventement par croix de Saint-André.

Dans la constitution du montant et dans sa liaison avec les entretoises des modifications profondes ont été réalisées au pont « C » d'Hérenthals :

⁽¹⁾ Ce pont, actuellement en cours de montage, fera l'objet d'une description dans un prochain numéro de l'Ossature Métallique.

Au Pont de Lanaye : les montants sont à simple section en I, on a eu recours à des étaçons extérieurs au droit de chaque montant, les entretoises et par conséquent le tablier sont indépendants des montants.

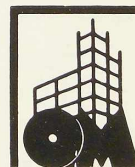
Au Pont « C » d'Hérenthals : les montants ont une section en croix, il n'y a pas d'étaçons et le raccord avec les entretoises est continu.

Dans le plan des poutres Vierendeel, les goussets des montants ont des dimensions très réduites, 1 mètre de rayon. (A comparer à ceux du pont de Lanaye qui avait 1^m750 de rayon.)

Signalons que pour le tablier on a préféré au projet primitif la solution normale des entretoises localisées seulement au



Fig. 446. Vue du pont prise d'enfilade, à l'achèvement du montage.
Les pièces du pont sont des poutrelles GREY DIE 850. Les plats soudés de champ sur les longrines sont destinés à servir d'ancrage à la dalle en béton armé supportant la chaussée.



droit des nœuds et réunies par des longrines (voir fig. 446).

Malgré l'adjonction des longrines, malgré la perte en poids dans les contreventements supérieurs, l'ensemble de l'ouvrage a été de près de 20 % plus léger que le projet de l'Administration. On a pu, en outre, grâce aux longrines, diminuer légèrement l'épaisseur de la dalle en béton.

Il n'y a rien de spécial à signaler au sujet des joints soudés en atelier, de leur disposition et de leur exécution, si ce n'est que de par la constitution même du pont, il y eut en certains endroits, notamment aux nœuds, des grandes quantités de cordons de soudure. L'exécution de cordons de soudure importants et rapprochés présente de grosses difficultés; nous croyons utile d'attirer l'attention sur le fait que seuls des Ateliers possédant à fond la technique du métier peuvent réaliser ces soudures sans déformations thermiques appréciables et sans défauts de qualité.

Les assemblages soudés sur chantier

Pour ce qui est des joints soudés au montage, il a fallu créer toute une nouvelle technique.

A part les longrines qui ont été soudées directement aux entretoises, tous les assemblages à souder au montage ont comporté un plat transversal sur lequel sont soudés les abouts des sections à assembler.

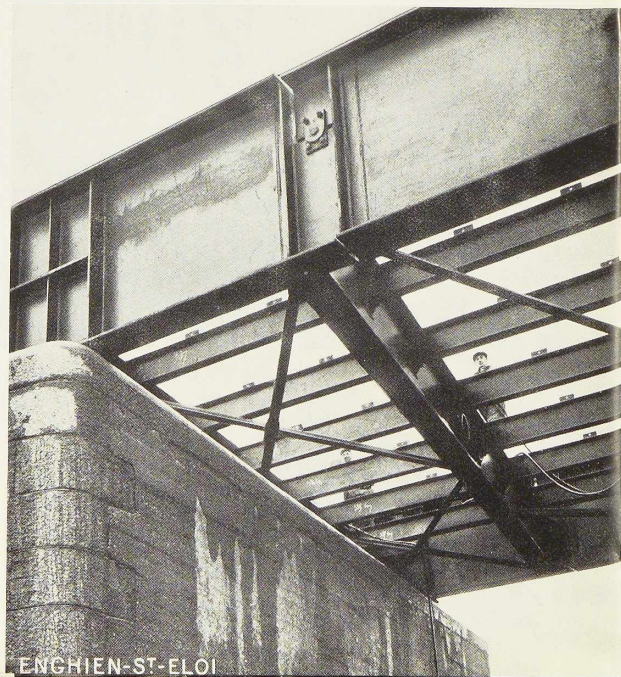
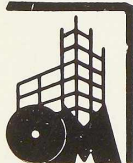
Pour les entretoises notamment, la soudure au chantier ne se fait pas contre le montant du longeron, mais à une certaine distance de celui-ci sur une amorce qui fait suite au gousset. Cette amorce est un bout de poutrelle, à l'extrémité de laquelle une plaque inclinée est soudée à l'atelier (voir fig. 444). Lors du montage l'entretoise qui s'introduit avec la plus grande facilité de haut en bas, est fixée provisoirement par quelques boulons, puis soudée.

Les goussets d'assemblage des montants sur la bride inférieure sont terminés par une plaque, tandis que les montants en ont une à leur extrémité supérieure. Le montant est posé sur la plaque support inférieure appartenant au gousset et y est fixé de manière provisoire. Le tronçon de la bride supérieure est déposé de la même façon sur la plaque supérieure du montant. Après avoir réglé, le tout est soudé définitivement.

Le même principe est appliqué pour les

Fig. 447. Vue de la rotule disposée dans la poutre à âme pleine dans les travées latérales. La disposition de cette rotule, très réussie du point de vue esthétique, a permis de réduire dans des proportions importantes la portée et le poids des travées latérales.

412



ENGHIEN-ST-LOI

Fig. 448. Le contreventement supérieur du pont « C » d'Hérenthals se distingue par une remarquable simplicité d'aspect. Des goussets arrondis relient les entretoises supérieures aux montants constituant ainsi des cadres transversaux rigides. A noter que la solution était rendue plus difficile par le fait que le pont est biais.



jointes des membrures ; ce sont des joints inclinés par plaques interposées.

Le léger surcroît de soudure qu'entraîne cette méthode d'assemblage est largement compensé par la facilité du montage et par les garanties de sécurité que présentent les soudures : ce système a l'avantage en effet de supprimer toutes les soudures au plafond.

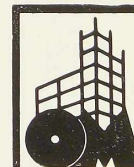
En fait, le montage a été conduit d'une manière économique et rapide et aucune déformation thermique notable n'a été constatée.

Le travail a été d'ailleurs particulièrement surveillé. Les soudeurs, au cours du travail, exécutaient des éprouvettes variées, essayées à l'usine. Les nombreux appareils de mesures électriques dont disposait le constructeur lui ont permis une surveillance toute spéciale de la marche et de la régularité du travail. Ces précautions sont

absolument nécessaires pour la bonne conduite d'un travail soudé sur place.

On peut dire que le pont « C » d'Hérenthals est considéré dans le monde technique comme un véritable prototype. On monte actuellement en Hollande un pont soudé qui copie presque textuellement les dispositions du pont « C ». D'autre part, en France, on vient de mettre en adjudication concours un pont entièrement soudé.

Nous ne pouvons terminer ces quelques lignes sans rendre hommage à M. le Directeur Byls et à M. l'Ingénieur Principal S. Blockmans de l'Administration des Ponts et Chaussées, qui ont dirigé les travaux. Leurs directives sûres et avisées ont largement contribué au succès de cette entreprise qui n'était pas, vu les nouveautés des solutions et des méthodes employées, sans présenter de réelles difficultés.



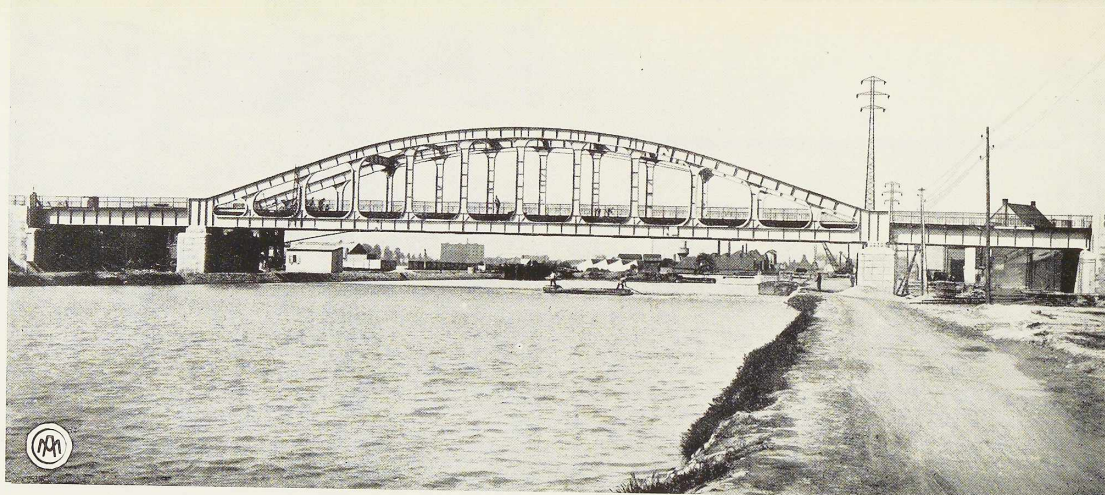


Fig. 449. Vue du nouveau pont 40N, à 3 travées indépendantes. Les 2 travées d'approche ont 16^m60 de portée, elles sont à poutres à âme pleine, sous voie. La travée centrale est à poutre Vierendeel à membrure supérieure parabolique et de 63 m de portée.

Les ponts de Schooten sur le Canal Albert

par

A. Braeckman

Ingénieur principal des Ponts et Chaussées,
Chef de Service du Canal Albert à Anvers.

et

A. Van Gaver

Ingénieur en Chef à la S. A. Les Ateliers
Métallurgiques de Nivelles

Situation

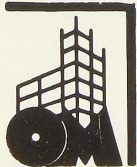
La construction du Canal Albert, à l'approche d'Anvers, nécessite sur un parcours de quelques kilomètres une succession d'ouvrages d'art importants, qui méritent l'attention.

Parmi ceux-ci figurent les grands ponts métalliques, qui doivent permettre la suppression des anciens ponts tournants que l'on rencontre sur cette voie navigable et qui sont très nombreux.

La photo de la figure 450 montre l'ancien pont 40, en bois, dont la passe rétrécie de 7^m00 de largeur permettait à peine le passage des bateaux de 600 tonnes, de 6^m60 de largeur, fréquentant le canal ancien. Ce pont reliait les communes de Schooten et de Deurne.

On constate sur la même photo la grande largeur du nouveau canal, qui, entre Wijnegem et Anvers, se superpose, quant au tracé, au canal ancien : la nouvelle voie présentera une largeur de 45 à 50 mètres à la ligne d'eau, avec une profondeur d'eau maxima de 5^m00 sur l'axe, et d'au moins 4^m00 sur 26^m00 de largeur centrale. On prévoit la circulation de bateaux de 2000 tonnes.

La photo de la figure 449 représente l'élévation du nouveau pont 40N. C'est un pont fixe, à 3 travées indépendantes : les 2 travées d'approche ont une portée de 16^m60 et sont du type à âme pleine, sous voie ; la travée centrale est du type Vierendeel à membrure supérieure parabolique et mesure 63^m00 de portée entre appuis sur les piles intermédiaires.



Le tirant d'air sous le pont est de 6^m80. Les piles sont plantées sur les rives, laissant libre du côté du canal un chemin de halage de 5^m00 de largeur. Sous les travées latérales peuvent être établies une chaussée et une double voie ferrée : la largeur disponible est de 15^m00.

Le pont nouveau est établi à une centaine de mètres de l'ancien, ce qui a permis le maintien de la circulation routière sur l'ancien pont, en attendant l'achèvement du nouveau. Pour accéder à ce dernier, on a établi sur chaque rive des rampes d'accès, de grand développement, avec pente maximum de 2,5 pour cent.

Caractéristiques des deux ponts

Les plans d'adjudication prévoyaient des ponts métalliques en charpente rivée, avec faculté pour le soumissionnaire de modifier le projet en proposant la soudure.

La S. A. « Les Ateliers Métallurgiques » à Nivelles fit usage de cette faculté : elle fut déclarée adjudicataire des 2 ponts 40N et 39N, qui sont identiques, pour le prix global de 1.415.686,50 francs. Ce prix comprend la charpente métallique et le plâtrage, à l'exclusion des piles et culées, construites par la firme « Cobétons » de Bruxelles, et faisant l'objet d'une entreprise séparée.

Le projet des « Ateliers Métallurgiques », en soudé, permettait de faire une économie de 10 % en poids par rapport à la charpente rivée : chaque pont représentant 332 tonnes de charpente soudée.

Le projet prévoyait la charpente soudée à l'atelier ; les joints de montage au chantier devant être assemblés par rivure.

L'Administration donna la préférence à cette dernière méthode ; d'abord par prudence, voulant aller par étapes dans la question de la soudure, et considérant que

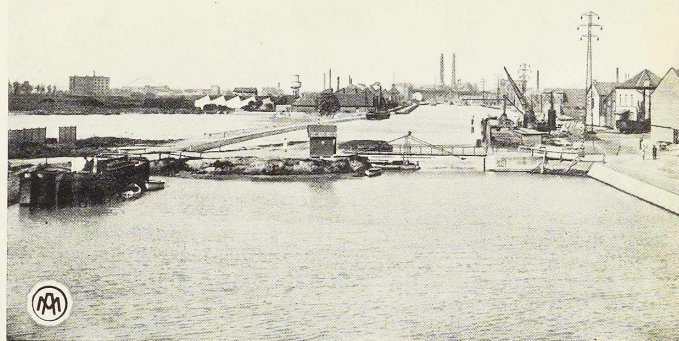


Fig. 450. Vue de l'ancien pont tournant en bois sur le canal à Schooten, dont la passe rétrécie de 7^m00 de largeur permettait à peine le passage de bateaux de 600 tonnes.

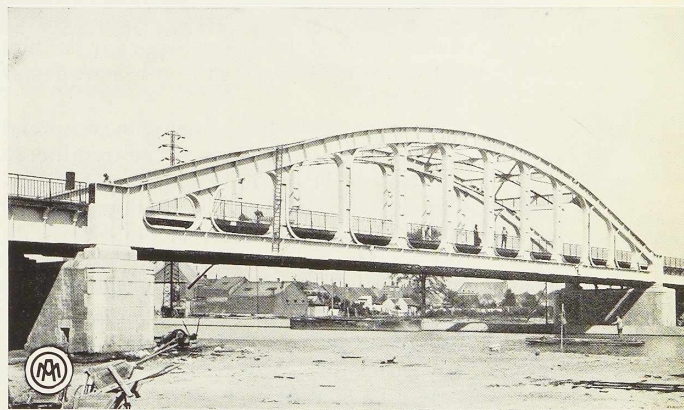
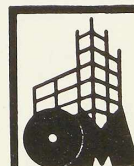


Fig. 451. Vue des poutres Vierendeel de la travée centrale.

le contrôle de la soudure et sa parfaite exécution sont plus aisés à l'atelier ; ensuite, parce qu'il s'agissait de monter les ponts en période d'hiver, notamment le pont 40N, ce qui était une condition trop défavorable pour tenter l'expérience nouvelle.

Les résultats atteints ont toutefois prouvé qu'une bonne exécution peut être obtenue



par la soudure sur place, et depuis lors l'Administration a permis pour un pont similaire à Herentals, d'une portée légèrement moindre, d'effectuer par soudure les assemblages au montage ⁽¹⁾.

Travée centrale

La photo de la figure 451 donne une vue de la travée centrale avec longeron du type Vierendeel ; elle est divisée en 12 panneaux avec 6 joints de montage par bride.

Les montants ont 1 ou 2 joints rivés suivant leur hauteur. Le montant central a 8^m60 de hauteur. Le longeron est décomposé en éléments de 10 à 15 tonnes, en vue du montage et de l'assemblage par doubles couvre-joints rivés, que l'on remarque sur la photo.

Le contreventement supérieur comprend les 6 panneaux centraux ; il se termine au droit du 4^e et du 10^e montant par 2 portiques, constitués par les montants, une forte traverse supérieure et l'entretoise du tablier. Les montants non contreventés ont été raidis transversalement, de façon à satisfaire tant aux sollicitations qu'aux limites de déformation imposées par la circulaire ministérielle 304 du Département des Travaux Publics.

Les brides sont en profil I, constituées : pour la bride supérieure, d'une âme de 900 × 12 et de 2 semelles de 550 × 45, réunies par simples cordons de soudure ; pour la bride inférieure, les semelles sont de 500 × 40.

Les montants sont également des I, constitués d'une âme de 650 × 10 et de 2 semelles de 460 × 16. La forme Vierendeel permet ici un bon encastrement des montants avec les membrures.

Des raidisseurs assurent la rigidité des

membrures et des montants. A remarquer la parfaite réalisation avec des tôles de 40 mm d'épaisseur, des arrondis à la liaison des montants et les retours à angle droit des abouts du pont.

Le tablier de la travée centrale comprend des entretoises, distantes de 5^m25, correspondant à l'entredistance des montants, réunies par 6 cours de longrines : 4 sous-chaussée et 2 sous-trottoirs. Les entretoises sont en I soudés, comprenant une âme de 1.200 × 10 et 2 semelles de 300 × 30. Les longrines sont des profilés de 400 de hauteur.

Travées de rive

Les travées de rive sont constituées par 2 longerons principaux entièrement soudés, de section I, avec une âme de 1.260 × 12 et 2 plats de 550 × 45 ; l'âme est renforcée par des raidisseurs transversaux de 12 mm d'épaisseur, tous les 1^m40.

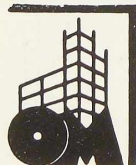
Le tablier des travées d'approche est constitué comme pour la travée centrale, sauf que les entretoises sont plus rapprochées et distantes de 4^m25, d'axe en axe.

La photo de la figure 454 donne une vue transversale du pont ; la voie charretière a 6^m00 de largeur et est flanquée de 2 trottoirs de 1^m50 de largeur libre au droit d'un montant.

Platelage

Le platelage est constitué par une dalle en béton armé englobant tout le tablier ; cette dalle a 0^m20 d'épaisseur moyenne. Ce dallage est recouvert d'une chape en asphalte. Au-dessus de la chape une couche de béton maigre reproduit le bombement de la chaussée ; celle-ci est réalisée par un pavage en pavés de béton vibré « Soliditit », de 7 cm d'épaisseur, posé sur un coulis de ciment. Les trottoirs sont recouverts de dalles en béton comprimé du type courant.

⁽¹⁾ Une étude sur ce pont paraît dans le présent numéro de *Ossature Méallique*, p. 407.



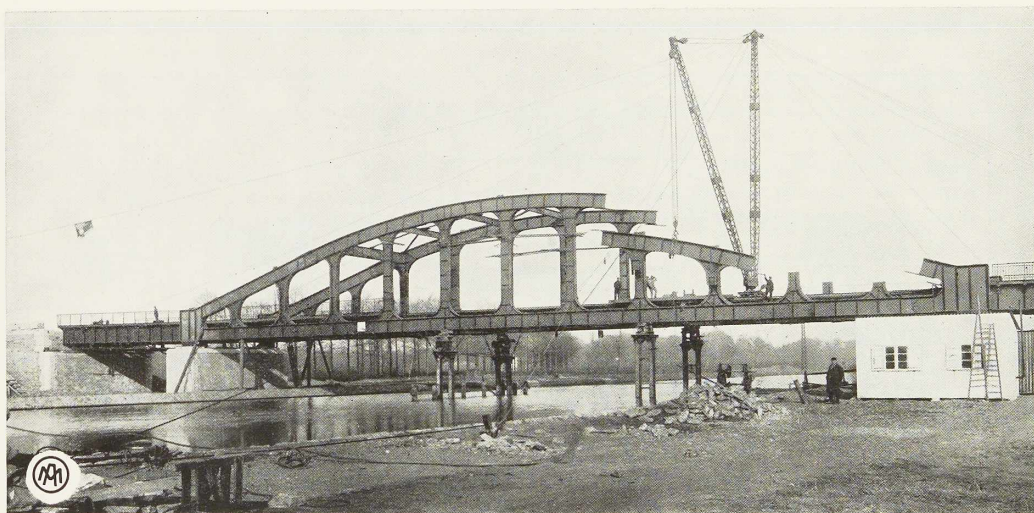


Fig. 452. Vue du pont 40 N de Schooten prise pendant le montage des longerons principaux, qui s'est effectué en prenant appui sur 4 colonnes métalliques reposant simplement sur le fond du canal.

Sur la photo (fig. 454), on assiste à une phase de la pose des pavés en béton, qui permettent d'obtenir une surface de roulage plus douce qu'avec les pavés en pierre naturelle.

Essais des nœuds soudés

Le nœud soudé d'un montant avec la membrure a été soumis à des essais statiques et dynamiques sur modèle réduit à l'échelle 1/5, pour étudier les tensions locales réelles dans l'arrondi. Ces essais ont eu lieu à l'Université de Bruxelles sous la direction de M. le Professeur Dustin. Ces essais ont démontré des surtensions locales, supérieures de 50 % quelquefois aux tensions moyennes. Pour éliminer ces surtensions locales, on a varié le nombre et l'emplacement des raidisseurs tant dans le montant que dans la membrure. Il semble que ces surtensions locales dépendent du rayon de courbure, et de l'épaisseur et de

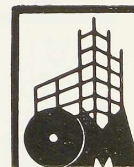
la largeur de la semelle garnissant l'arrondi. Les recherches continuent pour préciser ce point.

Construction et montage

Les ponts ont été construits aux usines de la Sambre. Après montage à blanc, l'expédition s'est faite en tronçons de 10 à 15 tonnes. Plus de 22.000 mètres courants de soudure ont été appliqués, en une ou plusieurs passes. Un outillage spécial a été créé pour réaliser la soudure le plus efficacement possible, évitant les soudures verticales ou au plafond. Ces usines ont occupé jusqu'à 30 soudeurs à cette construction et un contrôle très sévère était assuré. Les électrodes employées étaient des « Stabliend » de la firme Arcos. Des soins spéciaux furent apportés pour éviter les déformations ; citons notamment l'emploi de calibres

Les deux ponts ont été montés au-dessus

417



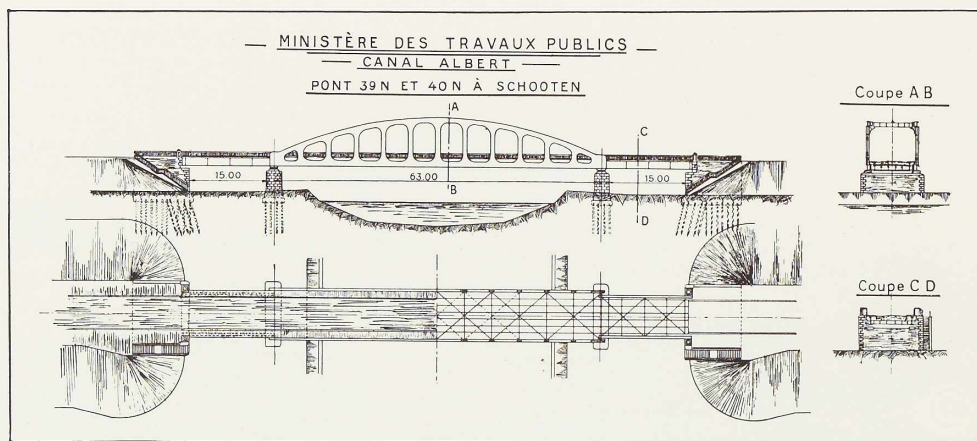


Fig. 453. Élévation générale, plan d'ensemble et coupe transversale des ponts 39 N et 40 N de Schooten.

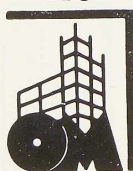
du canal en exploitation en laissant libre une passe navigable de 20 mètres de largeur. La photo de la figure 452 montre que le montage a été opéré sur 4 appuis intermédiaires constitués par des colonnes métalliques, prenant simplement appui sur le fond du canal. Celui-ci étant assez dur, ce mode d'appui a été préféré aux palées habituellement employées dont les pieux auraient du avoir une longueur trop grande. Les colonnes métalliques étaient doubles et portaient un vérin hydraulique de 150 tonnes pour obvier à la descente des colonnes, sous les charges croissantes au fur et à mesure du montage. Celui-ci, pour chaque pont, a duré environ 6 semaines et le rivetage environ 1 mois, le nombre de rivets par pont étant de 14.000 environ. Les

emboîtements se faisaient facilement et le seul ennui provenait de la descente des appuis intermédiaires modifiant constamment la flèche.

Avec appuis fixes sur terre ferme on aurait pu réaliser un délai de montage plus court. Du fait de l'emploi d'appuis reposant sur le fond du canal, le montage a été très hardi et non sans donner certaines inquiétudes. A signaler que les colonnes servant d'appui étaient protégées par des ducs d'Albe et par une signalisation. Malgré une navigation très importante aucun incident ne s'est heureusement produit.

La figure 453 montre l'élévation générale, le plan d'ensemble et les coupes transversales de l'ouvrage.

Le pont 40N est en service depuis le



15 juin et le pont 39N depuis fin juillet. Ce dernier donnera passage à la route de Schooten vers Wijneghem.

La ligne parabolique des membrures supérieures se profile très agréablement sur l'horizon et fait ressortir les belles ressources architecturales du type Vierendeel soudé. Les deux ouvrages de Schooten sont un réel succès de la technique moderne des ponts métalliques. Ce succès est le résultat des efforts conjugués du constructeur et de

l'Administration des Ponts et Chaussées. Celle-ci, par ses essais systématiques et progressifs, à Lanaye ⁽¹⁾, à Schooten et à Herenthals, a permis à l'industrie belge, grâce à la soudure, de marquer un important progrès dans la technique des ponts-routes.

Juin 1934.

⁽¹⁾ Ce pont a été décrit dans *l'Ossature Métallique*, n° 2, 1933, pp. 57-58.

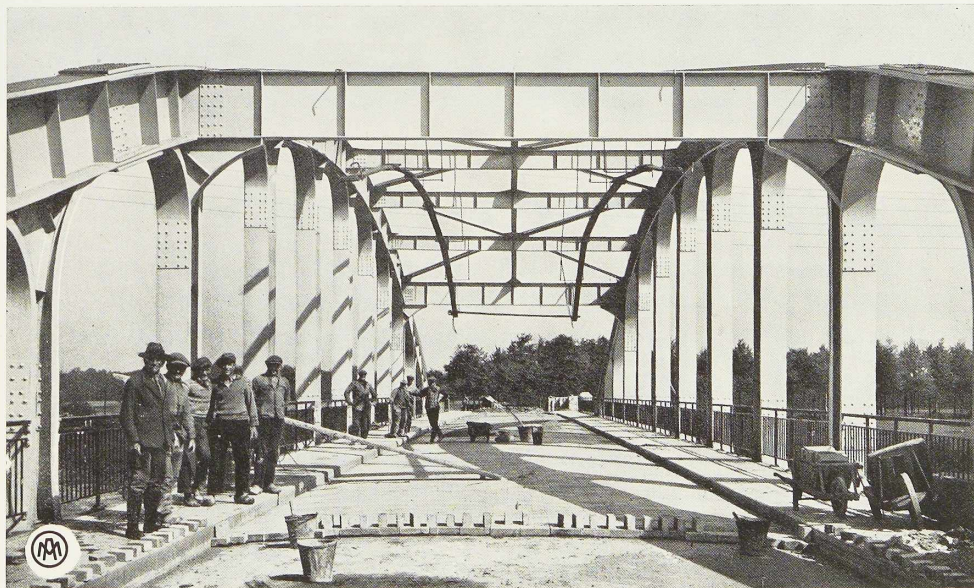
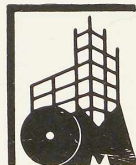
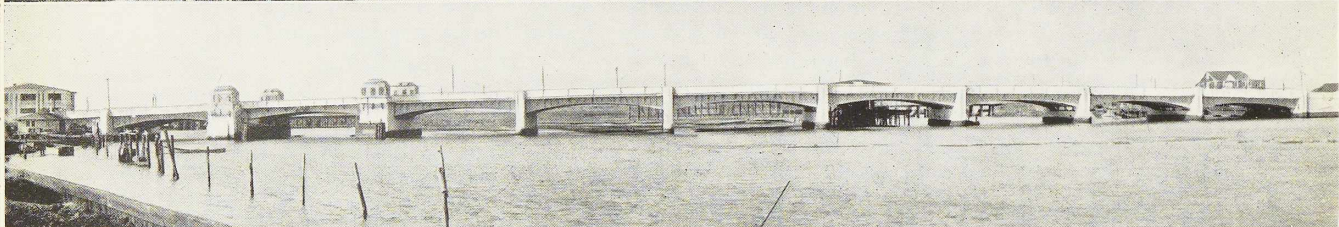
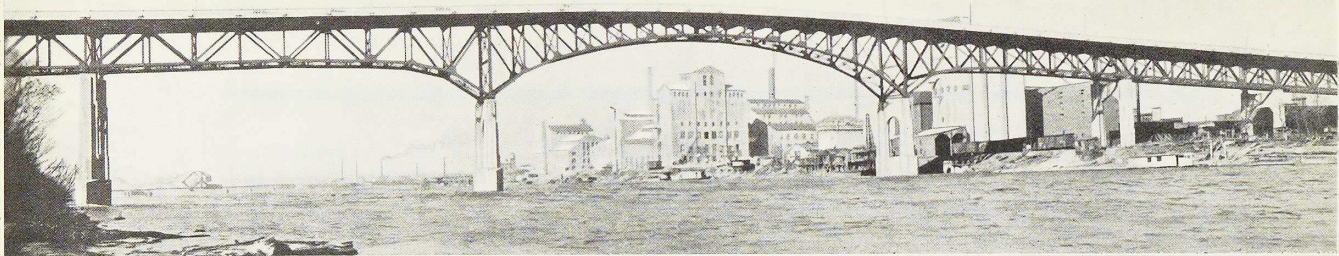


Fig. 454. Vue transversale du pont, pendant la pose des pavés en béton de la chaussée.





L'esthétique des ponts en acier

Les ponts primés en 1933 au concours annuel
organisé par l'American Institute of Steel construction (1)

CEDAR STREET BRIDGE - Catégorie A (pont coûtant plus de un million de dollars).

Fig. 455. Le « Cedar Street Bridge » franchit l'Illinois-River à Peoria dans l'Etat d'Illinois. La travée centrale du type Cantilever a une portée de 89^m20 entre appuis. A chaque extrémité de cette travée se trouve une travée d'ancrage de 62^m16 de portée. Les travées d'approche sont en poutres droites à treillis. Ce pont supporte une route de 12^m20 de largeur.

SHARK RIVER BRIDGE - Catégorie B (pont coûtant plus de 250.000 dollars).

Fig. 456. Ce pont construit à Avon dans l'Etat de New-Jersey par l'American Bridge C^e se compose de 9 travées de 25^m30 de portée et d'une travée à double bascule de 33^m50 de portée. Il porte une route de 15^m20 de largeur bordée de 2 trottoirs de 2^m40.

DR. JOHN D. MC LOUGHLIN BRIDGE - Catégorie C (pont coûtant moins de 250.000 dollars).

Fig. 457. Ce pont fait franchir la rivière Clackmas à la route reliant Oregon City à Portland dans l'Etat d'Oregon. Il se compose de 3 travées en arc avec tirant. La travée centrale a 73 m de portée. L'ouvrage entier mesure 220 m de longueur. La route a 14^m60 de largeur et est flanquée de deux trottoirs de 1^m50.

1) Voir l'Ossature Métallique, n° 6, 1933, p. 263.

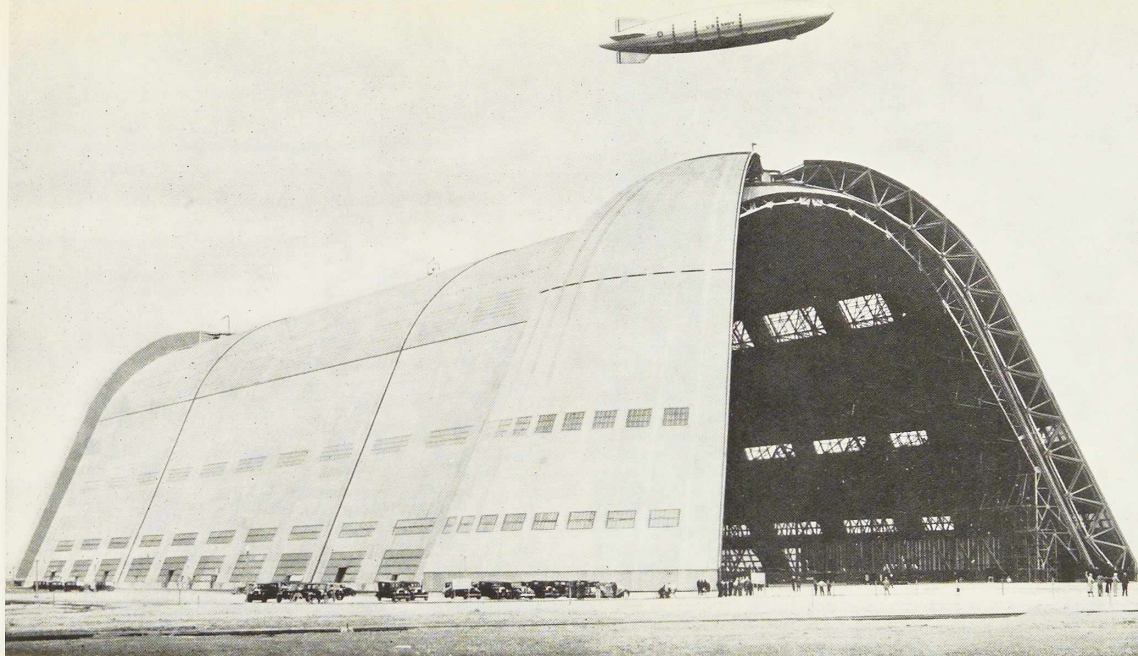


Fig. 458. Le hangar pour dirigeable de Sunnyvale, Californie.

Le grand hangar pour dirigeable de Sunnyvale (Californie)

par le Lieutenant Commander **Robert E. Thomas**,
du Corps des Ingénieurs Civils de la Marine Américaine

Le Lieutenant Commander R. E. Thomas, attaché au Bureau de l'Aéronautique du Département de la Marine à Washington, a bien voulu accepter de décrire dans l'**Ossature Métallique**, la grande construction qui vient d'être terminée et mise en service à Sunnyvale en Californie.

Bénéficiant de l'expérience acquise lors de la construction du grand hangar d'Akron (Etat d'Ohio), le hangar de Sunnyvale est loin d'être une simple copie de cet ouvrage. Il constitue un effort, couronné de succès, vers une solution améliorée du problème de la construction des grands hangars pour dirigeables.

La présente étude est publiée avec l'assentiment du Bureau de la « Naval Intelligence » de la Marine des Etats-Unis. Les opinions et assertions qui y sont contenues sont cependant uniquement celles de l'auteur de l'article ; elles ne doivent pas être considérées comme officielles ou comme reflétant les vues du Département de la Marine ou du Service de la Marine en général.

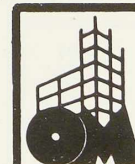
O. M.

Le hangar pour dirigeable dont on vient d'achever la construction à l'Aérodrome de la Marine des Etats-Unis, à Sunnyvale, Californie, a été érigé en vue d'abriter le *Macon*, un des deux grands dirigeables construits pour la marine des Etats-Unis par la *Goodyear Zeppelin Corporation* de Akron dans l'Ohio.

Dans un but d'économie, on a logé dans le hangar divers services auxiliaires nécessaires à la manœuvre, à l'entretien et aux réparations du dirigeable.

Le *Macon* est actuellement le plus grand dirigeable du monde, comme le prouve le tableau ci-dessous où ses principales caractéristiques phy-

421



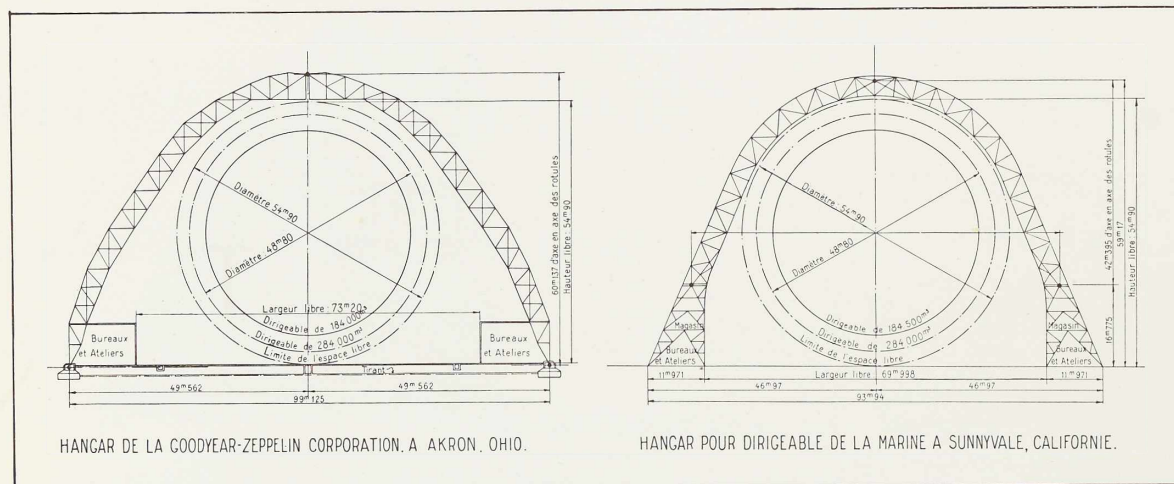


Fig. 459. Sections comparées des hangars pour dirigeable d'Akron et de Sunnyvale.

siques sont comparées à celles des autres grands dirigeables.

Noms	Los Angeles	Graf Zeppelin	K 100	Macon
Volume de gaz nominal en m ³	70.200	105.200	142.000	184.500
Longueur maximum	201 m	235 m	216 m	239 m
Diamètre maximum	27 ^m 60	30 ^m 50	40 ^m 60	40 ^m 90
Hauteur maximum	31 ^m 80	34 ^m 50		43 ^m 00

On achève en ce moment en Allemagne la construction d'un dirigeable dont les dimensions dépasseront celles du *Macon*. En fait, la théorie vient confirmer la tendance qui se manifeste actuellement dans la construction des dirigeables, qui consiste à adopter des dimensions encore beaucoup plus considérables que celles du *Macon*. C'est en tenant compte de cette orientation que le hangar de Sunnyvale a été conçu, ses dimensions devant lui permettre d'abriter un dirigeable d'environ 284.000 m³ de capacité nominale.

Emplacement, forme et dimensions

Le choix de l'emplacement du hangar fut basé principalement sur la considération des facteurs aérologiques pouvant influencer la manœuvre des dirigeables. En particulier, il est important pour la manœuvre au sol, à l'envol et à l'atterrissage,

que les vents soient de faible vitesse et de direction constante et que les coups de vent et les tourbillons soient rares. Ce sont ces considérations qui conduisirent au choix de la section transversale adoptée pour le hangar de Sunnyvale ainsi que du choix de la forme des portes qui en ferment les extrémités.

Il convient de remarquer que le hangar construit à Akron, Ohio ⁽¹⁾, sous la direction générale du Dr Karl Arnstein, a été le premier hangar aux Etats-Unis, auquel on ait cherché à donner une forme occasionnant le moins de remous possibles dans les courants atmosphériques. On avait observé en effet, dans des hangars à dirigeables de forme habituelle avec portes d'extrémités coulissantes, que la présence des vantaux de la porte ouverte était suffisante pour créer, à l'entrée du hangar, des remous dans lesquels la vitesse du vent pouvait atteindre le double de la vitesse normale. Il y avait là une cause de grandes difficultés pour la manœuvre en toute sécurité des grands dirigeables, tant au départ

(1) Le hangar d'Akron, construit par la Goodyear Zeppelin Corporation a été décrit notamment dans les articles suivants : *Airship factory and dock for Goodyear Zeppelin Corporation* par Wilbur J. Watson and Associates, Mémoire présenté au Congrès International de la Construction métallique, Liège, 1930.

Erecting the world's largest roof, par W. J. Watson, Civil Engineering, Nov. 1930.

Construction de la plus grande usine-hangar à zeppelins du monde, par W. J. Watson, L'Usine Belge, 3-10 et 17 mai 1930. N.D.L.R.

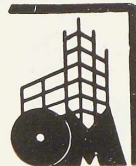


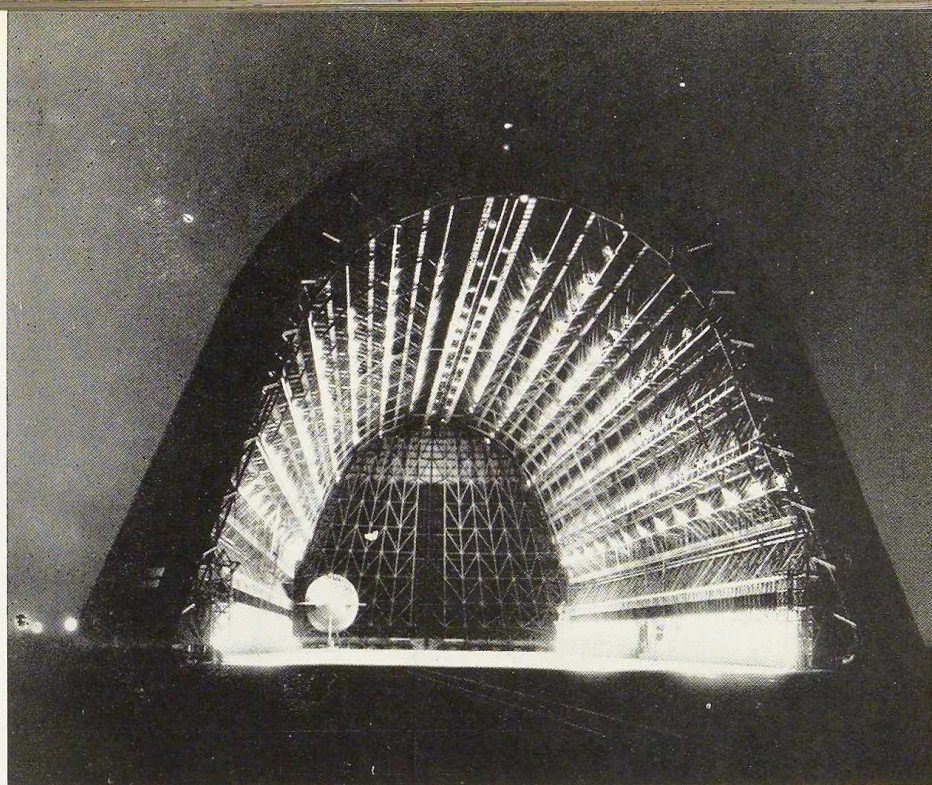
Fig. 460. Vue du hangar éclairé, la nuit.

qu'au retour : la sortie et l'entrée des appareils étaient impossibles au moment où les conditions aérologiques auraient permis de mener aisément à bien ces opérations.

Les sections transversales comparées des hangars d'Akron et de Sunnyvale sont représentées à la figure 459. Les études pour le hangar d'Akron furent commencées en 1928 et les recherches préliminaires comportèrent une série d'essais en tunnel aérodynamique, effectués à l'Université de New-York sur modèle de 1^m50 de longueur en vue de la détermination de l'action du vent sur une construction de cette forme et de la distribution des pressions du vent sur les surfaces. De façon générale, on peut dire que ces essais montrèrent que des vents parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage ne produiraient pas de perturbations nuisibles aux extrémités du hangar, les portes du type proposé venant se loger, dans leur position ouverte, tout contre les parois latérales du hangar. Les essais en tunnels permirent en outre d'établir l'importance des dépressions qui s'établissent, sous un vent de direction transversale, sur la façade aval ainsi qu'à la partie supérieure de la façade amont du hangar. Les résultats de ces essais aérodynamiques ainsi qu'un grand nombre d'autres renseignements constructifs relatifs au hangar d'Akron furent généreusement communiqués et furent des plus utiles au Département de la Marine pour l'établissement du projet de Sunnyvale.

En se reportant à la figure 459, on remarquera la différence de forme entre les deux hangars. Les dimensions principales des deux ouvrages sont les suivantes :

	<i>Akron</i>	<i>Sunnyvale</i>
Largeur, hors tout, au centre	99 ^m 74	94 ^m 60
Hauteur au-dessus du plancher, hors tout, au centre	61 ^m 23	60 ^m 34
Longueur, hors tout	361 ^m 23	346 ^m 99
Largeur libre au sol	73 ^m 20	70 ^m 00
Hauteur libre au centre	54 ^m 90	54 ^m 90
Longueur libre au sol, portes fermées	356 ^m 63	338 ^m 85
Intervalle entre les fermes principales dans le sens de la longueur	24 ^m 40	21 ^m 96
Rayon des voies des portes	57 ^m 244	49 ^m 54
Surface couverte au sol (approximativement)	111 ^m 202	103 ^m 270

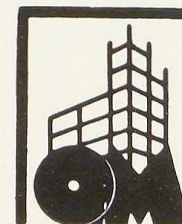


Lorsqu'on compare ces deux constructions, il y a lieu d'observer que le hangar d'Akron avait été construit principalement dans le but de fournir l'espace nécessaire pour la construction et le montage de grands dirigeables. Le hangar de Sunnyvale, au contraire, est destiné à faire partie d'une base d'opérations pour dirigeables et ne doit posséder que les services auxiliaires indispensables à un entretien normal. En fait, tout dirigeable qui peut être construit dans le hangar d'Akron peut être manœuvré aisément dans le hangar de Sunnyvale.

Projet et construction

FONDATION. — Les fondations du hangar sont entièrement en béton armé. Les pieds des colonnes, les voies sur lesquelles roulent les portes, les fondations des machines, etc., reposent sur des pieux bétonnés dans le sol dans des tubes en acier capables de porter chacun 30 tonnes. La fondation d'une charpente du type en « A » est formée de 12 pieux pour la membrure extérieure et de 9 pieux pour la membrure intérieure.

Des poutres de liaison s'étendant sur toute la longueur du hangar relient les bases des charpentes en « A » de chaque arc. Ces poutres sont formées de fers I de 304,8 × 381 mm, renforcés à l'aide de 10 fers ronds de 28,6 mm de diamètre. Deux voies ferrées normales distantes d'axe en axe de 24^m40 traversent le hangar et s'étendent au delà des portes. Ces voies servent de support



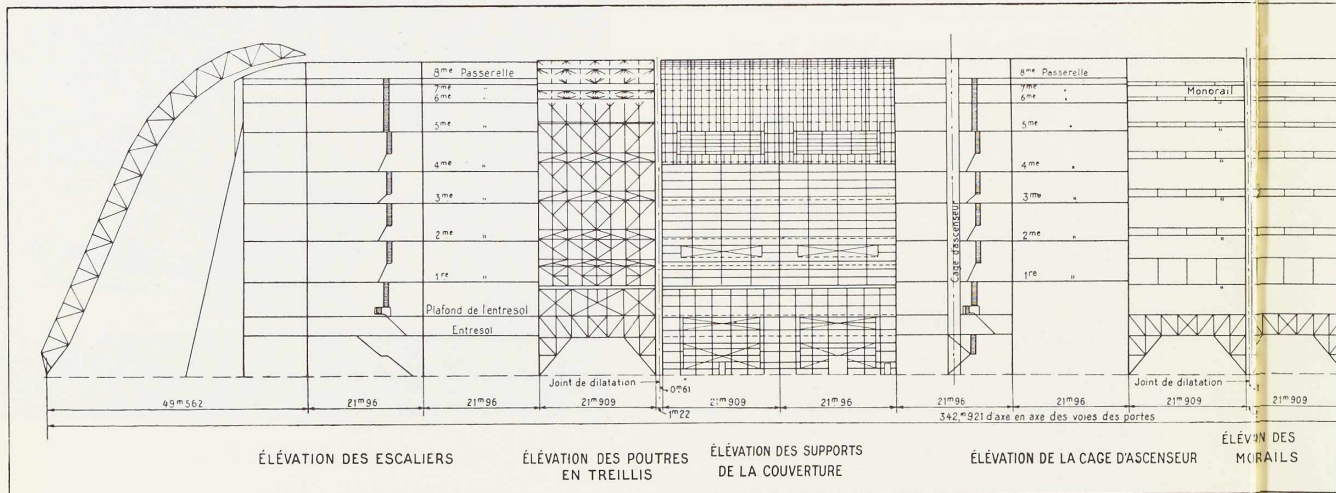


Fig. 461. Elévation de l'extérieur du hangar.

Elévation de l

au mât d'amarrage mobile et aux autres engins nécessaires à la manœuvre des dirigeables ; elles sont utilisées en outre pour les transports vers le hangar et en provenance de celui-ci.

Le sol du hangar est formé d'une dalle en béton de 15 cm d'épaisseur, armée à l'aide d'un treillis en fil de fer galvanisé à mailles de 152×152 mm et pesant 20,50 kg par m^2 . La dalle fut établie sur une couche de gravier de 15 cm d'épaisseur, comprimée au rouleau. Des dispositifs d'ancrage nombreux se trouvent uniformément répartis sur toute la surface du plancher du hangar en vue de l'amarrage du dirigeable. Le drainage du sol est réalisé par un grand nombre de trous d'hommes recouverts de grillages, conduisant à des tuyaux de drainage souterrains. Les conduites pour l'amenée de l'essence, de l'hélium, de l'eau, etc. sont également installées en sous-sol. On peut y accéder par des trous d'hommes ménagés le long de l'axe du hangar.

OSSATURE. — La charpente du hangar est en acier. Elle comporte des arcs à 3 rotules d'une portée de 76^m25 et de 42^m30 de hauteur à la clef, supportés par des charpentes en « A » contreventées de 16^m775 de hauteur. Il y a 12 arcs principaux espacés de 30^m60, avec à chaque extrémité un arc de façade et un arc oblique. On a prévu 2 joints de dilatation sur la longueur du

hangar ; à ces endroits, les arcs principaux ont été remplacés par 2 arcs plus légers adjacents et indépendants supportés chacun par des charpentes en « A » distinctes.

Les portes en forme de coquille sont formées chacune de 9 fermes métalliques incurvées en treillis formant nervures, s'appuyant sur une poutre curviligne à la partie inférieure et reliées à un pivot vertical au sommet. En plan, chaque coquille couvre un arc de 55°. Les poutres inférieures sont supportées chacune par 9 chariots équidistants équipés de roues à bourrelets roulant sur rails. Les parties de charpentes situées entre les arcs et entre les supports en « A » ainsi qu'entre les nervures des portes sont toutes formées de profils métalliques standard. La figure 461 donne une idée générale de l'ossature du hangar.

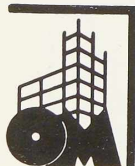
L'acier utilisé pour la construction du hangar devait être de l'acier Siemens-Martin répondant aux spécifications suivantes :

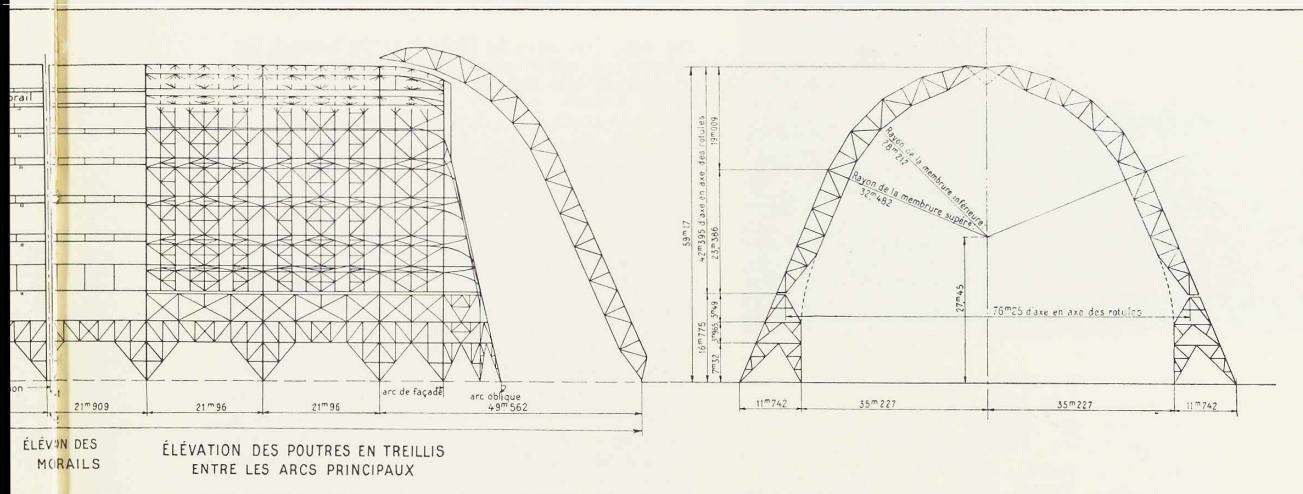
a) *Composition chimique*

Phosphore, procédé acide : 0,07 % max. ;
Phosphore, procédé basique : 0,05 % max. ;
Soufre : 0,075 % max.

b) *Propriétés mécaniques*

Charge de rupture par traction : 38,7 à 45,7 kg/mm^2 ;





Élévation de l'intérieur du hangar.

Section transversale du hangar.

Limite élastique : au moins la moitié de la charge de rupture et en tout cas jamais inférieure à 21.100 kg/mm² ;

Allongement minimum sur 50 mm : 22 %.

Les tensions admises dans les calculs pour cet acier furent les suivantes :

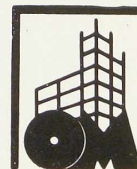
- a) Traction sur la section nette : 12,6 kg/mm² ;
- b) Compression dans les poteaux et les barres comprimées sur la section brute : $12,6 - 0,06 \frac{l}{r}$ avec un maximum de 10,5 kg/mm² ;
- c) Flexion, profils laminés et sections composées : 12,6 kg/mm² ;
- d) Flexion, axes : 19 kg/mm² ;
- e) Cisaillement, axes et rivets posés à l'atelier : 9,5 kg/mm² ;
- f) Cisaillement, boulons usinés et rivets posés sur le chantier : 7 kg/mm² ;
- g) Tensions d'écrasement, axes et rivets posés à l'atelier,
 - Simple cisaillement : 15,5 kg/mm² ;
 - Double cisaillement : 19 kg/mm² ;
- h) Tensions d'écrasement, boulons usinés et rivets posés sur le chantier,
 - Simple cisaillement : 11,2 kg/mm² ;
 - Double cisaillement : 14 kg/mm².

Les 4 pivots verticaux à la partie supérieure des portes principales ont 356 mm de diamètre et sont en acier Siemens-Martin forgé. Les axes des roues, à la partie inférieure et à la périphérie intérieure de chaque porte principale, sont en acier au manganèse recuit et trempé.

PLANCHER DE L'ENTRESOL. — L'entretoisement des charpentes en « A » et le contreventement longitudinal reliant les fermes successives comportent un important système de grosses poutres et d'élançons à une hauteur de 7^m60 environ au-dessus du niveau du sol. On profita de l'existence de ces poutres pour établir de chaque côté du hangar un plancher d'environ 8 mètres de largeur s'étendant sur presque toute la longueur du hangar. Le calcul des poutrelles tint compte bien entendu de cette sollicitation supplémentaire.

Le plancher ainsi réalisé fut construit entièrement en acier : sur le bourrelet supérieur des poutrelles I de 76 mm de 3 pouces écartées de 60 cm d'axe en axe, on souda des tôles de 4,8 mm d'épaisseur. Les poutrelles de 76 mm furent assemblées par soudure aux grosses poutres et élançons constituant le contreventement.

Les joints longitudinaux entre les tôles étaient réalisés par soudure continue sur le bourrelet supérieur des poutrelles de 76 mm; les joints transversaux consistèrent en une soudure bout-



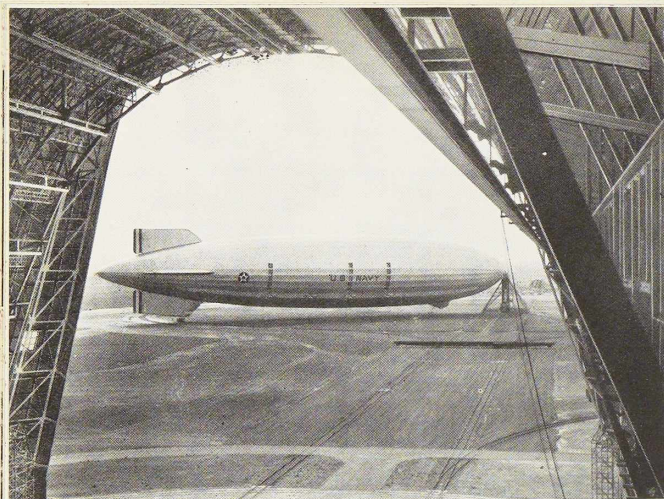


Fig. 462. Vue prise de l'intérieur du hangar. On aperçoit le mât d'amarrage mobile sur rails, les extrémités des monorails, etc...

à-bout sur tôle couvre-joint de 8 mm d'épaisseur et 50 mm de largeur (1).

Le cahier des charges imposait la soudure électrique à l'arc ; l'arc devait être court et l'intensité du courant ne pouvait pas dépasser 150 ampères. Toutes les soudures étaient faites en cordons continus, meulées après l'achèvement de l'ouvrage, au ras de la face supérieure des tôles. La surface entière du plancher fut peinte à l'aide d'un enduit asphaltique.

Ce plancher, prévu pour une surcharge de 560 kg/m², constitue économiquement une surface des plus utiles notamment pour le magasinage des pièces et produits divers ; il est facilement accessible par des escaliers et par des trappes.

TOITURES ET PAROIS LATÉRALES. — La couverture de la partie supérieure relativement plate du toit, est constituée par des voliges de 152 mm × 45 mm en bois rouge de Californie assemblées par tenons et mortaises, enduites par trempage avant le placement de deux couches de peinture à l'aluminium. Les parties supérieures correspondantes des portes principales furent recouvertes d'une première couche de voliges en bois rouge de 20 mm d'épaisseur, puis d'une seconde couche placée obliquement par rapport à la première. Sur le voligeage est appliqué une couche de feutre d'amiante saturé d'asphalte, de 53 livres, suivie de 3 couches de 18 3/4 livres du même feutre ; les couches étaient collées ensemble à l'aide d'asphalte. En dessous de cette partie supérieure de la toiture, le voligeage en bois rouge fut poursuivi jusqu'au point de tangence de la partie supérieure courbe du hangar avec les parois latérales inclinées, et recouvert à l'aide de bandes de

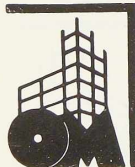
tôles d'acier enrobées d'amiante, dites du type mansard. Les parois latérales à forte inclinaison furent recouvertes de tôles d'acier ondulées enrobées d'amiante, du type en V, fixées directement aux pannes métalliques. Ces tôles étaient recouvertes d'une peinture mate à l'aluminium.

Les châssis de fenêtres sont en fer. Les fenêtres sont garnies de verre armé poli de 6 mm d'épaisseur à la partie inférieure de la construction et de verre armé strié, de la même épaisseur, à la partie supérieure. On utilisa des quantités importantes de verre armé ondulé pour les lanterneaux à la partie supérieure des parois latérales. Au faite du hangar, il y a un dispositif de ventilation continu ainsi qu'un chemin de visite muni de garde-corps en tubes d'acier. Tous les chéneaux sont soit en cuivre, soit en acier protégé par de l'amiante. Des tôles en cuivre pliées en Ω réalisent l'étanchéité tout le long des deux joints de dilatation.

DISPOSITIFS DIVERS. — Des 2 côtés du hangar, au niveau du sol, les espaces entre les supports en « A » ont été utilisés pour abriter un atelier complet de réparation, des magasins et des locaux pour le personnel et pour l'administration. De même une partie de l'entresol a été fermée par des cloisons et a été munie d'un système de conditionnement d'air de manière à former un espace convenable pour le magasinage des récipients à gaz de réserve pour le dirigeable. Des escaliers métalliques sont installés à chaque extrémité du hangar ainsi qu'au centre pour donner accès à la partie supérieure. Un ascenseur mù par moteur électrique a été installé au centre du hangar entre deux arcs ; l'horizontalité de son plancher est réalisée pendant toute la trajectoire ; le gabarit de l'ascenseur ne fait en aucun point saillie sur la membrure inférieure des arcs. De chaque côté du hangar se trouvent une série de passerelles et de monorails s'étendant sur toute la longueur du hangar.

Le hangar est éclairé entièrement à l'électricité ; il est pourvu de la force motrice électrique, de canalisation d'eau pour la lutte contre l'incendie aussi bien que pour les usages courants, de canalisations pour l'alimentation et l'évacuation de l'hélium ; il existe enfin un système complet de canalisations de raccordement permettant d'alteindre tous les points du dirigeable.

(1) La grande surface de planchers en tôles d'acier soudées construits au hangar de Sunnyvale confirme le succès que connaît en Amérique ce mode de construction, souvent désigné du nom de *battledeck floor*. N.D.L.R.



MANŒUVRE DES PORTES PRINCIPALES. — Les ouvrants des portes principales sont manœuvrés à l'aide de crémaillères et de roues dentées commandées par moteurs électriques individuels. Les crémaillères sont situées à la périphérie du côté intérieur des portes. Chaque ouverture ou fermeture de porte peut s'effectuer en 5 minutes. Le mécanisme de commande comporte des moteurs de 150/75 HP, à 2 vitesses, de 220 V, triphasés, à 60 périodes, commandant par vis sans fin, une série d'engrenages réducteurs de vitesse dont le dernier attaque la crémaillère. La commande s'effectue par pression sur des boutons. En poussant sur le bouton « ouverture » on branche sur le circuit l'enroulement de grande vitesse du moteur ; la porte s'ouvre à grande accélération et roule à pleine vitesse jusqu'à ce qu'un premier interrupteur soit atteint qui provoque le ralentissement du moteur. Lorsqu'un second contact est atteint, l'enroulement de grande vitesse du moteur est mis hors circuit et la porte se déplace à demi-vitesse. La porte continue ensuite à se déplacer à cette vitesse réduite jusqu'à ce qu'un troisième contact vienne couper le courant et mettre en action un frein électromagnétique provoquant un arrêt progressif de la porte. Les portes peuvent être arrêtées à un degré d'ouverture quelconque.

QUANTITÉS DE MATÉRIAUX UTILISÉES. — Les quantités de matériaux mises en œuvre dans la construction du hangar furent approximativement les suivantes :

- 1° Aménagement du terrain : 81.200 m³ de terrassement ;
- 2° Fouilles pour les fondations : 6.128 m³ ;

- 3° Pieux en béton coulés en place : 11.590 m et ;
- 4° Béton armé, y compris la dalle de plancher : 8.870 m³ ;
- 5° Acier de construction : 7.650 tonnes ;
- 6° Châssis métalliques : 2.510 m² ;
- 7° Verre armé ondulé : 2.975 m² ;
- 8° Couverture en roofing : 6.325 m² ;
- 9° Tôles d'acier enrobées d'amiante pour la toiture et les parois latérales : 47.400 m² ;
- 10° Canalisations de diamètres et épaisseurs diverses : 8.530 m et. ;
- 11° Appareillages de commande des portes principales : 4 unités.

Conclusion

Les figures 458, 460, 462 et 463 montrent le hangar achevé et en service.

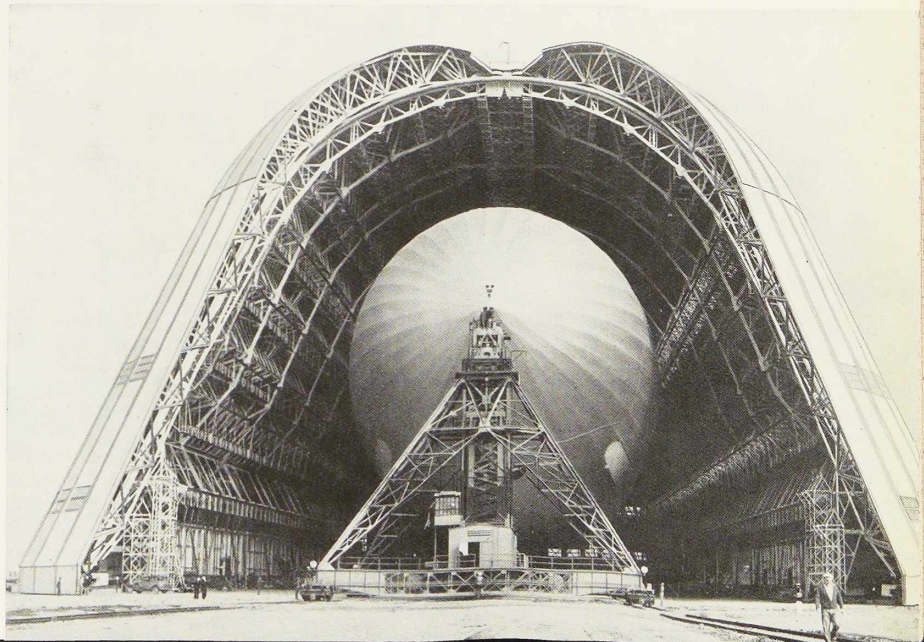
La construction du hangar fut l'objet de 4 adjudications principales :

- a) L'aménagement du terrain, les fondations, etc. ;
- b) La charpente métallique y compris le montage, l'équipement mécanique des portes ;
- c) La couverture de la toiture et le revêtement des parois latérales ;
- d) Les cloisons intérieures, plancher, canalisations, etc.

Les études détaillées furent toutes effectuées par le *Bureau of Yards and Docks* du Ministère de la Marine ; la surveillance du travail sur le chantier eut lieu sous la direction du Corps des Ingénieurs Civils de la Marine des Etats-Unis.

La construction du hangar dura 18 mois approximativement ; le prix total de l'ouvrage fut d'environ \$ 2.200.000 R. E. T. .

Fig. 463. Vue de l'entrée du hangar, le dirigeable étant rentré.



Renforcement d'un chevalement au charbonnage « Wujek » (Silésie-Pologne)

par Stéphane Bryla,

Docteur-Ingénieur, Professeur à l'École Polytechnique de Lwow (Pologne)

On a procédé récemment au renforcement par soudure du chevalement métallique en treillis rivé du charbonnage « Wujek » (Pologne) : 35 tonnes de métal y ont été employées. On jugera de l'importance de ce travail en notant que le chevalement primitif ne pesait que 90 tonnes.

Le renforcement du chevalement existant présentait sur la construction d'un nouveau chevalement l'avantage d'être moins coûteux et de ne nécessiter aucune interruption dans l'exploitation.

Les nouveaux assemblages ont été exécutés par soudure à l'arc électrique. Les éléments du chevalement qui ont dû être remplacés ou supprimés ont été découpés au chalumeau oxy-acétylénique. Ces travaux ont été exécutés par l'atelier de construction Huta Pokoj sous la direction de M. Absalon ; à l'auteur du présent article fut confiée la mission d'ingénieur-conseil.

Étant donné les différentes méthodes de renforcement qui ont été employées dans cette construction, ce travail nous a paru mériter d'être décrit en détail.

Le chevalement (fig. 464) se compose d'une tour pour deux ascenseurs portant deux consoles sur lesquelles sont fixées les mollettes, et d'une contrefiche soutenant les consoles.

La tour a une section rectangulaire de $5^m132 \times 4^m332$. Aux angles et au milieu des grands côtés se trouvent des montants composés de deux cornières, formant une croix (montants I et IV) ou formant un T (montants II, III, V, VI). Ces montants sont reliés entre eux par des entretoises horizontales et par des diagonales constituant les parois des deux cages d'ascenseurs. Les montants reposent sur un grillage rectangulaire de poutres à âme pleine s'appuyant sur la maçonnerie circulaire du puits.

La contrefiche a deux jambes qui forment un trapèze large de 14 mètres à sa base et de 4^m40 à son sommet. Chaque jambe se compose de 4 cornières formant caisson assemblées sur leurs 4 côtés par un treillis en fers plats. Les deux jambes sont réunies par des entretoises horizontales et

Fig. 464

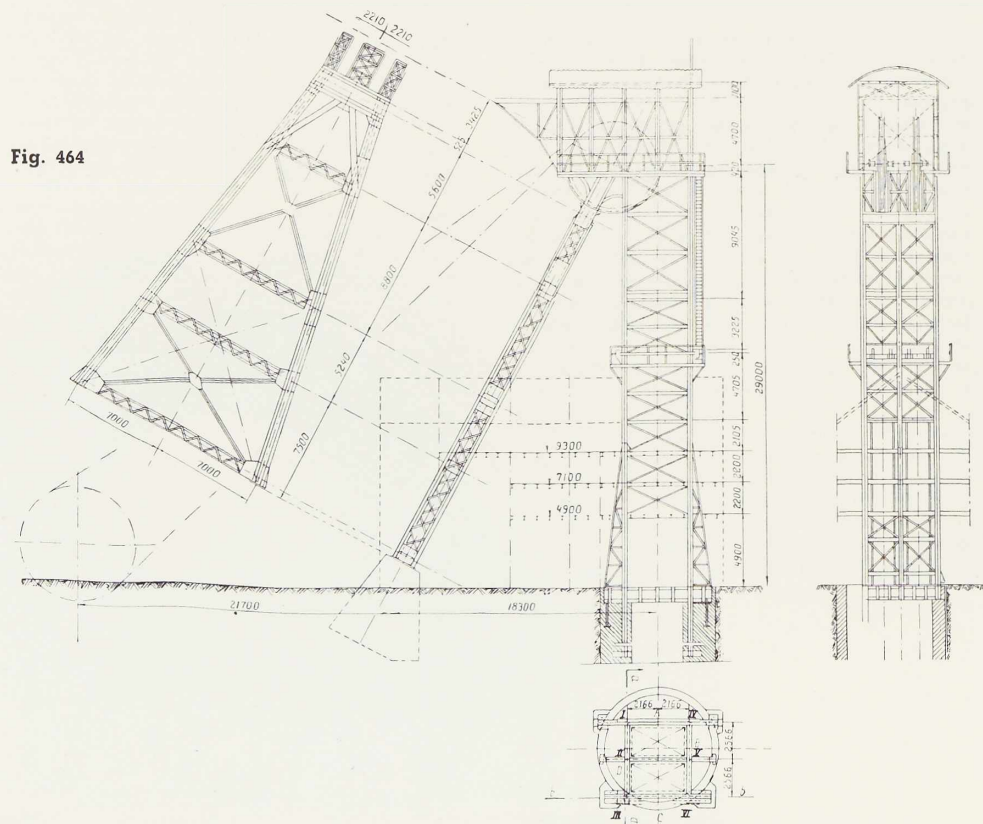




Fig. 465. Vue générale du chevalement.

des diagonales. Ces entretoises forment également un caisson à parois en treillis.

Les montants I et IV, dont la section se compose de deux cornières en croix, ont été renforcés dans leur partie inférieure par deux cornières de $120 \times 120 \times 13$ et par un contrefort en treillis de forme trapézoïdale de 5 mètres de hauteur et de 1^m42 de largeur à la base (fig. 466). Les nouvelles cornières ont été assemblées à des intervalles d'environ 1 mètre au moyen de goussets formant une croix ; l'une des branches de la croix est ininterrompue, tandis que l'autre se compose de deux parties (fig. 467). Les goussets existants ont été enlevés par cisaillement des têtes de rivets et remplacés par des goussets de 2×10 mm pour faciliter l'exécution des joints extérieurs. Les trous des rivets des cornières existantes ont été remplis avec du métal fondu. Les nouveaux assemblages de ces cornières ont été exécutés de la même façon que ceux des cornières de renfort en employant des tôles un peu plus larges pour les goussets (détail A, fig. 466).

On a remplacé les goussets lorsque le treillis

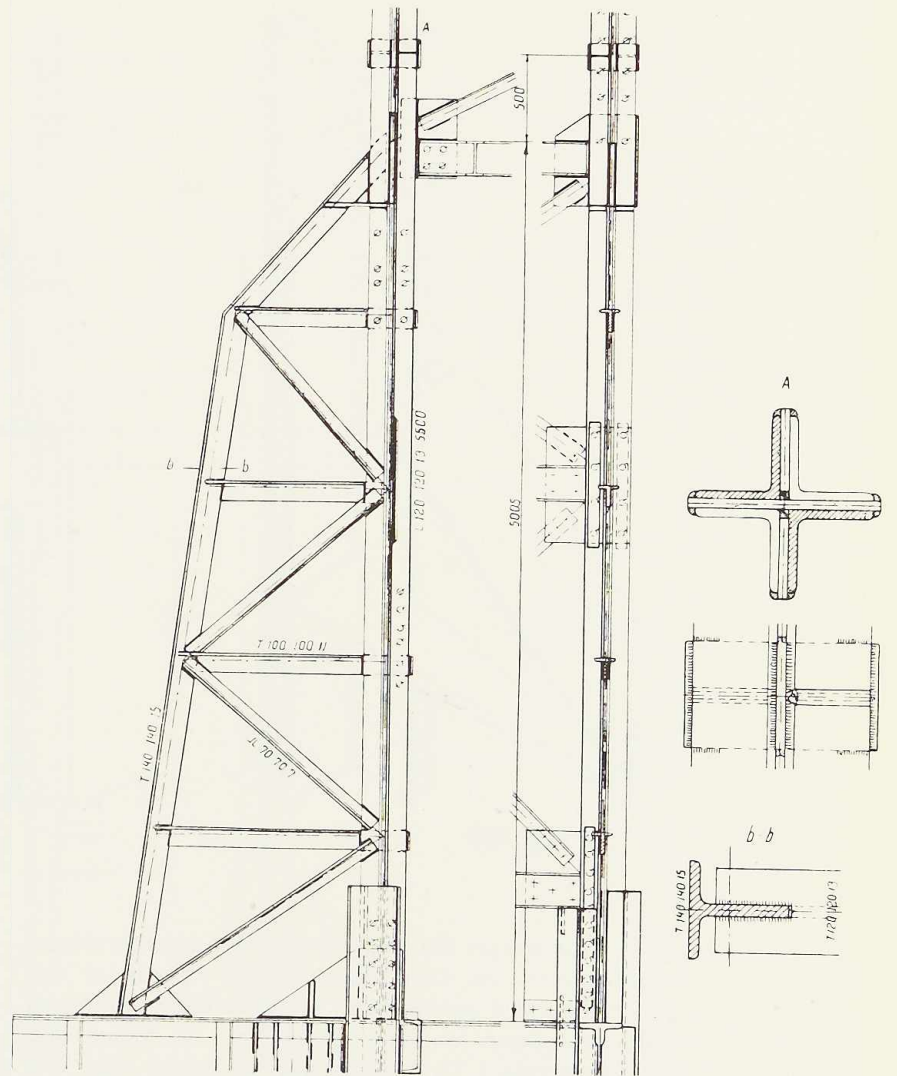


Fig. 466. Renforcement des montants I et IV.

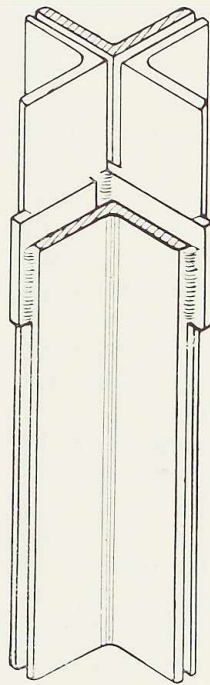


Fig. 467

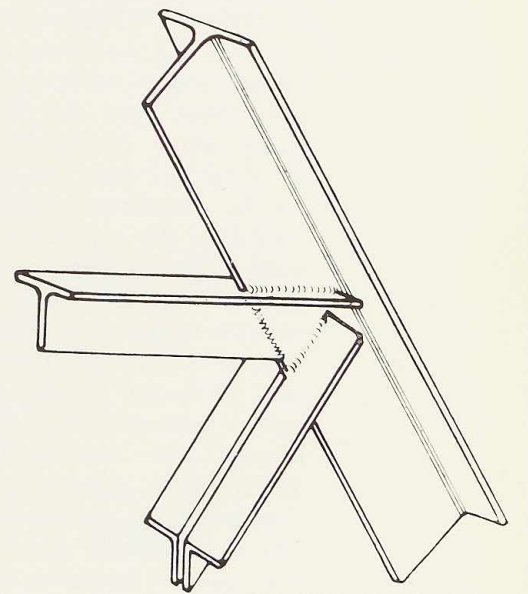
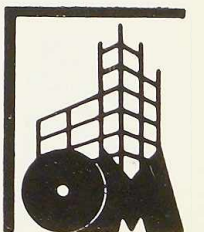


Fig. 468

429



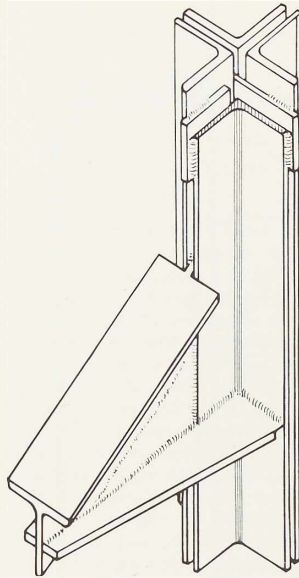


Fig. 469

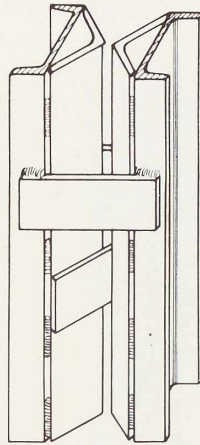
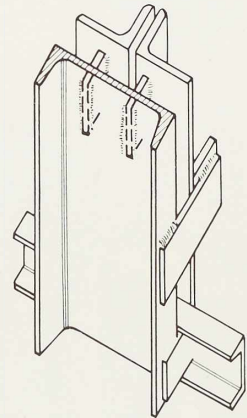


Fig. 470



de la tour devait lui aussi subir des modifications importantes, ou bien, pour éviter d'enlever ces goussets, on a percé dans les nouvelles cornières des trous pour les têtes de rivets ; ces trous ont été recouverts à l'extérieur par des plats (fig. 473 coupe *bb*).

Aux endroits où les éléments horizontaux du treillis du contrefort (des fers T) atteignent le montant de la tour, l'aile du T a été découpée et l'âme a été introduite au centre du montant.

Le treillis du contrefort est entièrement soudé. La membrure extérieure est un T de 14×14 . Les entretoises sont des T de 10×10 et les diagonales sont composées de deux cornières de $70 \times 70 \times 7$ mm. Le montant de la tour constitue la membrure intérieure du contrefort. L'assemblage des entretoises avec la membrure en T a été obtenu en découpant l'âme du T et en créant une fente dans l'aile (fig. 468). La figure 469 montre le nœud supérieur du contrefort.

Dans leur partie supérieure, les montants I et IV sont renforcés par des U soudés au bord des cornières existantes (fig. 470 et 472). Ces fers U sont réunis par des semelles en fers plats de 120×8 mm placées environ tous les mètres. A l'intérieur de ces fers U on a soudé un plat de 130×10 mm et des fers plats de 160×10 mm sont soudés aux ailes des U et des cornières (voir coupe *bb*, fig. 472).

Les piliers III et VI composés de deux cornières

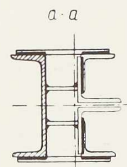
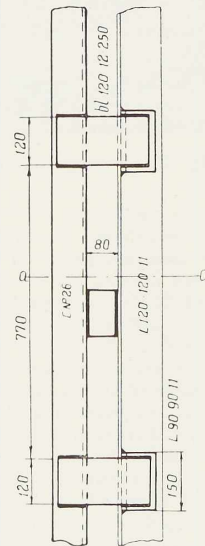
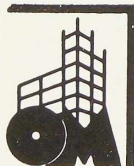


Fig. 471. Elévation, coupe et perspective des montants II et V.



formant T ont été renforcés par deux nouvelles cornières de $120 \times 120 \times 13$ mm de façon à former une croix (fig. 473). Les deux paires de cornières sont assemblées par l'intermédiaire de goussets tous les mètres environ (fig. 473, coupe



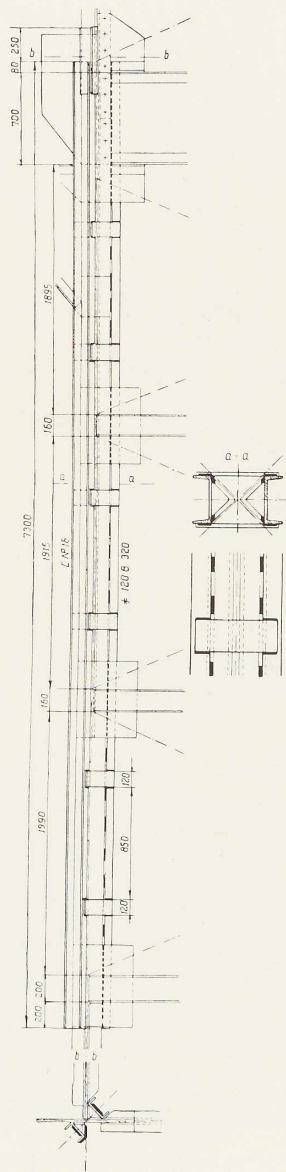


Fig. 472
Montants I et IV (partie supérieure).

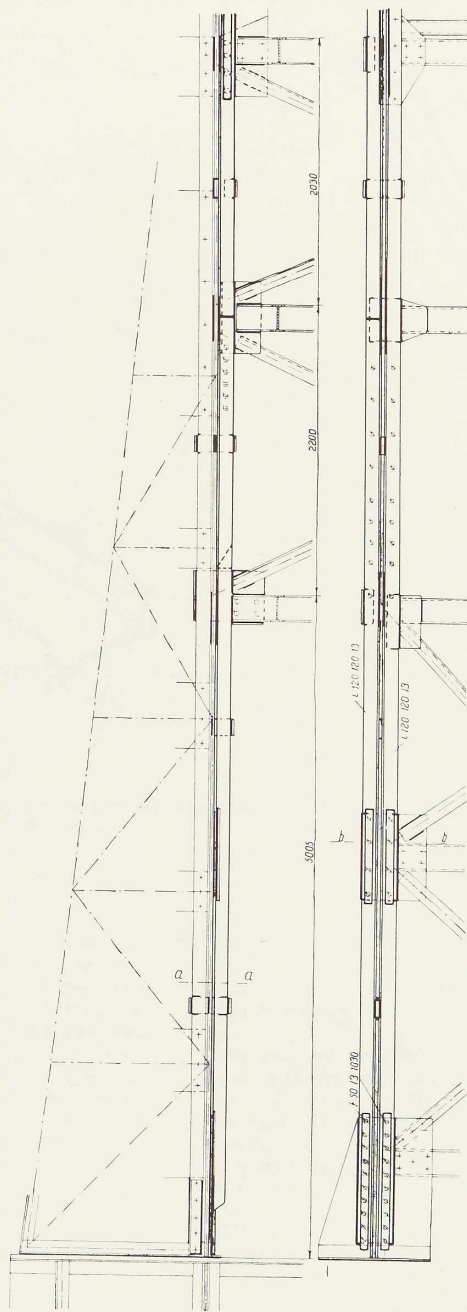
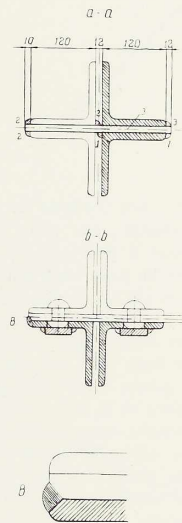


Fig. 473
Montants III et VI (partie inférieure).



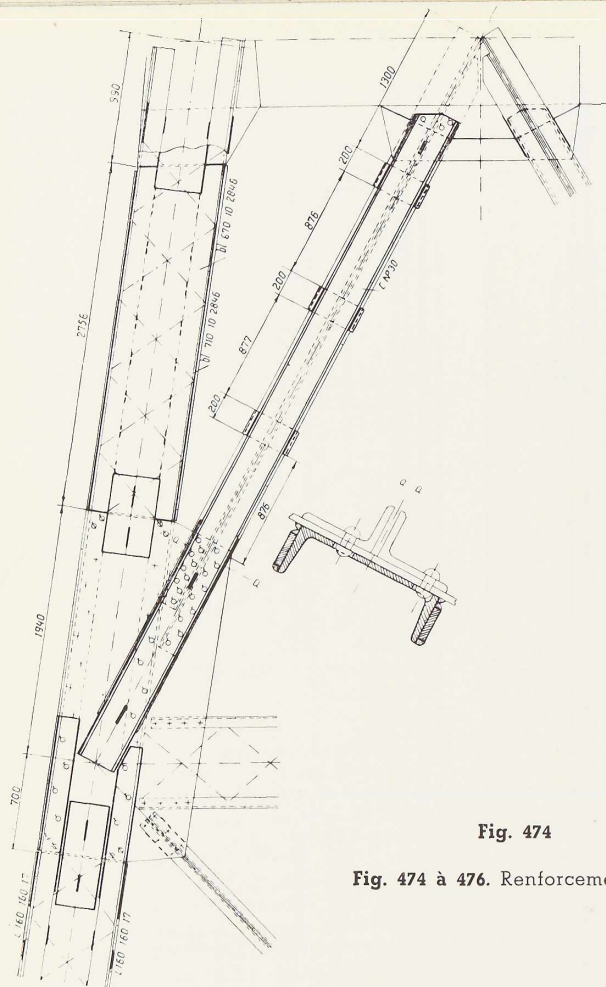


Fig. 474

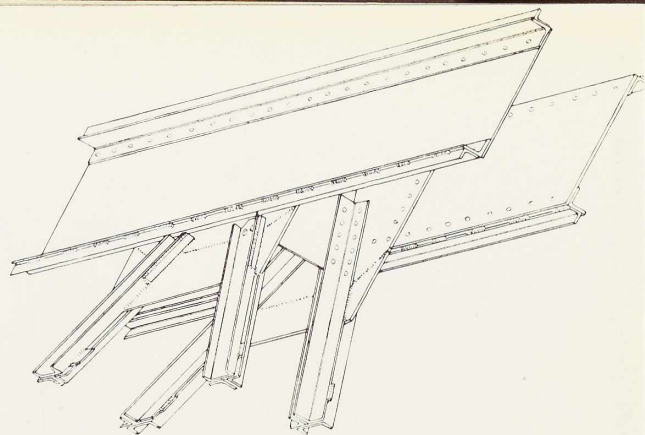


Fig. 475

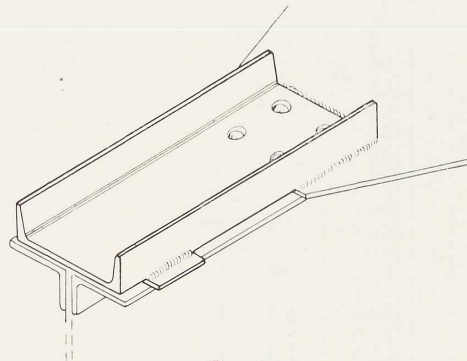


Fig. 476

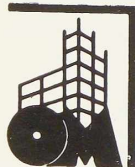
Fig. 474 à 476. Renforcement de la partie supérieure de la contrefiche.

aa). Les cordons de soudure 1 ont été exécutés à l'atelier ; sur place on a d'abord exécuté les cordons 2 unissant les semelles aux cornières existantes puis on a placé la seconde cornière et on a exécuté les cordons 3.

L'assemblage des nouvelles cornières aux plats du treillis déjà existant dans les faces D et B de la tour (fig. 464) a été effectué au moyen d'une soudure en V, joignant l'aile de la nouvelle cornière et le plat (détail B, fig. 473). On a ménagé, comme dans les montants I et IV, des trous pour les têtes de rivets dans les nouvelles cornières ; ces trous ont été recouverts par un plat. On a découpé ensuite le treillis de la paroi C dont les barres, coupées formèrent un nouveau treillis à assemblages soudés. Les trous de rivets ont été remplis avec du métal d'apport.

Les montants II et V de la paroi centrale composés de deux cornières formant T ont été renforcés par un U de 260 mm (fig. 471). Ce fer U est séparé des cornières par l'épaisseur des entretoises des parois D et B : l'assemblage des cornières et du fer U est réalisé par des goussets extérieurs et intérieurs distants de 40 cm en moyenne. Les goussets intérieurs, deux fers plats de 80×8 mm, et de 120 mm de longueur joignent l'âme du fer U à chacune des cornières. Les goussets extérieurs unissent les ailes du fer U à l'une des ailes d'un tronçon de cornière dont l'autre aile est soudée à l'une des cornières existantes. Les goussets ont été soudés au fer U en atelier, tandis que les autres soudures ont été exécutées sur place.

Le renforcement de la contrefiche a consisté



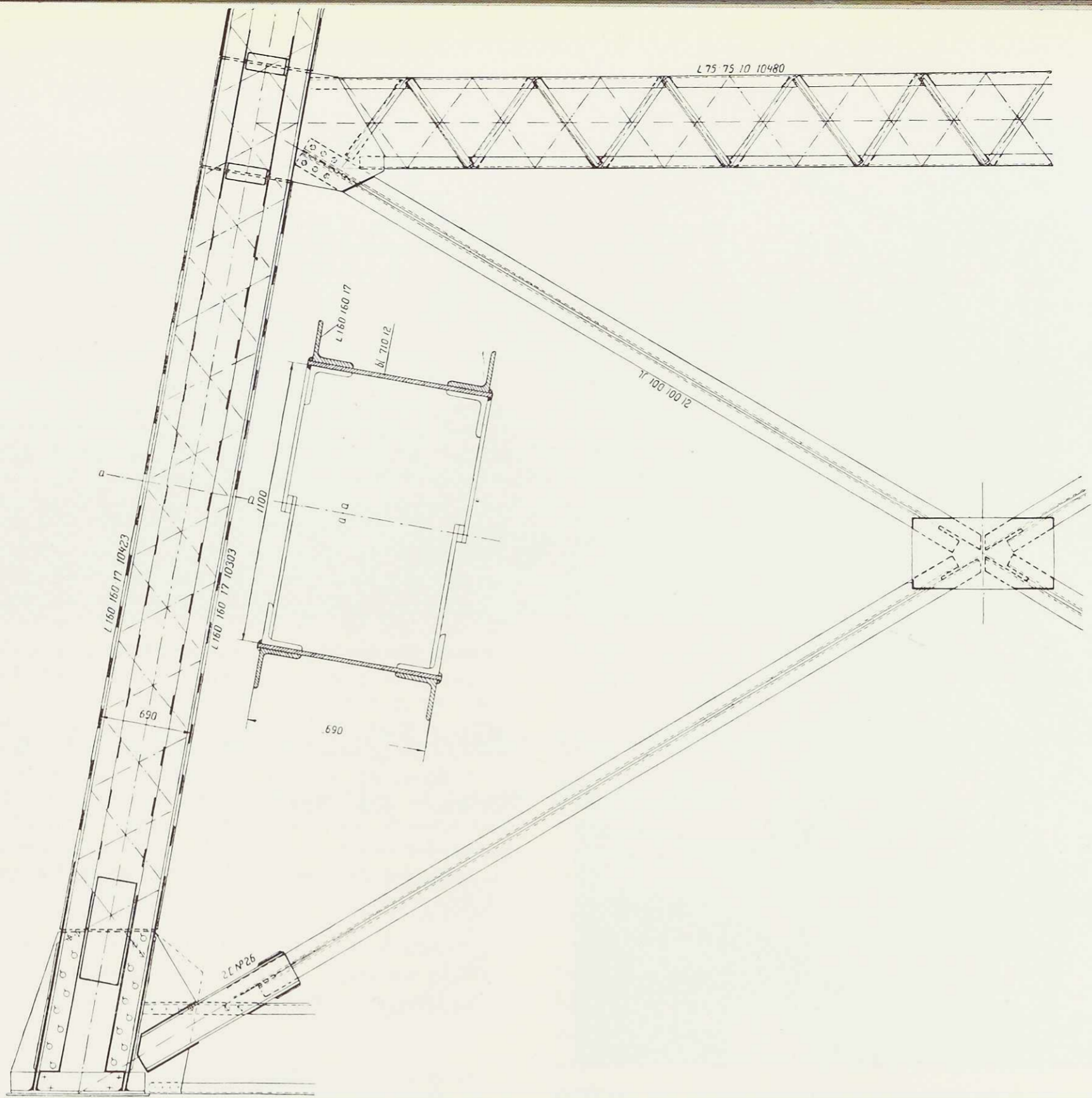


Fig. 477

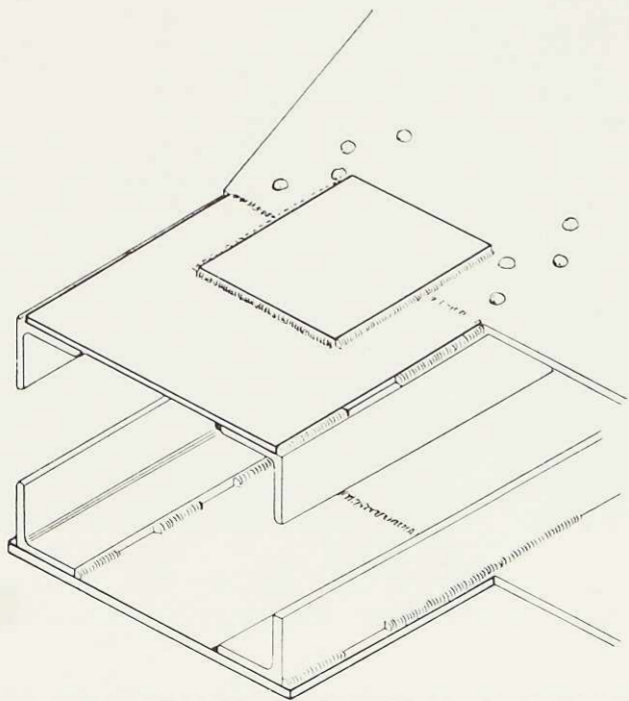


Fig. 478

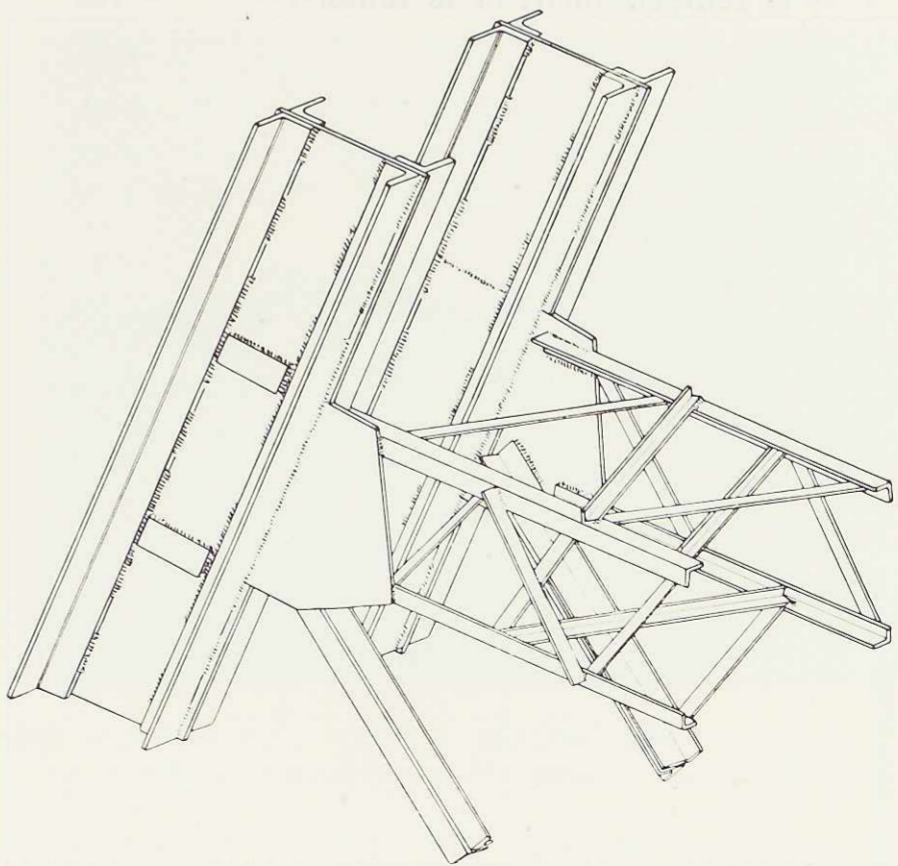


Fig. 479



Fig. 480. Vue de la partie supérieure du chevalement renforcé. On voit notamment le renforcement des jambes de la contrefiche.

renforcées par un fer U (fig. 474, 475, 476). Au droit des assemblages, existants, on a dû ménager des ouvertures dans le fer U pour les têtes de rivets. Pour remédier au déformement de la section en ces endroits, on a dû souder aux ailes des fers U des plats de 70×15 mm.

Les montants de la contrefiche se composent de quatre cornières formant un rectangle de 1100×600 mm dont les côtés étaient réalisés par un treillis double en fers plats. Pour les renforcer, on a remplacé les treillis des petits côtés du rectangle par une tôle de 710×12 mm couvrant toute la longueur du montant et soudée de place en place aux cornières existantes. De plus, on a soudé sur les nouvelles tôles, à la partie inférieure des montants, 2 cornières de $160 \times 160 \times 7$ mm (fig. 477, 478, 479).

La figure 481 montre le renforcement de l'ancrage des maîtresses-poutres du chevalement. Aux âmes de ces poutres, on a soudé des consoles composées de fers U surmontés, de tôles découpées en triangles. Les boulons d'ancrage passent entre les fers U et s'appuient sur une semelle.

dans le remplacement et le renforcement de son treillis et dans le renforcement des jambes elles-mêmes.

Les deux diagonales inférieures ont été détachées en coupant les rivets, raccourcies et réemployées (fig. 464, les anciennes diagonales sont en traits mixtes).

Les diagonales de la maille centrale du treillis n'ont pas été modifiées, mais on a renforcé les assemblages rivés par soudure.

Les contrefiches de la maille supérieure, constituées par des cornières à ailes inégales, ont été

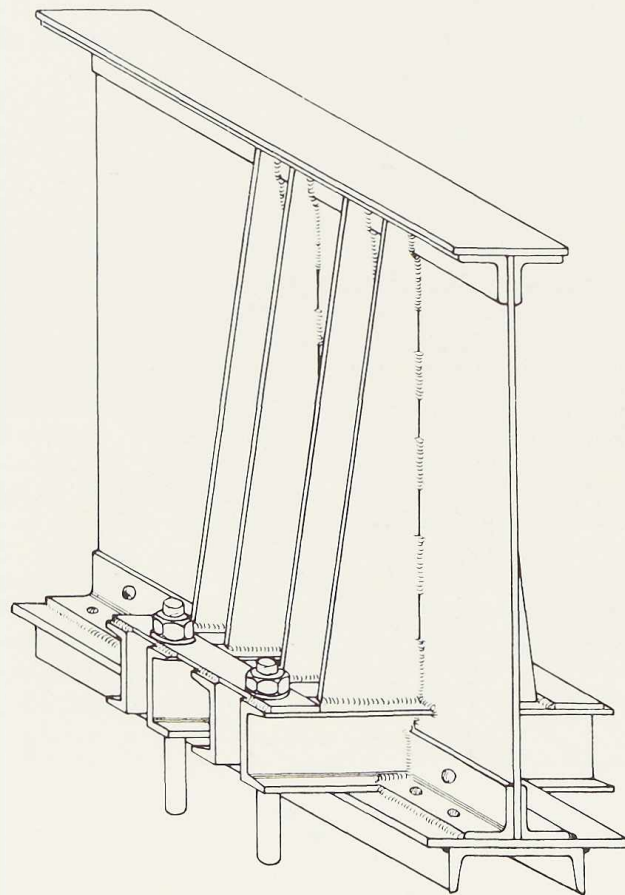
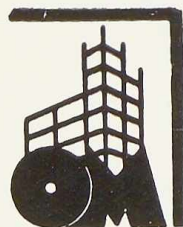


Fig. 481. Renforcement de l'ancrage d'une maîtresse poutre du chevalement.

434



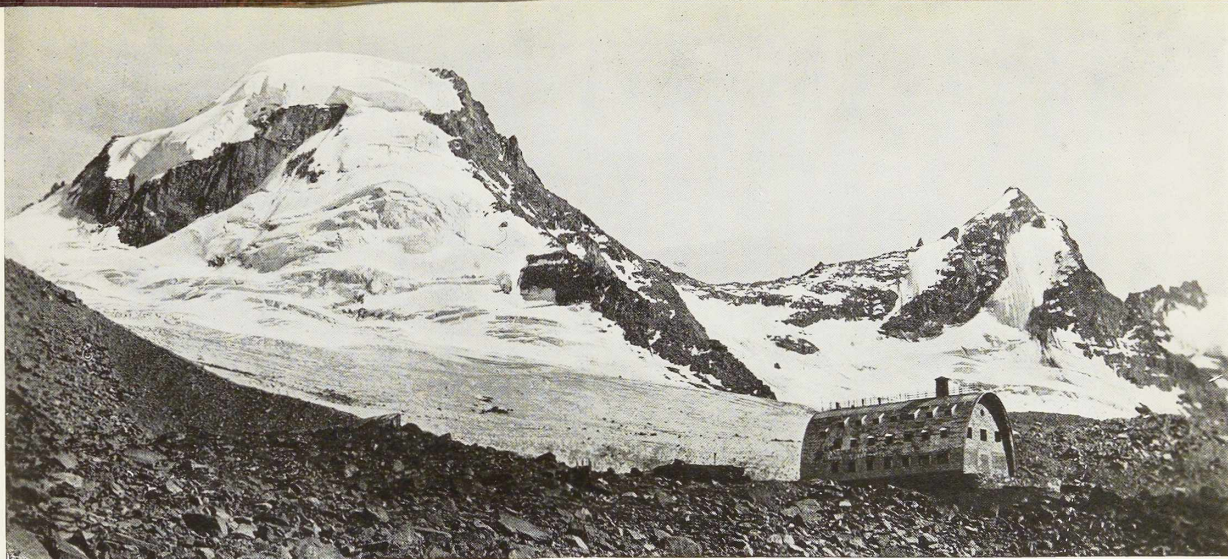


Fig. 482. Le nouveau refuge-auberge Victor-Emmanuel II sur le Gran Paradiso

Le nouveau refuge-auberge Victor-Emmanuel II sur le Gran Paradiso⁽¹⁾

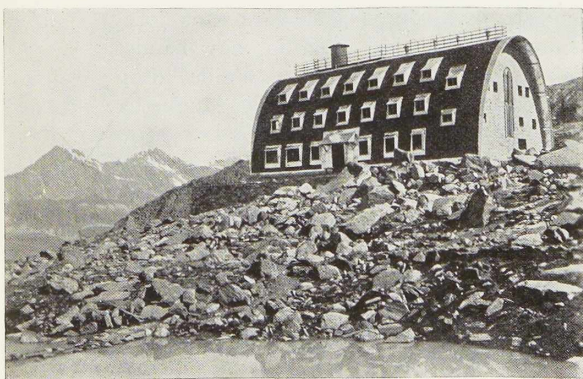
A l'initiative de la section de Turin du *Club Alpin d'Italie*, un nouveau refuge vient d'être construit sur le *Gran Paradiso*.

La nouvelle construction, dont les plans ont été dressés par l'architecte Armando

⁽¹⁾ D'après la revue *l'Architettura Italiana*, n° 6, juin 1934, pp. 185-192, qui nous a obligeamment prêté les clichés illustrant le présent article.

Mélis, occupe en plan une superficie de 20 m sur 11 m et mesure 9^m30 de hauteur.

Afin de présenter le moins de prise possible au vent et à la neige, la toiture de forme parabolique se prolonge jusqu'au niveau du sol. L'ossature portante est en acier. Le choix de ce mode de construction permet de réduire considérablement l'encombrement des maçonneries et le poids



Figures 483 et 484. La toiture et les parois latérales forment une surface parabolique continue. Celle-ci est revêtue extérieurement de madriers en mélèze, recouverts de feutre asphaltique et de tôle en « aluman ».

Les figures représentent 2 phases du travail de revêtement à l'aide des tôles d'« aluman ».



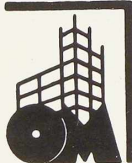
Fig. 485. Placement de la couverture en madrier sur l'ossature métallique.

de la construction. L'emploi de l'acier présentait encore d'autres avantages pour la construction même du refuge: il fut notamment possible de construire certains éléments du bâtiment dans la vallée et de les transporter sur le chantier à dos de mulet. Vu l'altitude élevée du refuge (2.765 m), le problème des transports avait une grande importance en raison de son prix élevé et du temps limité dont on disposait pour achever la construction. Il y avait lieu d'utiliser au mieux les quelques mois de l'année où le travail était possible. La nécessité de transporter les charges à dos de mulets imposait pour celles-ci une limite d'encombrement et de poids. Les éléments de l'ossature métallique, cintres, poteaux intérieurs et poutres de liaison, furent réalisés en tronçons ne dépassant pas 2 mètres de longueur, qui furent transportés aisément sur le chantier et assemblés entre eux par soudure. Les cintres étaient formés de 11 pièces de courbures différentes; chaque cintre constituait avec les montants et les traverses situés dans son plan, une section de charpente ne pesant pas plus de 1.500 kg.

L'ossature métallique entière, y compris les hourdis de planchers, pèse 16 tonnes. Elle comporte 9 cintres écartés entre eux de 2^m35.

La couverture fixée aux cintres métalliques est formée de madriers en mélèze de 5 cm d'épaisseur, recouverts d'une couche de feutre asphaltique et de tôle d'«aluman» de 0,6 mm d'épaisseur. Pour la couverture également, il fallait utiliser un matériau léger, comme l'aluminium, aisément transportable en rouleaux de 0^m70 de largeur environ et de longueur telle qu'il puisse recouvrir la totalité de la courbe parabolique extérieure sans joint intermédiaire. La jonction des bandes d'aluminium s'effectue à l'aide d'un double pli s'engageant dans les languettes d'ancrage clouées aux madriers. Les parois extérieures incurvées sont en briques creuses alternant avec des couches de matériaux divers de pouvoir isolant élevé. Les deux façades sont en pierres.

Le bâtiment possède un sous-bassement en pierre, avec des massifs en béton pour l'ancrage de l'ossature métallique. Il pos-



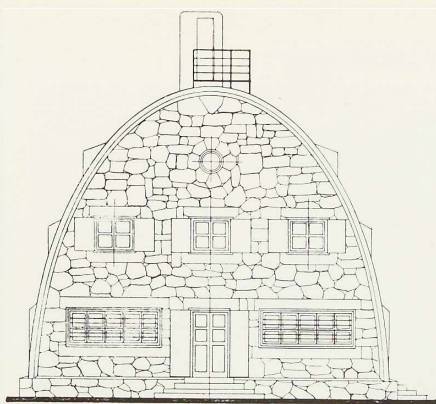


Fig. 486. Vue d'une façade d'extrémité en pierre.

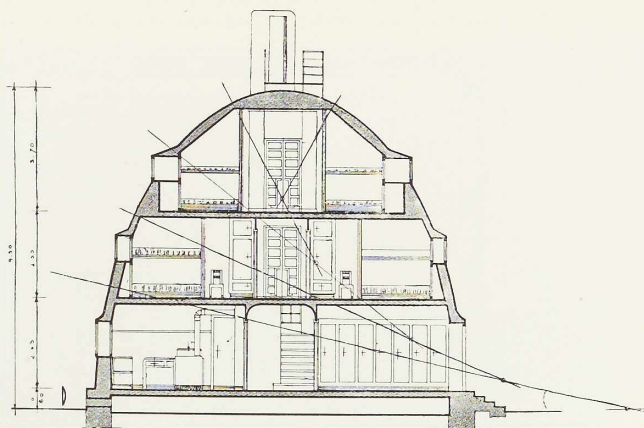


Fig. 487. Section transversale à travers le refuge.

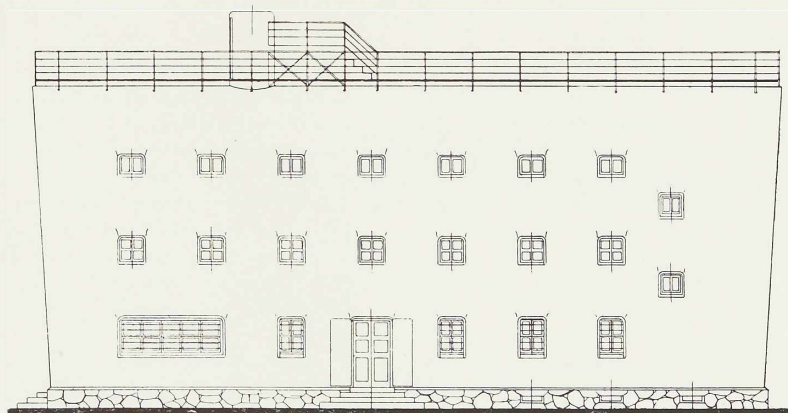


Fig. 488. Vue en élévation d'une façade latérale incurvée du refuge.

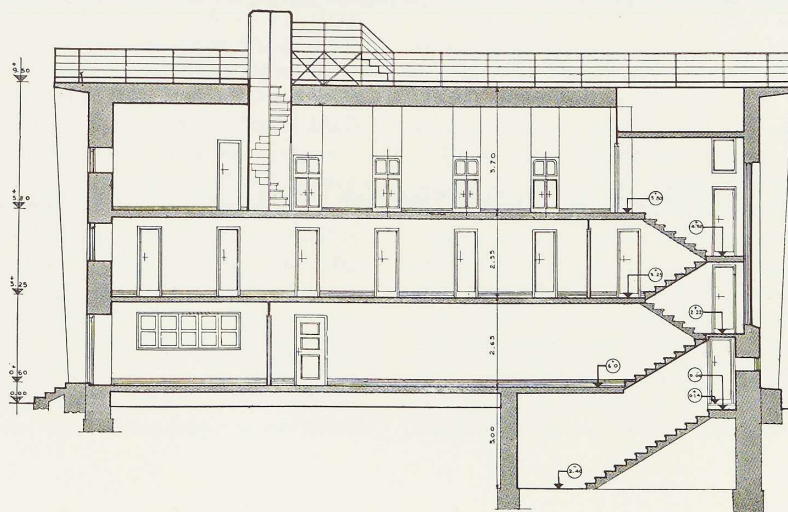


Fig. 489. Section longitudinale à travers le refuge.

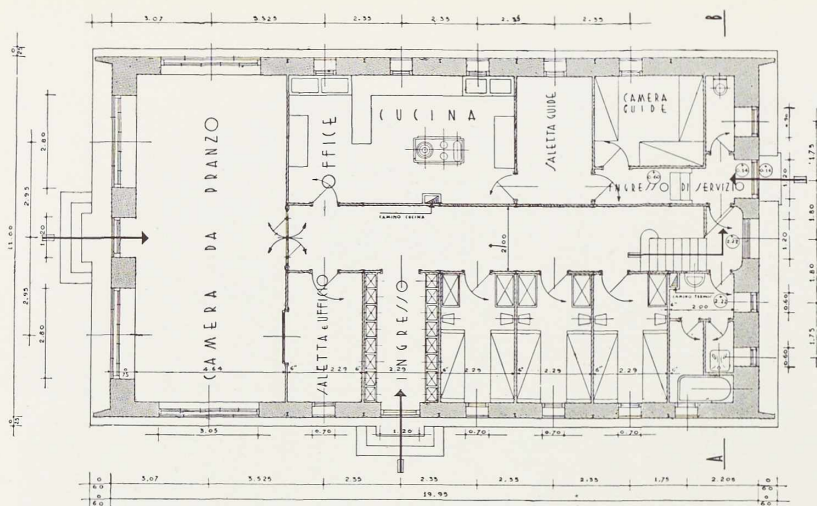


Fig. 490. Plan du rez-de-chaussée du refuge.

sède 2 étages, un rez-de-chaussée et un sous-sol. De l'étage supérieur, on accède à l'aide d'un escalier métallique en colimaçon à une passerelle en fer située le long du faite de la toiture, et à une tour abritant les instruments nécessaires à un observatoire météorologique. L'escalier qui dessert les différents étages est situé contre la façade postérieure; il est à double volée, en bois sur ossature en acier. Les paliers entre les étages desservent les lavatories.

Dans les sous-sols, se trouvent la cave à charbon et la salle de la chaudière du chauffage. Au rez-de-chaussée se trouve la salle à manger, la cuisine et l'office, la salle et la chambre des guides avec entrée particulière, un bureau pour l'administration, le hall d'entrée avec le vestiaire et 3 chambres à 2 lits. Entre le rez-de-chaussée et le sous-sol se trouvent près de l'escalier, un petit local isolé à destination de magasin d'approvisionnement et, accolée à l'escalier, une petite chambre pour le gardien. Au premier étage se trouvent 12 chambres à 2 lits et 2 chambres à 1 lit. Au dernier étage se trouve le dortoir à 40 places et la chambre pour le personnel de l'observatoire qui est à 2 ou à 4 lits. Sans compter les lits du personnel de l'observatoire et du gardien, il y a normalement

78 lits dont 6 pour les guides. En doublant le nombre de lits dans les chambres du premier étage, on peut arriver à placer 104 lits dans le refuge. Les parquets sont en planches de bois posées sur une couche de matériau isolant. Toutes les fenêtres sont en bois avec volets extérieurs en bois. Les portes intérieures sont en « masonite » posé sur châssis en sapin et cornières en « anticorodal ». La fenêtre qui éclaire la cage d'escalier est en verre armé. Le bâtiment est muni de paratonnerres et possédera le chauffage central par thermosiphon, l'eau courante potable et un réservoir à eau. Le petit lac situé dans le voisinage du refuge sera utilisé pour la fourniture d'eau potable, comme pour la fourniture d'énergie électrique, en utilisant une chute d'eau, dont l'aménagement a été prévu.

Le travaux sont sur le point d'être terminés. La direction des travaux a été confiée à l'ingénieur Ettore Ambrosio. Les calculs de l'ossature métallique ont été effectués par l'ingénieur Fausto Masi et c'est la *Soc. Nazionale Officine di Savigliano*, qui a réalisé la construction et le montage de l'ossature.

Le prix de la construction atteindra 210.000 liras, transports et aménagement intérieur compris.



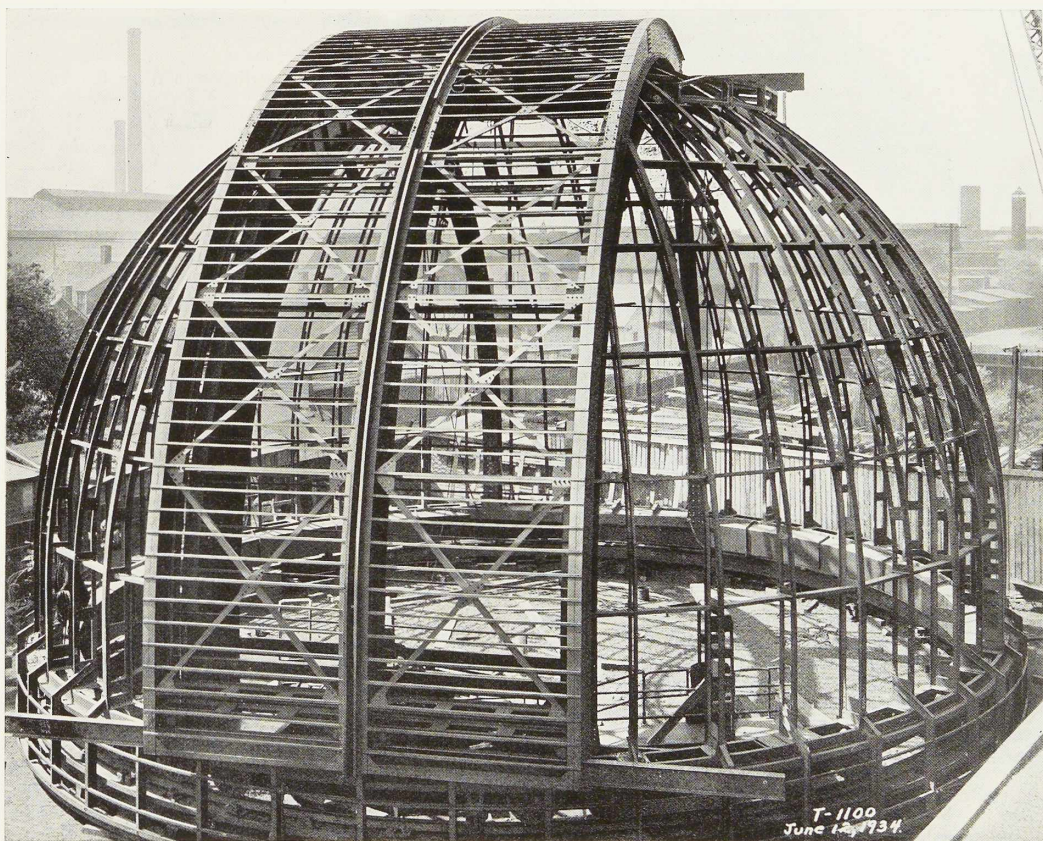


Fig. 491. L'ossature métallique de la coupole du nouvel observatoire Mc Donald au Mont Locke, montée à blanc à Cleveland avant son expédition.
Ingénieurs Conseils : Warner et Swasey, Cleveland.

La coupole du nouvel observatoire du Mont Locke

Le sommet du Mont Locke, dans le sud-ouest du Texas, a été choisi pour établir un nouvel observatoire. La limpidité exceptionnelle de l'atmosphère à cet endroit rend les conditions d'observation probablement meilleures qu'en tout autre point des Etats-Unis.

La charpente métallique de la coupole, qui abritera l'un des plus grands télescopes du monde

(en fait, le second par ses dimensions) a quitté tout dernièrement l'usine de Cleveland (Etat d'Ohio) où elle a été construite pour être transportée au Mont Locke, à 2.130 mètres d'altitude, à 2.500 kilomètres de l'atelier de construction.

Le projet de cet observatoire, qui a été dénommé observatoire Mc Donald, a été étudié par la firme Warner and Swasey Co pour l'Université

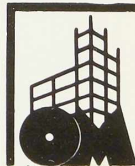
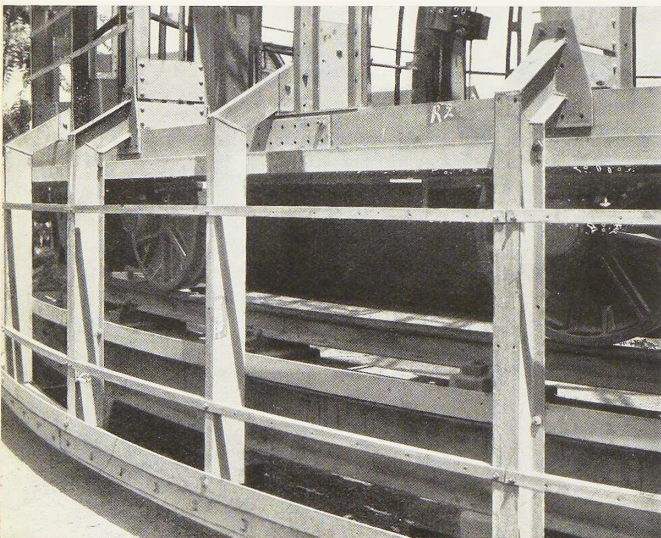




Fig. 492. Les grands volets coulissant de la coupole en position entr'ouverte. L'espace libre qu'ils découvrent a une largeur de 4^m90 et va de la base jusqu'à 2^m75 au delà du sommet de la coupole. Grâce aux contre-poids équilibrant ces volets pesant 16 tonnes, les manœuvres d'ouverture et de fermeture se font rapidement avec un moteur de 2 CV seulement.

Fig. 493. La coupole repose sur 26 roues de 76 cm de diamètre. Pour assurer à toute la base de la coupole une grande rigidité tous les assemblages seront soudés. Les boulons visibles sur la photographie servent uniquement au montage.



de Texas. L'observatoire disposera d'un télescope de 8 mètres de longueur muni d'un miroir de 2 mètres de diamètre. La coupole a été construite à Cleveland par la *Paterson Leicht Co* sous la direction de la *Warner and Swasey Co*. Elle a 18^m90 de diamètre, sa hauteur au-dessus de la fondation est de 22^m20. Son ossature comporte 125 tonnes d'acier. L'infra-structure représente à peu près le même tonnage d'acier. La couverture sera en tôle de fer galvanisé et pèsera 25 tonnes. Les planchers sont du type « battle-deck floor » formés de tôles planes entièrement soudées aux poutres solives ; ils assurent une grande rigidité à l'ensemble de l'ouvrage.

Le rez-de-chaussée de l'infra-structure est destiné aux bibliothèques et bureaux. Au premier étage se trouveront les chambres, les laboratoires et les chambres noires.

Deux poutres principales demi-circulaires et un anneau de base constituent les éléments principaux de la charpente de la coupole, qui repose sur une poutre horizontale fixée au sommet des colonnes de l'ossature du bâtiment. Les poutres principales demi-circulaires ont une hauteur de 1^m37. Leur âme est une tôle de 10 mm et les cornières d'angle ont 203 × 152 × 12 mm pour la lice inférieure, 152 × 152 × 10 mm pour la lice supérieure.

La surface semi-sphérique de la coupole, est formée par les contours de poutres secondaires prenant appui sur les poutres principales et sur l'anneau de base. Tout autour de l'anneau de base se trouvent des éléments suspendus fixés aux poutres secondaires.

Deux fers U de 254 mm renforcés par une poutrelle I de 152 mm forment l'anneau de base. Les fers U sont assemblés face à face par leurs ailes.

Les supports des conducteurs électriques, les consoles, ainsi que les écrans qui protègent les conducteurs électriques sont tous assemblés par soudure.

Un espace libre de 4^m90 de largeur s'étend entre les deux poutres principales depuis la base de la coupole jusqu'à 2^m75 au delà de son sommet. Cette ouverture peut être fermée par deux volets coulissants. Quoique ces volets pèsent 16 tonnes ils sont équilibrés de façon qu'un moteur de 2 CV les ouvre rapidement et aisément.

La coupole repose sur 26 roues de 76 cm de diamètre qui se déplacent sur un rail fixé à la poutre supérieure de l'infra-structure. Le mécanisme de rotation est entraîné par un câble mû par un moteur de 5 CV.

Fig. 494. Les contre-poids de la plate-forme d'observation se déplacent le long des poutres principales demi-circulaires de la coupole.

Les mouvements du mécanisme de la coupole sont commandés par des boutons facilement atteints par l'opérateur et qui permettent d'opérer quatre manœuvres différentes.

L'accès de tous les points de la coupole et du télescope est assuré par une passerelle de service assemblée par soudure et mue par l'électricité. Cette passerelle se déplace depuis la base jusqu'au sommet de la coupole ; elle est équilibrée. Des contre-poids soudés lui assurent un mouvement uniforme. Un escalier faisant partie de la charpente donne accès à cette passerelle. Elle porte des appuis réglables qui permettent des ajustements ultérieurs du télescope.

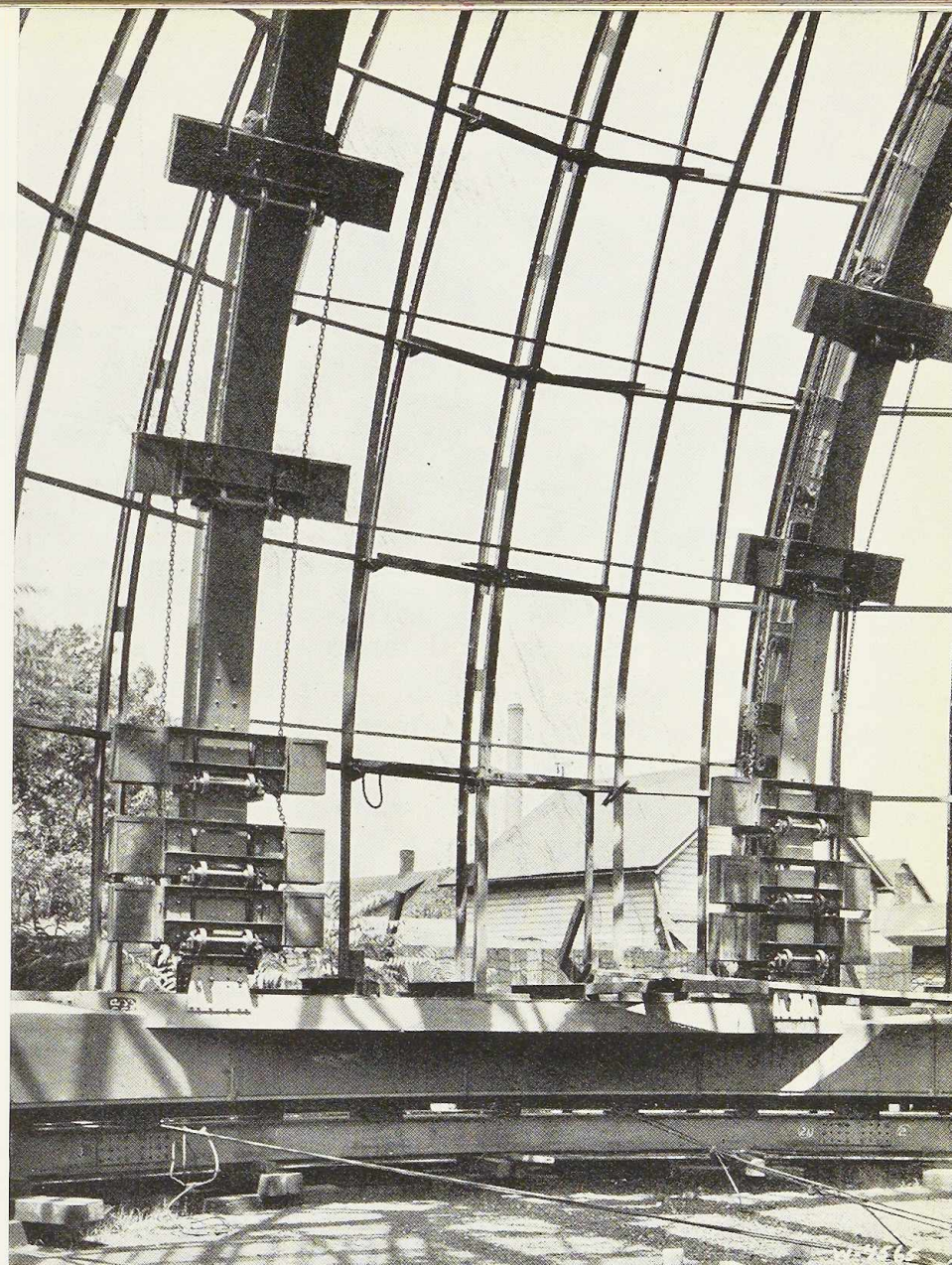
Deux plates-formes semi-circulaires, soudées de chaque côté de la fondation du télescope peuvent être élevées au moyen d'un moteur hydraulique à 5 mètres au-dessus de l'étage d'observation. Ces plates-formes permettent aux opérateurs de faire des observations aux points les plus bas du tube du télescope.

La température constante, nécessaire pour assurer une grande exactitude aux observations est obtenue par une circulation d'air entre les parois intérieures et extérieures de la coupole et de l'infra-structure. L'air pénètre dans les fondations et s'élève jusqu'au sommet de la coupole.

Afin d'assurer à l'ouvrage le maximum de résistance contre les tremblements de terre, les entretoisements antisismiques seront entièrement soudés.

Les assemblages de l'ossature, des chariots, des contre-poids, des plates-formes d'observation, des escaliers, des portes et fenêtres, des planchers et du contreventement antisismique ont été effectués par soudure à l'arc, au moyen d'électrodes *Fleetweld* et avec des postes de soudure de la *Lincoln Electric Co.*

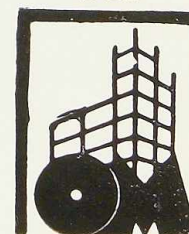
La soudure a été également utilisée pour la construction du tube de 8 mètres de longueur du télescope. On estime que la soudure à l'arc est supérieure à tous les autres moyens d'assemblage pour réduire la flèche du tube d'un télescope lors de sa construction. Cette méthode de construction est identique à celle qui a été em-



ployée pour le télescope de l'observatoire Perkins à l'Université *Wesleyan*, Etat d'Ohio, actuellement le troisième du monde par ses dimensions.

La construction de la coupole et de l'infra-structure de l'Observatoire McDonald a été commencée le 15 janvier 1934 et sera probablement achevée dans le courant de l'automne ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Les photographies qui illustrent le présent article nous ont été obligeamment adressées par la *Lincoln Electric Co* de Cleveland.



Le pont de Pilsen

Le premier pont en arc entièrement soudé ⁽¹⁾

Le pont-route en arc de Pilsen en Tchécoslovaquie franchissant la pittoresque vallée de la Radbusa, fut ouvert au trafic en automne de l'année dernière. C'est, en date, le second pont-route entièrement soudé ; c'est le premier pont en arc construit par soudure. Sa portée est de 50^m60 ; ses deux arcs, sous tablier, sont à âme pleine et sont à deux rotules. La largeur

⁽¹⁾ D'après *Die Elektroschweissung*, n° 7, juillet 1934, pp. 134-135.

du tablier est de 9 mètres, y compris 2 trottoirs de 1^m50 chacun.

La hauteur sous clef des 2 arcs est de 10^m40, leur écartement est de 6^m30. Ils sont formés d'une tôle de 900 × 16 mm et de 2 semelles de 400 mm de largeur, dont l'épaisseur varie de 22 à 38 mm selon la grandeur du moment à transmettre. Des raidisseurs en fers plats sont soudés aux âmes (fig. 495). Les arcs sont reliés entre eux par des poutres raidisseuses à âme pleine ainsi que par un contreventement en treillis (fig. 497).

Les poteaux supportant le tablier ainsi que les pièces de pont sont des poutres à âme pleine formées de tôles et de fers plats assemblés par soudure ; les longrines qui supportent la dalle en béton armé de la chaussée sont des poutrelles laminées continues. Le pont a été construit par soudure aussi bien à l'usine que sur le chantier. Chacun des arcs fut transporté sur le chantier en 5 tronçons de 11 m environ de longueur ; ceux-ci furent assemblés sur un plancher fixe et réunis par des boulons de montage ; enfin ils furent dressés en place et entièrement soudés. La même méthode fut utilisée pour le montage du tablier.

Le poids total de la construction métallique atteint 111 tonnes, dont 47,7 tonnes



Fig. 495. Vue d'ensemble d'un pont en arc entièrement soudé à Pilsen.

Fig. 496. Vue des appuis à rotules du pont de Pilsen.

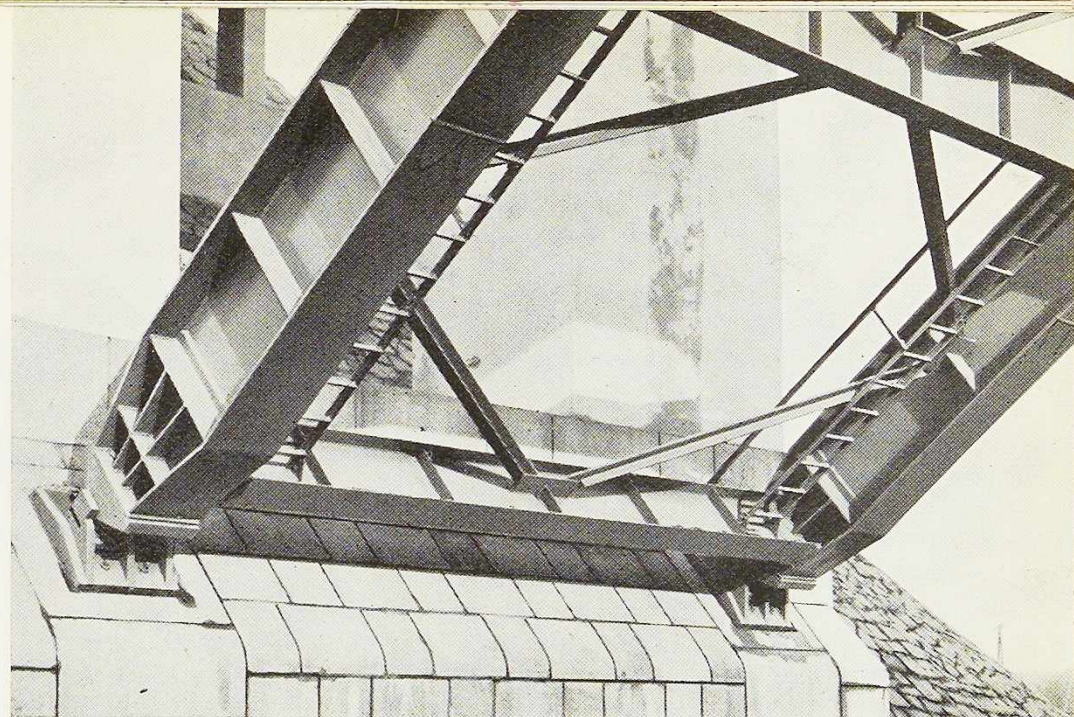
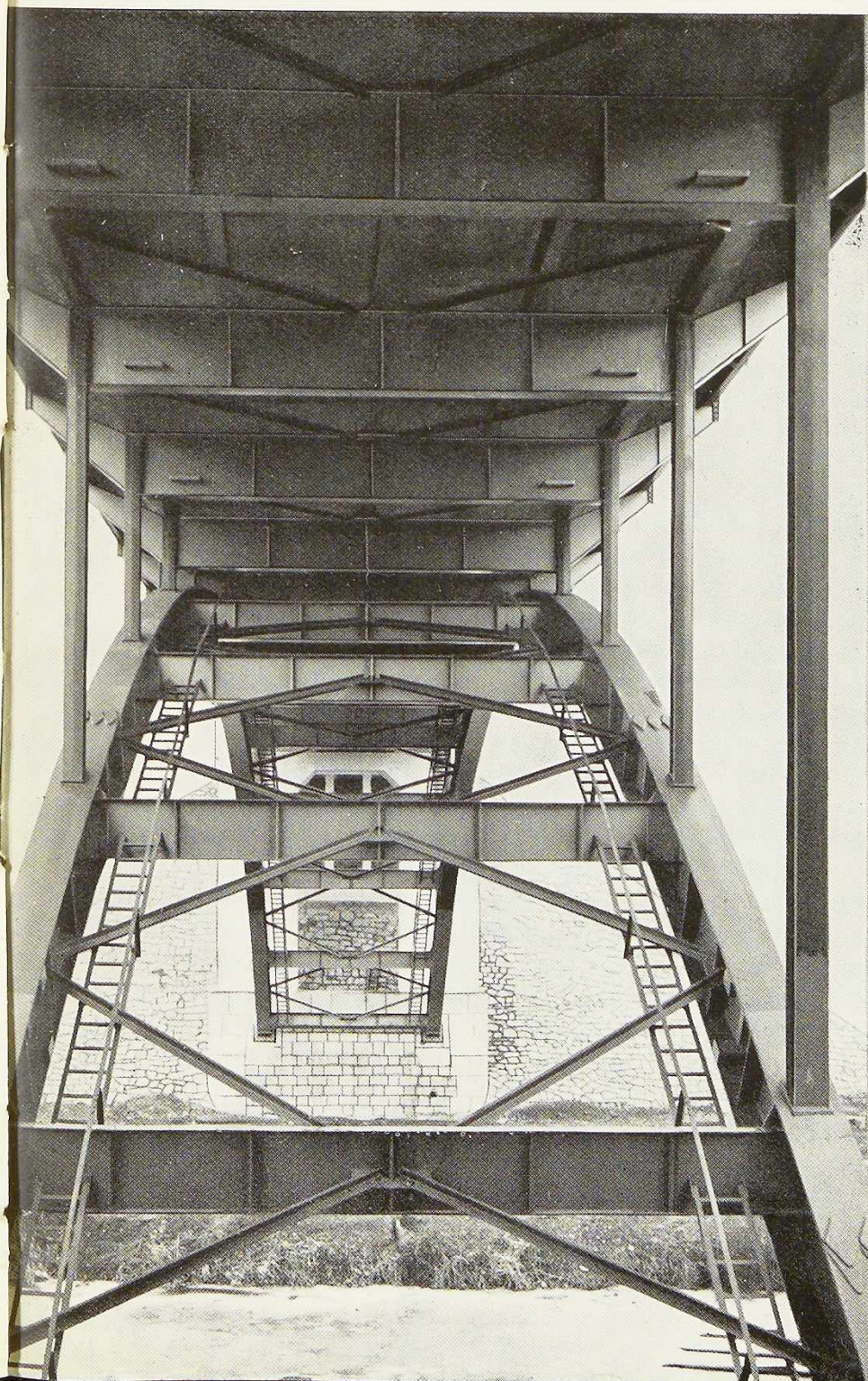
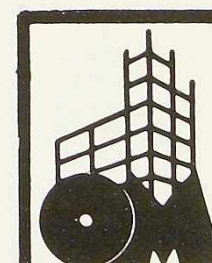


Fig. 497. Détails de la construction du pont-route soudé de Pilsen.

pour les 2 arcs. Un pont en arc rivé eut pesé 22 % en plus, soit 135,4 tonnes.

Les soudures furent effectuées en courant continu, partie à l'aide d'électrodes à fort enrobage, partie à l'aide d'électrodes à noyau. Tous les cordons de soudure sont continus. La figure 496 représente la rotule d'appui d'un arc ; elle montre la légèreté des solutions apportées par la soudure à des problèmes complexes de construction. Chaque rotule transmet un effort de 270 tonnes. L'âme des arcs, dont la hauteur de 900 mm est réduite à 540 mm à l'appui, y est renforcée et raidie à l'aide de tôles rapportées et de nervures épaisses en acier, de façon à concentrer l'effort transmis.

Cet ouvrage aux lignes pures et élancées constitue une interprétation tout à fait moderne de nos conceptions actuelles sur l'esthétique des ponts.



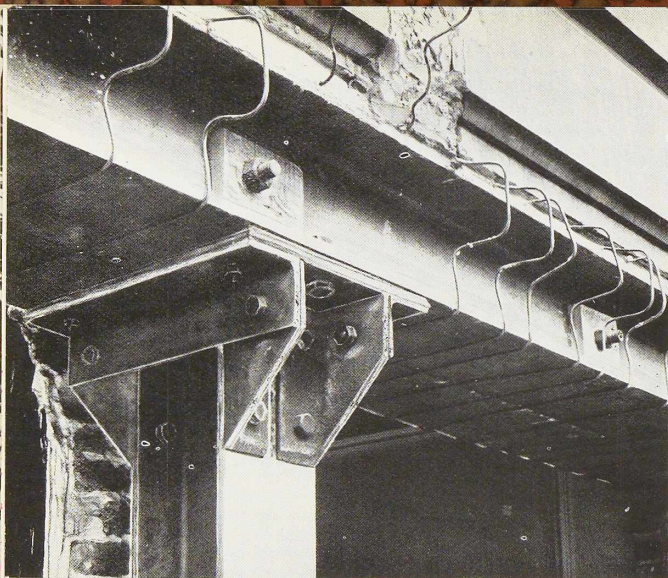
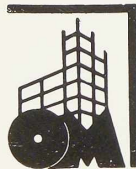


Fig. 498. Vue des poutrelles jumelées supportant la façade, du pilier central et de son chapiteau.



444 **Fig. 499.** Vue du magasin terminé.



Transformation d'une façade, Chaussée de Charleroi à Bruxelles

Architecte : **Maurice Leclercq**

On a procédé récemment, chaussée de Charleroi à Bruxelles, à la transformation d'une maison bourgeoise pour en faire un magasin de luxe.

La vitrine du magasin se compose essentiellement de pilastres et linteaux en granito bouchardé de teinte jaune pâle ; le socle des pilastres ainsi que le bandeau supérieur est en carreaux émaillés oranges de grande surface. Le châssis est en acier ; les soubassements ainsi que les portes sont en acajou incrusté de bandes de cuivre rouge poli et verni.

Le temps très réduit dont on disposait pour l'exécution des travaux détermina d'emblée l'emploi de poutrelles métalliques. La transformation fut étudiée et réalisée par le Bureau d'Etudes et de Construction Leclercq de Bruxelles.

La charpente comporte 2 poutrelles Grey DIL 26 jumelées de 8 m de longueur, soutenues par 2 piliers en poutrelles Grey DIN 20. La poutre fut calculée comme une poutre continue sur 3 appuis. La charge du troisième appui étant minime par suite de la grande différence de portée entre les 2 travées, celui-ci fut réalisé par le trumeau de maçonneries existant. La largeur du pilier et celle des poutrelles jumelées étant très différentes, on surmonte les piliers d'un chapiteau boulonné (fig. 498). Les pieds des piliers reposent par l'intermédiaire d'une semelle sur une assise en béton au super-ciment. Le joint entre la façade et les poutrelles est réalisé à l'aide de béton au super-ciment, afin de permettre l'enlèvement des étaçons dans un délai réduit. Les poutrelles sont enrobées de béton suivant les formes exactes imposées par l'architecte.

Outre la rapidité d'exécution, l'emploi de la charpente métallique procurait l'avantage d'une augmentation de la hauteur libre sous poutre, ce qui permit de réaliser une vitrine de grande allure, malgré les dimensions assez réduites du rez-de-chaussée. De plus, il fut possible de loger la grille rétractile dans les pilastres ce qui, en cas de piliers en béton armé, eût été impossible sans les déforcer considérablement.

Application de la plasticité au calcul des systèmes hyperstatiques ⁽¹⁾

par J. Verdeyen,

Ingénieur-conseil (A. I. Br.), Assistant à l'Université de Bruxelles

Dans une série de communications, faites à la séance du 28 février 1934 de l'Association belge pour l'Etude et l'Essai des Matériaux, et dont le texte a paru dans les numéros de juin, juillet et août de l'*Ossature Métallique*, MM. Baes, Joukoff et Wilkin ont exposé l'état actuel des études théoriques et pratiques sur la plasticité.

Au cours de son exposé, M. le professeur Baes a spécialement attiré l'attention de ses auditeurs sur le fait que l'application des propriétés de plasticité au calcul des constructions métalliques était à l'ordre du jour, et qu'une nombreuse littérature technique existait déjà à ce sujet.

Il y a longtemps, en effet, que de nombreux ingénieurs ont constaté la propriété d'adaptation d'une construction métallique aux sollicitations extérieures. La plupart l'avait cependant considérée comme une réserve de sécurité sur laquelle on ne devait pas compter dans les calculs pratiques.

La propriété d'adaptation s'explique en remarquant que, par suite de l'apparition de déformations plastiques de l'acier, qui apparaissent dès que la sollicitation atteint une certaine valeur il se produit dans l'ensemble constructif un ajustement, avec tendance à l'égalisation, des efforts intérieurs.

On sait, en effet, que lorsque la sollicitation extérieure augmente, les tensions atteignent en un endroit la valeur R_e ⁽²⁾ de la tension limite apparente d'élasticité en traction pure et si la sollicitation continue à croître sans dépasser certaines limites, les tensions maximum restent constantes et égales à R_e , tandis qu'en d'autres endroits, les tensions augmentent jusqu'à atteindre également la tension limite R_e .

On conçoit qu'il est possible que lorsque la tension limite R_e est atteinte en un ou plusieurs endroits, l'ouvrage continue à résister.

⁽¹⁾ Communication faite à la séance du 25 avril de l'A. B. E. M.

⁽²⁾ Les notations employées sont les mêmes que celles indiquées dans l'article de M. L. Baes, voir p. 307 de l'O.M. n° 6, juin 1934.

Dans ces conditions, on abandonnera, pour des pièces fléchies, la méthode qui prenait la sécurité par rapport à la sollicitation qui, dans les sections dangereuses, fait atteindre à la tension maximum calculée par la formule $\sigma = \frac{Mv}{I}$, la

valeur R_e , le diagramme des tensions R_e étant donc une droite oblique. On remplacera cette méthode en prenant la sécurité par rapport à la sollicitation qui dans les sections dangereuses fera atteindre à la tension σ la même valeur limite R_e , mais dans toute la hauteur du profil.

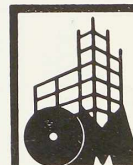
Il y aura lieu de distinguer si les charges sont fixes et permanentes, ou si elles sont mobiles et alternées. On trouvera à la fin de cet article, l'énoncé d'un nouveau critérium.

L'application de cette nouvelle notion de coefficient de sécurité ne présente pas beaucoup d'intérêt pour les systèmes isostatiques en treillis articulés, car leur dimensionnement est obtenu en proportionnant assez exactement les sections aux forces intérieures, et les efforts secondaires qui se produisent pour un ensemble bien étudié n'ont pas d'influence appréciable. Lorsque la sollicitation croît, les efforts intérieurs augmentent proportionnellement, et on atteint à peu près partout en même temps la tension limite R_e . Il est de plus entendu que les barres sujettes à flambement doivent être proportionnées au moyen des formules classiques habituelles.

En ce qui concerne les ensembles hyperstatiques, par exemple les structures réalisées par des cadres à angles rigides, il est possible que la tension de plasticité soit atteinte en un ou plusieurs endroits sans que l'ouvrage subisse des déformations ou des affaissements le mettant en danger.

C'est donc l'étude des systèmes hyperstatiques qui présente le plus d'intérêt pour les applications des propriétés de plasticité.

Pour pouvoir établir des formules pratiques, permettant le dimensionnement des systèmes hy-



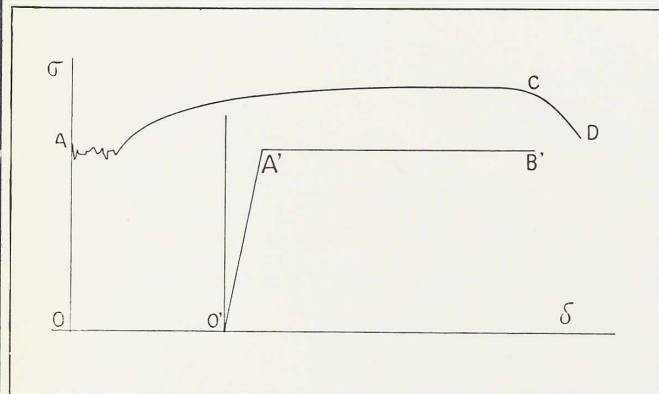


Fig. 500

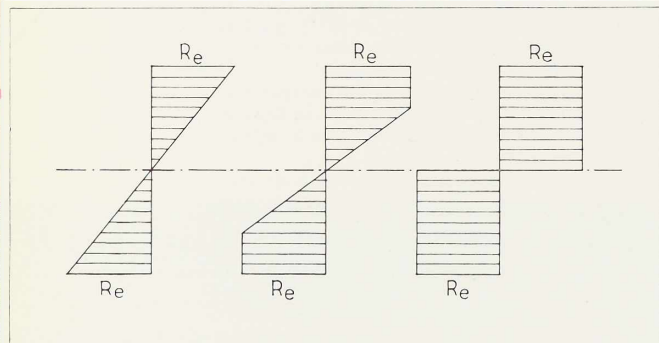


Fig. 501

perstatiques soumis à flexion, on fait les hypothèses simplificatrices suivantes que nous nous contentons de rappeler ⁽¹⁾.

I. — Comme pour la méthode habituelle, on considère pouvoir négliger les déformations vis-à-vis des dimensions même de l'ouvrage. De plus on considère que la matière présente la propriété dite du palier.

Cela revient à remplacer le diagramme OABCD (fig. 500), tension déformation, bien connu de l'acier doux de construction par deux droites, la

première inclinée de $\text{tang } \alpha = E$ sur l'horizontale pour des tensions inférieures à la tension limite d'élasticité apparente ou tension de plasticité, la seconde parallèle à l'axe des abscisses.

Cela revient à considérer le matériau comme idéalement plastique et son diagramme $\sigma \cdot \delta$ formé de deux droites O'A' et A'B'.

2. Les sections transversales et planes restent transversales et planes pendant la déformation due à la flexion.

Cette hypothèse est la même que celle faite pour la théorie classique de la flexion.

Lorsque, sous charge croissante, la tension R_e est atteinte, (fig. 501a), il y aura ensuite une tendance à l'uniformisation des tensions dans les sections considérées et les diagrammes de tension dus à la flexion passeront par les phases successives indiquées aux figures 501b et 501c.

Le diagramme des tensions tel qu'il est indiqué à la figure 501c est une limite théorique, que la matière n'est pas susceptible d'atteindre.

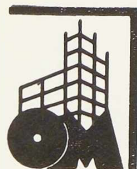
3) On admet que pour une pièce soumise à des chargements et des déchargements successifs, les tensions suivent lors du déchargement la loi de proportionnalité de Hooke.

On admet donc qu'en première approximation, la rotation d'une section soumise à flexion, reste proportionnelle à l'intensité de la charge. Cette hypothèse est nécessaire comme on aura l'occasion de le montrer, pour le calcul des tensions résiduelles d'un système hyperstatique sollicité au delà de sa limite élastique.

On va, dans la première partie de cette note, s'occuper d'abord des charges fixes et permanentes.

Les hypothèses que l'on vient d'énoncer permettent donc de dire que lorsque la sollicitation croissante d'une construction hyperstatique est telle que la tension R_e est atteinte en une section déterminée, la tension en cet endroit n'augmente plus, mais la forme du diagramme de répartition des tensions se modifie. Une région de l'ouvrage, située en général en un nœud ou un appui, ou aux environs du milieu d'une travée, entre en plasticité et dans cette région des déformations sensibles se produisent.

Par exemple si on considère (fig. 502) une poutre continue sur trois appuis indéformables ABC, dont la sollicitation est telle que le moment maximum se produit au droit de l'appui B, la tension



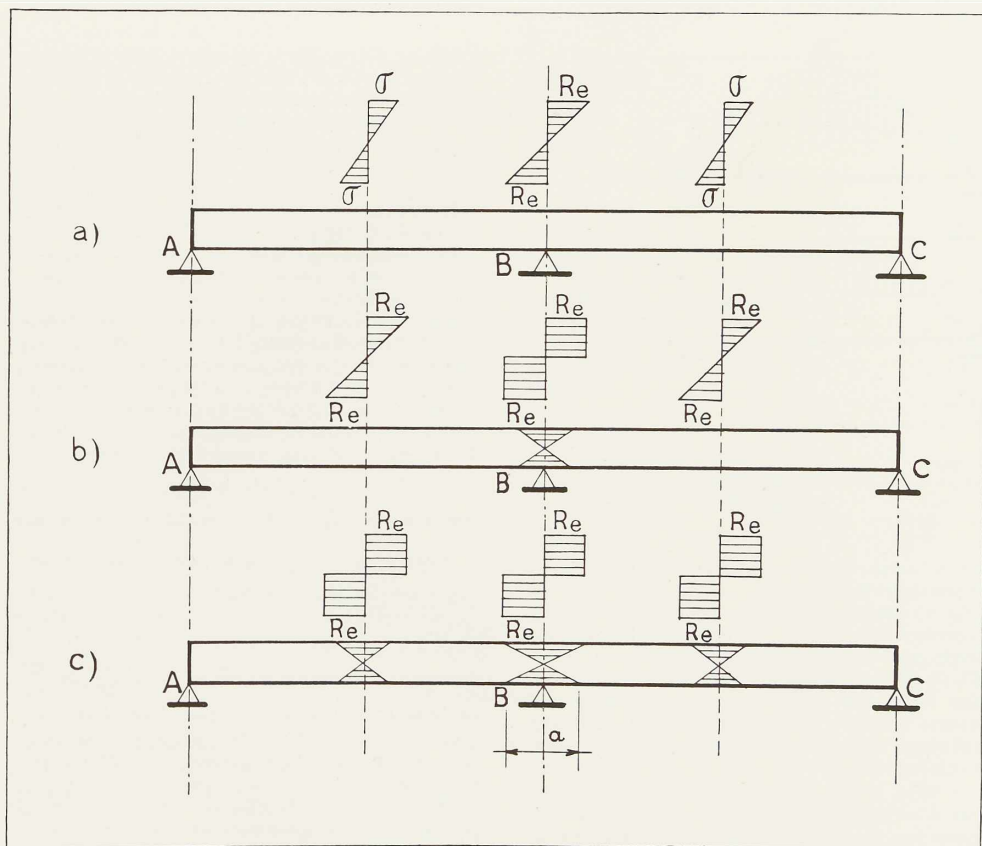


Fig. 502

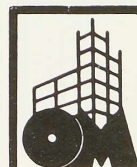
de plasticité R_e sera atteinte en premier lieu au droit de cet appui et l'on aura la phase *a* de la figure 502. Si la charge continue à croître, les tensions dans la section d'appui B tendront à s'uniformiser et dans les sections de milieu des travées AB et BC elles croîtront jusqu'à atteindre la valeur R_e . C'est la phase représentée en *b* à la figure 502. Ensuite les tensions s'uniformiseront dans les sections milieux des travées, et l'on obtiendra enfin la phase *c* de la figure 502. Il est entendu, que la phase *c* est une phase théorique et qu'il est possible que pratiquement la poutre sera détruite avant d'y parvenir.

Un phénomène identique mais se produisant dans un autre ordre pourrait être décrit si les

moments maxima s'étaient produits dans les sections milieux des travées, au lieu de la section à l'aplomb de l'appui du milieu.

Dans le cas que l'on vient de décrire, une région de largeur *a* aux abords de l'appui B est une région de déformation sensible, et il en résultera de part et d'autre de cet appui une rotation différente de celle qui se produirait si tout se passait en élasticité.

On peut donc dire d'une manière générale, que le fait d'atteindre la tension de plasticité en une section provoque, au point de vue déformation, un phénomène analogue à celui qui reviendrait à introduire en cette section une semi-articulation. Dans ces conditions, on peut admettre que



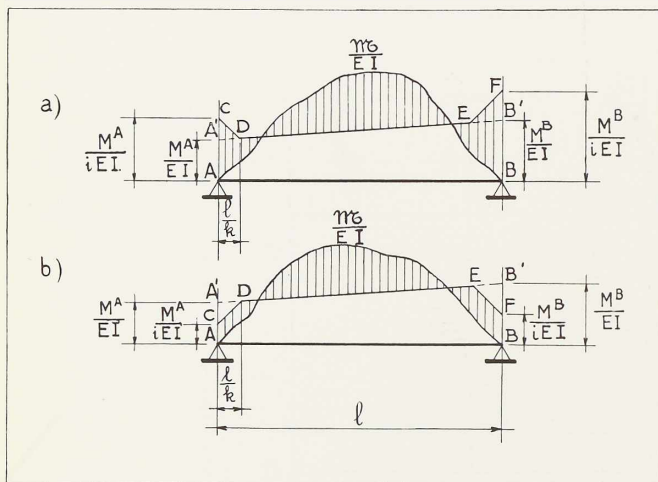


Fig. 503

tout se passe comme si le moment d'inertie en ces sections était diminué.

En d'autres termes, si on appelle degré d'encastrement d'un nœud ou d'un appui, l'inverse de l'angle dont tourne une section voisine du nœud ou de l'appui lorsqu'elle est sollicitée par un moment fléchissant unitaire, le fait d'atteindre les tensions R_c en un endroit déterminé d'une barre quelconque correspond à une diminution du degré d'encastrement.

En effet, si les tensions R_c sont atteintes au droit d'un appui ou d'un nœud, il y aura une diminution du degré d'encastrement, puisque la semi-articulation se produit au droit de l'appui ou du nœud, alors que si le phénomène se produit aux environs du milieu de la travée, c'est à cet endroit qu'apparaît la semi-articulation, ce qui correspondrait à une diminution du moment d'inertie du milieu.

L'apparition de la plasticité aux appuis ou aux environs du milieu, déplace donc la ligne de repère du diagramme des $\frac{M}{EI}$ c'est-à-dire du diagramme des moments fléchissants divisés par le produit du moment d'inertie I par le module d'élasticité, dans la travée considérée, et le déplacement a lieu dans le sens indiqué par les considérations précédentes.

Au point de vue de l'établissement des formules de calcul de stabilité, qui sont, comme on le sait, pour les systèmes hyperstatiques des for-

mules de déformation, on pourra affecter les moments d'inertie des régions en plasticité de la travée considérée d'un coefficient i qui sera plus grand ou plus petit que 1, suivant que la tension R_c sera atteinte au milieu de la travée ou sur les appuis. Le coefficient i , que l'on peut appeler coefficient de plasticité, sera le rapport des moments d'inertie de la section aux appuis et au milieu de la travée.

Le coefficient de plasticité i vaudra 1 lorsque les tensions R_c seront atteintes en même temps dans la travée et sur les appuis.

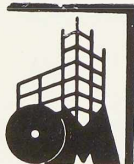
Dans ces conditions, si on suppose que le passage de la section réelle à la section fictive affaiblie se fait d'une manière rectiligne au point de vue du moment d'inertie, on peut considérer une barre AB (fig. 503a et b), faisant partie d'un ensemble hyperstatique quelconque et sollicitée par des forces extérieures donnant lieu à flexion.

On sait par la théorie habituelle, que le diagramme des $\frac{M}{EI}$ de la barre AB est donné par

le diagramme des $\frac{\mathcal{M}}{EI}$ de la même barre AB supposée simplement appuyée à ses deux extrémités, lu par rapport à une droite de repère A'B' tracée en joignant les points obtenus en portant au droit des appuis les valeurs en ces sections $\frac{M^A}{EI}$ et $\frac{M^B}{EI}$ de la poutre hyperstatique (fig. 503a et b).

En admettant la théorie qui vient d'être exposée concernant la modification fictive des moments d'inertie, on peut dire que lorsque les tensions R_c sont atteintes en une section de la poutre AB, le diagramme des moments fléchissants hyperstatiques divisés par EI , sera le diagramme des moments fléchissants isostatiques, divisés par EI , lu par rapport à une ligne brisée représentée par CDEF, AC et BF représentant $\frac{M^A}{iEI}$ et $\frac{M^B}{iEI}$ (fig. 503a et b) les points D et E se trouvant à une longueur horizontale $\frac{l}{k}$ des appuis AB, dépendant de la longueur plastique.

Le cas a de la figure 503 correspond à ce qui se produirait lorsque les tensions R_c sont atteintes en premier lieu sur les appuis, et le cas b, lorsqu'elles sont atteintes en premier lieu aux environs du milieu de la travée. Si a représente comme précédemment la longueur de plasticité, $\frac{l}{k} = \frac{a}{2}$ dans le premier cas, et $\frac{l}{k} = \frac{l-a}{2}$ dans le second cas.



On remarque que le diagramme des $\frac{\mathcal{M}}{EI}$ ne doit pas être modifié puisque ses ordonnées sont nulles aux appuis et que la division par i n'a pas d'effet appréciable, tant que $\frac{l}{k}$ reste relativement petit.

On peut en conclure que la forme et l'effet de l'apparition du domaine plastique sont complètement définis par les coefficients i et k .

Les quelques remarques que l'on vient de faire, permettent d'entrevoir la possibilité de tenir compte des propriétés de plasticité de l'acier de construction dans le calcul des structures hyperstatiques à angles rigides, car les méthodes employées en stabilité des constructions sont basées sur des formules donnant les angles de déformation en tenant compte du degré d'encastrement des poutres droites.

A titre d'exemple, on va montrer comment on peut facilement généraliser la formule des trois moments de Clapeyron, employée pour le calcul des poutres continues.

On considère une poutre continue sur un nombre quelconque d'appuis au même niveau, de moment d'inertie constant sur toute la longueur, les longueurs des travées pouvant être différentes d'une travée à l'autre (fig. 504).

On écrit que pour un groupe de deux travées ABC, l'angle γ^{BA} de rotation de la ligne élastique en B dans la travée AB est le même que l'angle γ^{BC} en B dans la travée BC.

En considérant le diagramme des $\frac{M}{EI}$ représenté à la figure 504 et obtenu en introduisant les tracés déjà donnés, on aura, en appelant l_n et l_{n+1} les longueurs des travées AB et BC, et en remarquant que

$$AC = \frac{M^A}{i EI}$$

$$\text{avec } AA' = \frac{M^A}{EI}$$

donc

$$A'C = AC - AA' = \frac{M^A}{EI} \left(\frac{1}{i} - 1 \right)$$

$$\text{et si on pose } \frac{1}{i} - 1 = \nu$$

$$A'C = \nu \frac{M^A}{EI}$$

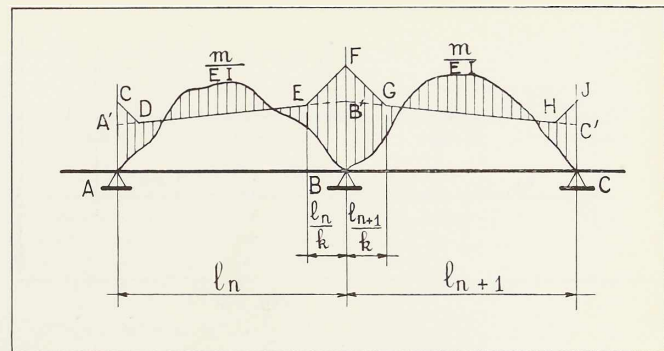


Fig. 504

et de même aux autres appuis (1) :

$$B'F = \nu \frac{M^B}{EI}$$

$$C'J = \nu \frac{M^C}{EI}$$

Les angles de déformation valent dans ces conditions, d'une manière générale :

$$EI \gamma^{BA} = \left[\int_0^{l_n} \mathcal{M} x dx - \frac{2 M^B l_n^2}{6} - \frac{M^A l_n^2}{6} - \frac{\nu M^B l_n}{2 k} - \left(l_n - \frac{l_n}{3k} \right) - \frac{\nu M^A l_n^2}{6 k^2} \right] \frac{1}{l_n}$$

et

$$EI \gamma^{BC} = \left[\int_0^{l_{n+1}} \mathcal{M} (l_{n+1} - x) dx - \frac{2 M^B l_{n+1}^2}{6} - \frac{M^C l_{n+1}^2}{6} - \frac{\nu M^B l_{n+1}}{2 k} - \left(l_{n+1} - \frac{l_{n+1}}{3} \right) - \frac{\nu M^C l_{n+1}^2}{6 k^2} \right] \frac{1}{l_{n+1}}$$

En égalant ces deux expressions, on obtient la formule des trois moments généralisée

$$M^A (k^2 + \nu) l_n + M^B [2 k^2 + (3 k - 1) \nu] [l_n + l_{n+1}] + M^C (k^2 + \nu) l_{n+1} =$$

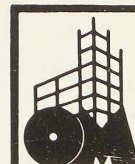
$$- k^2 \left[\frac{1}{l_n} \int_0^{l_n} \mathcal{M} x dx + \frac{1}{l_{n+1}} \int_0^{l_{n+1}} \mathcal{M} (l_{n+1} - x) dx \right]$$

Cette formule est écrite en admettant que le coefficient k est le même dans les deux travées adjacentes.

On constate que cette formule n'est autre que

(1) On remarque que si $i > 1$, ν est négatif
si $i = 1$, $\nu = 0$
si $i < 1$, ν est positif.

Les équations que l'on écrit sont donc générales et applicables à tous les cas.



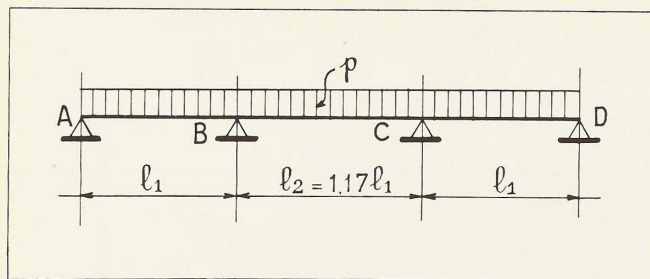


Fig. 505

l'expression habituelle de la théorie classique, si on y fait $\nu = 0$, c'est-à-dire $i = 1$.

Des relations du genre de celle que l'on vient d'écrire en généralisant le théorème des trois moments pour les poutres continues, sont précieuses, car elles permettent d'apprécier dans quelle mesure on fera appel à la plasticité lorsqu'un système sera sollicité au delà des tensions élastiques.

L'auteur allemand Kann qui a développé cette méthode, estime que l'on pourra compter avec une certaine sécurité sur l'adaptation d'une construction lorsque l'égalité des moments sera réalisée presque naturellement par suite d'une disposition adéquate. En d'autres termes, le constructeur devra s'efforcer de réaliser des ouvrages aussi adaptés que possible aux moments qui se produiront lorsque la construction sera en plasticité.

En se reportant à la figure 504 ou aux figures 503a et 503b, on constate que plus les triangles A/CD seront petits, moins on devra faire appel à la capacité de résistance en plasticité pour obtenir l'égalité des moments. Or les triangles en question seront d'autant plus petits que l'égalité élastique naturelle des moments sera plus près d'être atteinte.

Les triangles de plasticité sont en fait déterminés par k et ν , et, pour chaque cas de sollicitation et chaque système, on pourra écrire une équation des trois moments qui donnera la relation entre k et ν . On obtiendra une courbe d'égalisation des moments, c'est-à-dire une fonction $\nu = f(k)$ en écrivant dans l'équation que les moments sur appui et en travée sont égaux pour des cas bien déterminés de sollicitation. L'examen de cette courbe, que l'on peut comparer dans certain cas à une courbe idéale qui serait celle donnant l'égalisation naturelle des moments, permet d'apprécier dans quelle mesure on peut faire appel à la plasticité dans le calcul d'un système hyperstatique. On peut par conséquent faire choix du système donnant le maximum de sécurité s'il est calculé au moyen des méthodes habituelles de la stabilité des constructions, système qui pourra

donc encore être calculé en égalant certains moments et donner alors des économies appréciables.

La mise en équations des généralités précédentes montre par exemple que pour la poutre continue, la relation entre ν et k peut être mise approximativement sous la forme linéaire

$$\nu = ak + b.$$

En général le coefficient b est relativement petit, et n'a pas d'importance pratique. D'autre part on constate que lorsque l'on trouve a voisin ou plus grand que 0,500, il est dangereux de compter sur l'adaptation de la construction aux efforts extérieurs.

Par exemple si on considère une poutre continue, à appuis de niveau, et à trois travées de moments d'inertie constants et égaux, sollicitées par une charge uniformément répartie de valeur p (fig. 505), le problème peut être traité de la manière suivante :

On considère deux cas suivant que l'égalité des moments fléchissants en travées et sur appuis est atteinte dans les travées d'extrémités ou dans la travée centrale.

Dans ces conditions, si on suppose que les trois travées ont la même longueur, on aura dans le premier cas à rechercher la valeur du moment fléchissant en B, soit M^B de manière que ce moment soit égal au moment fléchissant M^A dans la travée AB, étant bien entendu que le moment en A est nul.

Cela revient à considérer une poutre sur deux appuis AB (fig. 506), sollicitée par une charge p uniformément répartie, dans laquelle on introduit la condition que le moment en B soit égal

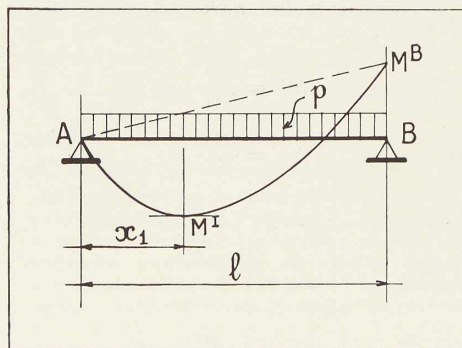
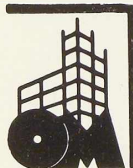


Fig. 506



au moment dans la travée. Si on note x_1 l'abscisse du point où le moment fléchissant est maximum dans la travée, on aura :

$$M^B = -M^1 = -M^B \frac{x_1}{l} + \frac{1}{2} p x_1 (l - x_1)$$

d'autre part si Z_A est la réaction d'appui en A, on a

$$M^1 = Z_A x_1 - \frac{p x_1^2}{2} \quad \text{avec } x_1 = \frac{Z_A}{p}$$

donc
$$M^1 = p x_1^2 - \frac{p x_1^2}{2} = \frac{p x_1^2}{2}$$

en remplaçant dans la première expression, on a :

$$-\frac{p x_1^2}{2} \frac{x_1}{l} + \frac{1}{2} p x_1 (l - x_1) = \frac{p x_1^2}{2}$$

d'où la relation permettant de déterminer x_1 ,

$$x_1^2 + 2 l x_1 - l^2 = 0$$

d'où
$$x_1 = l (\sqrt{2} - 1) = 0,414 l$$

et par conséquent

$$M^1 = -M^B = 0,0855 p l^2.$$

Dans le cas particulier que l'on considère, l'équation des trois moments trouvée plus haut, peut s'écrire :

$$M^A (k^2 + \nu) l + 2 M^B l [2 k^2 + (3 k - 1) \nu] + M^C (k^2 + \nu) l = -k^2 \frac{p l^3}{2}$$

en introduisant les conditions

$$M^A = 0$$

$$M^B = M^C = -0,0855 p l^2$$

il vient

$$\nu = +0,820 \frac{k^2}{6 k - 1}.$$

Cette relation représente une hyperbole dont la partie intéressante, c'est-à-dire pour laquelle $k > 1$ peut approximativement être représentée, par la droite d'équation :

$$\nu = 0,137 k + 0,023.$$

Pour étudier le cas où l'égalité des moments est atteinte à la fois sur les appuis et dans la travée centrale, on devra rechercher la valeur du moment fléchissant en B, soit M^B de manière que ce moment soit égal au moment M^{II} au milieu de la travée BC.

Cela revient à considérer une poutre sur deux appuis BC (fig. 507) sollicitée par une charge p uniformément répartie, dans laquelle on introduit la condition que les moments en B et C soient égaux au moment dans la travée.

On trouve immédiatement :

$$M^{\text{II}} = -M^B = -M^C = \frac{1}{2} \cdot \frac{p l^2}{8} = 0,0625 p l^2.$$

En remplaçant dans l'équation des trois moments, écrite plus haut, on obtient :

$$\nu = +3,000 \cdot \frac{k^2}{6 k - 1}.$$

Cette relation représente de nouveau une hyperbole qui peut être remplacée par la droite dont l'équation est :

$$\nu = 500 k + 0,0833$$

Si on désire que l'égalité des moments soit atteinte à la fois sur les appuis B et C et dans les travées AB, BC et CD, on aura, en appelant l_1 les longueurs des travées extrêmes et l_2 la longueur de la travée centrale (fig. 508), les deux conditions qui découlent des relations établies précédemment : dans les travées AB

$$M^B = -0,0855 q l^2$$

et dans la travée BC

$$M^B = -0,0625 q l^2$$

d'où, en divisant membre à membre

$$\frac{l_1}{l_2} = 1,17$$

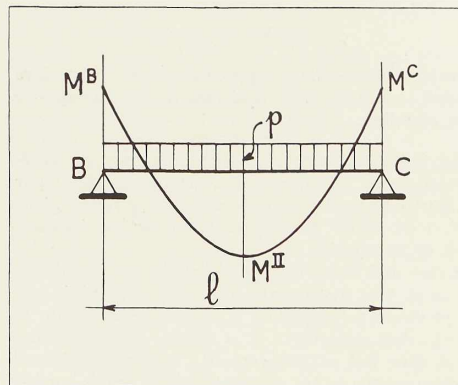
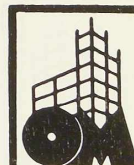


Fig. 507



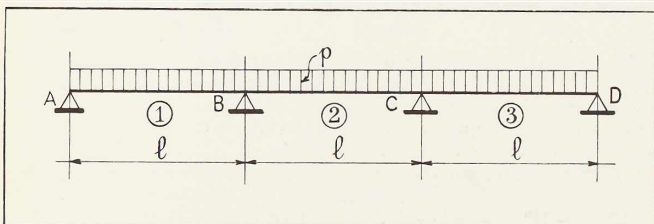


Fig. 508

donc $l_2 = 1,17 l_1$.

En réalisant la poutre de cette manière, on trouve en reprenant l'équation des trois moments

$$v = + 2,09 \frac{k^2}{6,51 k - 1}$$

et cette relation qui représente une hyperbole peut être remplacée par la droite dont l'équation est

$$v = 0,328 k + 0,0503.$$

On constate que ces exemples confirment ce qui a été dit d'une manière générale pour les poutres continues et on peut en conclure que le premier cas, donnant

$$v = 0,137 k + 0,023$$

donne beaucoup de sécurité, que le second cas, donnant

$$v = 0,500 k + 0,0833$$

donne très peu de sécurité, alors que le troisième cas donnant

$$v = 0,328 k + 0,0503$$

donne une sécurité appréciable, et peut être retenu comme très intéressant et susceptible d'application.

La méthode que l'on vient d'exposer est intéressante, car elle donne les cas où le calcul par la plasticité peut être fait avec une certaine sécurité, c'est-à-dire sans trop demander à l'adaptation de la matière.

Cette méthode est évidemment plus intéressante et plus rassurante que celle préconisée par le professeur hollandais Kist, qui estime que le choix des grandeurs inconnues hyperstatiques peut être fait arbitrairement, la matière devant forcément s'adapter et l'égalisation des moments devant se faire automatiquement.

On ne s'est occupé jusqu'à présent que du cas où l'ouvrage était sollicité par des charges fixes et permanentes et il est légitime de se demander comment il se comporte lorsqu'il sera sollicité soit par des charges mobiles identiques et répétées, soit par des charges différentes alternées. Si on considère un système hyperstatique quelconque soumis à une sollicitation telle que des déformations permanentes se produisent en divers points connus, il est certain qu'après déchargement du système, des tensions, que l'on peut appeler tensions résiduelles, apparaîtront et seront dues aux déformations permanentes qui doivent rester compatibles avec la nature et les liaisons du système hyperstatique considéré.

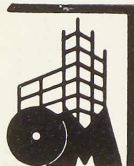
Si le système est n fois hyperstatique, il peut correspondre à chaque grandeur inconnue hyperstatique, un état de tensions résiduelles. On pourra donc calculer les tensions résiduelles d'un système hyperstatique en partant des équations qui lèvent l'hyperstaticité et en s'appuyant sur la troisième hypothèse qui a été énoncée. On exprime par exemple que le moment des tensions résiduelles est égal au moment résiduel.

L'existence des tensions résiduelles a une grande importance sur la sécurité d'un ouvrage qui est alternativement chargé et déchargé, car on conçoit que la répartition des tensions et par conséquent des déformations en est fortement influencée après plusieurs chargements et déchargements.

D'autre part, en admettant que l'on puisse dimensionner un ensemble de manière qu'il résiste à un certain état de charge qui pourra se répéter et qu'ensuite on puisse contrôler la résistance du système pour un autre état de charge pouvant également se répéter, il n'est nullement certain que le système résistera à l'alternance répétée successivement des deux états de charge considéré. En effet, chaque état de charge donnera lieu à des tensions résiduelles dont la répétition alternée peut amener la destruction de l'ouvrage par augmentation successive des déformations.

Il est donc évident que l'on devra chercher à limiter les déformations en tenant compte des tensions résiduelles. Un ensemble sera considéré comme résistant quand les déformations ont une limite finie qui ne peut être dépassée pour des états de charges identiques ou différents souvent répétés.

On est ainsi amené à rechercher un nouveau critérium, qui tient compte à la fois des tensions élastiques et des tensions résiduelles.



L'auteur allemand Hans Bleich a énoncé ce critérium de la manière suivante :

Lorsqu'il est possible dans un système n fois hyperstatique d'obtenir des états de tensions résiduelles $\sigma_1^{xx}, \sigma_2^{xx}, \dots, \sigma_n^{xx}$ tels qu'en chaque point on ait :

$$|\sigma_{\max} + \Sigma \sigma^{xx}| \leq |R_e|$$

et

$$|\sigma_{\min} + \Sigma \sigma^{xx}| \leq |R_e|$$

le système est indéfiniment résistant pour un ou plusieurs états de charges répétées.

σ_{\max} et σ_{\min} sont les valeurs extrêmes des tensions qui se produisent au point considéré sous les charges, en supposant que le matériau soit calculé au moyen des formules habituelles de la résistance des matériaux.

En d'autres termes, on peut dire que les diagrammes des tensions extrêmes maxima de l'ouvrage considéré doit être lu par rapport au diagramme des tensions résiduelles et que partout, les tensions ainsi obtenues doivent être plus petites que la tension limite apparente d'élasticité R_e .

L'ingénieur allemand H. Bleich a donné de ce critérium une démonstration purement mathématique pour des systèmes une fois ou deux fois hyperstatiques. La démonstration a pour but de montrer que lorsque le critérium énoncé est vérifié, les déformations ont une limite finie.

On peut se demander si une démonstration de ce genre est suffisamment convaincante. Elle n'est en effet appuyée sur aucun fait physique et le nouveau critérium, dont l'intérêt est indéniable doit être considéré avec toutes les réserves d'usage et devrait être vérifié expérimentalement avant d'entrer dans la pratique courante.

On remarque en effet que tous les calculs sont faits pour des charges statiques et que l'état de tension résiduelle qui se produit après un certain nombre de répétitions de charge, n'est pas nécessairement celui dont on a tenu compte dans l'énoncé du critérium.

Il est cependant important de noter qu'au point de vue pratique, le critérium indique que des sollicitations ne se produisant qu'une fois, telles que des affaissements peu importants d'appuis, n'ont pas d'influence sur la sécurité d'un ouvrage hyperstatique, mais que par contre des influences de température sont à prendre en sérieuse considération.

Si on admet le critérium de Bleich, c'est sur les tensions qu'il considère que la sécurité devra être prise.

Le but de cette note générale a été de montrer qu'il existe actuellement des essais de méthodes de calculs pratiques des constructions hyperstatiques basées sur les propriétés de plasticité de l'acier doux et que ces méthodes méritent de retenir l'attention. Comme toutes les méthodes nouvelles il ne faut pas les appliquer tant que l'on n'a pas la certitude de leur exactitude et de leur valeur.

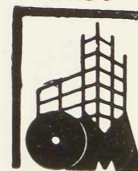
De nombreuses réserves doivent être posées avant de conclure car les idées nouvelles sont discutables, et rien ne prouve que leur application n'est pas dangereuse. Mais il est certain que ces méthodes doivent être étudiées à fond, car si elles permettaient seulement une légère économie dans les projets, il en résulterait des possibilités nouvelles et importantes dans le domaine de la construction métallique.

Pour arriver à des résultats, il est souhaitable que les organismes compétents se mettent d'accord avec nos Universités pour organiser une série de recherches contrôlées par de nombreux essais.

J. V

BIBLIOGRAPHIE

- N. C. KIST, *Die Zähigkeit des Materials als Grundlagen für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlicher Konstruktionen aus Flusseisen, (Eisenbau, 1920).*
- M. GRÜNING, *Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Systeme aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung, Berlin, 1926.*
- Städtischer Baurat Dr. Ing. Felix KANN, *Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau, Berlin, 1932.*
- Hans BLEICH, *Über die Bemessung statisch unbestimmter Stahltragwerke unter Berücksichtigung des elastisch-plastischen Verhaltens des Baustoffes, (Der Bauingenieur, 13 Jahrgang, Heft 19-20, 6. Mai 1932).*
- F. BLEICH, *La ductilité de l'acier. Son application au dimensionnement des systèmes hyperstatiques, (Ossature Métallique, troisième année, n° 2, 1934).*
- L. BAES, *Cours de Résistance des Matériaux et de Stabilité des Constructions. t. I, chap. X. Eléments de la théorie de la plasticité parfaite des corps solides, Bruxelles, 1930-1934.*
- L. BAES, *Les principes de la plasticité parfaite appliqués aux calculs de résistance des matériaux, (L'Ossature Métallique, troisième année, n° 6, 1934).*



CHRONIQUE

Congrès international des Centres d'Information de l'Acier, Londres, juin 1934.

L'abondance des matières nous oblige à reporter à notre prochain numéro la publication des résumés des mémoires techniques présenté au Congrès de Londres.

Le marché de l'acier pendant le mois de juillet 1934.

Allure générale.

Le marché de l'acier a été relativement calme au début du mois, mais on peut dire qu'en raison de l'approche des vacances l'allure générale s'est maintenue à un niveau très satisfaisant. Une diminution du chiffre d'affaires n'a pas été constatée par les producteurs. Cosibel a enregistré du 1^{er} au 20 juillet plus de 80.000 tonnes de commandes dont 50.000 tonnes de produits finis.

En raison du relèvement des prix intérieurs américains, il a été décidé de porter les prix pour aciers marchands, poutrelles et fers U à destination de la côte du Pacifique de 3.10 livre or à 3.12.6. Une majoration de 2/6 a été décidée d'autre part pour les expéditions de fers à béton vers la Grèce, la Bulgarie et la Turquie.

Les pays orientaux n'ont guère été acheteurs, sauf le Japon qui a traité quelques commandes en demi-produits ; la Mandchourie a passé des ordres peu importants en tôles et barres marchandes. L'Afrique du Sud et l'Argentine ont prêté un peu plus d'attention au marché.

Les Ateliers Métallurgiques de Nivelles et les Ateliers de la Dyle ont été adjudicataires de 650 voitures et wagons de chemins de fer pour le Brésil.

En *demi-produits et profilés* le marché est resté calme, les carnets étaient cependant bien garnis au début de juillet et les commandes à exécuter pour la clientèle anglaise très importantes.

Le marché des *aciers marchands* est resté très favorable par continuation.

Il en a été de même pour les *feuillards* à chaud dont les délais de livraison se sont allongés.

En *feuillards à froid* une amélioration très nette s'est fait sentir également. L'Entente Internationale des Feuillards et Bandes à Tubes a exporté pendant le mois de juillet 30.203.958 kg.

En *tôles*, par contre, le marché n'a pas été brillant au début du mois. Cette situation n'a d'ailleurs pas changé dans le courant de juillet sauf en ce qui concerne les tôles moyennes et fines. Quelques marchés importants ont été conclus dans ces dimensions notamment par les Russes qui ont été acheteurs de 6.000 tonnes.

Le marché des *fils et treillis* est resté calme.

Cartels et Comptoirs.

Les pourparlers en vue de la constitution du Comptoir des tôles fines ont fait de nouveaux progrès. Un accord général a été conclu le 3 juillet et doit rester en vigueur jusqu'à la constitution du Comptoir. Cet accord comprend toutes les tôles en dessous de 3 mm.

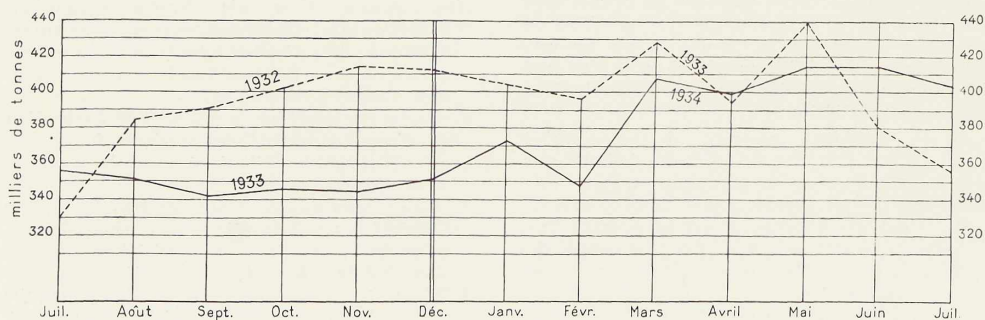


Fig. 509. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises depuis juillet 1932 jusqu'en juillet 1934



Production d'acier brut en tonnes.

La production du mois de juillet 1934 s'est élevée à 404.718 tonnes dont 244.440 tonnes pour la Belgique et 160.278 pour le Luxembourg.

La réunion d'automne de l'Institut anglais du Fer et de l'Acier, Bruxelles et Luxembourg, 10-14 septembre 1934.

A l'invitation de MM. Léon Greiner et Aloyse Meyer, l'Iron and Steel Institute de Londres, dont le président est M. W. R. Lysaght, tiendra sa réunion d'automne cette année en Belgique et au Luxembourg. Les Comités de réception réunissent les principaux chefs de notre grande Industrie ; MM. Auguste Greiner et Arthur Kippen en assument les fonctions de Secrétaires honoraires.

Les séances se tiendront les 10 et 11 septembre au Palais des Académies à Bruxelles et le 13 septembre à l'Hôtel de l'ARBED à Luxembourg. Les mémoires suivants y seront présentés :

1. H. H. ABRAM, *L'influence du vanadium sur l'acier au carbone et sur les aciers renfermant du nickel et du chrome.*
2. H. DUSTIN, *Les travaux de la Commission belge pour l'étude du comportement des aciers aux températures élevées.*
3. E. T. GILL et R. GOODACRE, *Quelques aspects des propriétés de résistance à la fatigue d'un fil d'acier breveté.*
4. R. GRIFFITHS, *L'écaillage des oxydes de fer et*

les conditions de formation d'un oxyde non adhérent.

5. GUNNAR HÄGG, *La décomposition de la martensite.*
6. C. H. M. JENKINS et W. J. WEST, *Fissuration rapide de l'acier doux (tôles de chaudières) sous l'action de flexions répétées.*
7. W. D. JONES, *L'influence des éléments diffusants sur la transformation alpha-gamma du fer.*
8. F. R. MORRAL, *La constitution des alliages Fe-Al-C à haute teneur en fer.*
9. A. M. PORTEVIN, E. PRETET et H. JOLIVET, *Contribution à l'étude de la résistance chimique de divers aciers spéciaux.*
10. S. H. REES, *Les propriétés d'aciers à fer alpha trempant.*
11. G. A. V. RUSSELL, *La flexibilité, facteur d'exploitation économique des laminoirs : quelques moyens techniques de réalisation.*
12. C. SYKES et J. W. BAMPFYLDE, *Les propriétés physiques des alliages fer-aluminium.*
13. H. THYSSEN, *L'influence du silicium et de l'aluminium sur la résistance à la corrosion aux températures élevées de la fonte.*

Outre la partie technique qui, comme le prouve la liste des mémoires ci-dessus, présentera un très vif intérêt, le programme prévoit un grand nombre de visites d'usines en Belgique et au Grand-Duché de Luxembourg.

Ouvrages récemment parus dans le domaine des applications de l'acier

Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau (L'égalisation des moments dans les constructions métalliques continues)

par F. KANN.

Un volume de 82 pages de 24 × 16 cm avec 58 figures dans le texte. Editeur : W. de Gruyter et C^o, Berlin, 1932. Prix : 7 R.M.

Grâce à de nombreux travaux publiés depuis relativement peu d'années, on connaît actuellement l'importance de la réserve de sécurité que la ductibilité de l'acier assure aux constructions métalliques hyperstatiques. L'auteur, dans son ouvrage, rappelle les principes de la théorie de la ductilité et les résultats surtout théoriques obtenus par les recherches effectuées dans ce domaine.

Il s'attache à utiliser la réserve de sécurité dont on dispose, en étudiant un type de construction

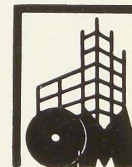
bien déterminé (les poutres continues et différents types de portiques simples) selon les principes de la ductilité.

L'auteur prend comme base de son calcul l'égalité des moments au droit des appuis et au milieu de la travée. Il étudie ainsi des poutres continues soumises à différentes sollicitations.

Il montre l'économie que cette méthode de calcul permet de réaliser et la diminution des sollicitations à laquelle elle conduit tant pour les poutres continues que pour les portiques.

Trois exemples chiffrés soulignent l'importance de l'économie réalisée en égalant les moments et en déplaçant simultanément judicieusement les appuis.

Cet ouvrage, application d'une théorie nouvelle jusqu'à présent peu étudiée sous cet angle pratique, sera apprécié des constructeurs soucieux de bénéficier au maximum des qualités propres de l'acier.



Second Report of the Steel Structures Research Committee (2^e Rapport de la Commission d'étude des charpentes métalliques).

Un volume de 365 pages de 15 × 24 cm avec 164 figures et 80 tableaux dans le texte. Editeur : His Majesty's Stationery Office, Londres 1934, prix 7 sh 6 d.

Une commission d'étude des charpentes métalliques à la constitution de laquelle la *British Steelwork Association* prit une part importante (1), fut instituée en Angleterre, en août 1929. Cette Commission publiait en mars 1931 un premier rapport relatant ses diverses activités et les premiers résultats de ses travaux. Elle donnait une forme concrète à ses conclusions en rédigeant un projet de Code de pratique de la Construction Métallique. Ce code adopté à peu près tel quel par le *London County Council* dès février 1932, était bientôt admis par de nombreuses autorités.

Dans un second rapport, qui vient de sortir de presse, la Commission publie les résultats de ses travaux en cours.

J. F. BAKER, dans un chapitre très développé, étudie la longueur de flambement des piliers chargés symétriquement ou non et assemblés plus ou moins rigidement aux éléments horizontaux de l'ossature.

Les mesures qui ont été effectuées sur l'ossature non enrobée, puis enrobée, du nouveau musée de géologie (à South Kensington) font l'objet d'un rapport de O. FABER. Le bâtiment a été soumis à différentes charges et les expériences confirment remarquablement les résultats des calculs.

Le professeur C. BATHO et H. C. ROWAN étudient la tenue des différentes formes d'assemblage. Dans un long mémoire ils donnent le détail des essais qui ont été effectués et des résultats obtenus.

Ces mêmes auteurs présentent un rapport sur la répartition des moments dans des charpentes à assemblages rigides et semi-rigides soumises à des charges verticales.

Avec la collaboration de E. H. BATEMAN, le professeur C. BATHO examine enfin la résistance des boulons et des assemblages boulonnés.

J. F. BAKER étudie la répartition des efforts dans une ossature en tenant compte de la rigidité des assemblages. Il examine les différentes méthodes de calcul existantes ainsi que celles qui s'appuient sur des recherches sur modèles.

(1) Rappelons que la *British Steelwork Association*, Centre anglais d'Information de l'Acier, a souscrit une somme de £ 10.000 à répartir sur cinq ans pour subventionner les travaux de la Commission.

Le même auteur présente un rapport relatif aux mesures effectuées sur plusieurs ossatures à 3 étages à assemblages plus ou moins rigides.

Les derniers rapports sont consacrés à la soudure : G. A. HANKINS, G. W. ALLAN et A. F. BROWN y étudient la résistance et les essais statiques des assemblages soudés ; G. A. HANKINS et P. L. THORPE les essais de résistance à la fatigue ; G. E. WEBB et L. H. FORD décrivent les méthodes non destructives d'auscultation des soudures.

Cet ouvrage apporte une contribution de très grande valeur à l'étude des problèmes relatifs à la construction métallique. Il permet de suivre l'avancement des importants travaux de recherches théoriques et expérimentales actuellement en cours en Angleterre. Les règles précises qui seront édictées à l'achèvement des travaux seront vraisemblablement adoptées par de nombreux règlements, non seulement en Angleterre, mais aussi à l'étranger, et conduiront à améliorer la construction en acier et à la rendre plus économique.

The Hardness of Metals and its Measurement
(La dureté des métaux et sa mesure)

par Hugh O'NEIL.

Un ouvrage relié de 25 × 16 cm, de 292 pages avec 119 figures dans le texte. Editeur : Chapman et Hall, Londres 1934. Prix 25 sh.

Après un essai de définition de la dureté des métaux, l'auteur étudie quelques méthodes de mesure de la dureté à l'aide d'essais de pénétration statique à la bille.

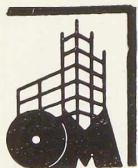
Ensuite, il passe en revue les principaux appareils qui permettent d'effectuer des essais de pénétration statiques et dynamiques.

Les chapitres suivants sont consacrés à l'étude de l'influence du travail à froid, de l'état cristallin, des additions de métaux spéciaux et des traitements thermiques sur la dureté des métaux.

Enfin l'auteur a abordé l'étude de la dureté des métaux mous et des métaux à température élevée ainsi que celle des essais dynamiques.

Les deux derniers chapitres sont consacrés à l'étude des éprouvettes de dureté, de leur préparation et de leur examen, et des relations entre la dureté et la résistance à l'usure, l'usinabilité et la faculté de couper.

Cet ouvrage, parfaitement documenté, rendra les plus grands services aux ingénieurs qui ont à s'occuper de la mesure de la dureté des métaux et alliages, mesure qui s'est généralisée à un point tel qu'elle assure à l'heure actuelle le plus grand nombre des contrôles métallurgiques.



Ladenbau (La construction des magasins)

par Adolf SCHUHMACHER

Un volume de 29 × 23 cm de 88 pages avec 475 figures et de 75 pages de plans et croquis.

Editeur : Julius Hoffman ; Stuttgart. Prix : 17,50 R.M.

L'auteur a rassemblé une remarquable série de photographies, croquis et plans relatifs à des magasins d'exposition et de vente réalisés dans un grand nombre de pays.

L'ouvrage débute par une courte introduction étudiant d'une façon générale le problème de la rue commerçante, de l'étalage, des magasins bordant un passage couvert, des magasins de coin, des vitrines intérieures, la disposition et l'éclairage des vitrines, etc.

L'auteur, par des exemples choisis avec le plus grand soin et particulièrement bien présentés par d'abondantes photographies, montre comment les architectes de différents pays ont résolu avec art et efficacité les problèmes que soulève la construction ou la transformation d'un magasin.

On trouvera dans cet ouvrage de nombreuses dispositions heureuses répondant à des cas fort différents : magasins en loggia, magasins en retrait, vitrines à deux ou plusieurs étages, magasins et vitrines en coin de rue, kiosques, etc...

La seconde partie contient une série de plans relatifs aux plus marquantes des constructions examinées. Ces plans montrent jusque dans leurs moindres détails (coupes à grande échelle des châssis métalliques, dispositions des poitrails, poteaux et pilastres, agencement des volets, etc.) les dispositions employées.

Neuere Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn (Nouveaux ponts métalliques des chemins de fer allemands)

par J. KARIG

Un volume de 280 pages de 27 × 18 cm, avec 506 figures dans le texte, publié en 3 fascicules. Edit. : Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1934. Prix par fascicule 6.70 RM.

Dans cet important ouvrage l'auteur décrit les ponts métalliques construits ou reconstruits de 1923 à 1932 en Allemagne.

Le premier chapitre est consacré aux prescriptions relatives à ces ponts ; l'auteur fait ressortir par des comparaisons avec les anciennes prescriptions les modifications qui ont été apportées dans les règlements successifs.

Dans le second chapitre, de beaucoup le plus important, plus de 150 ponts construits ou recons-

truits au cours de ces dernières années sont décrits. Ces ponts sont classés en ponts à poutres à âme pleine, ponts à poutres en treillis, ponts en arc, ponts mobiles, ponts soudés. On note un développement important des poutres à âme pleine et des poutres à treillis en losange. Pour chaque pont l'auteur donne les dimensions et les caractéristiques essentielles.

Les trois derniers paragraphes de ce chapitre décrivent le montage, le renforcement et la réalisation de certains détails de ponts pour chemins de fer.

Le dernier chapitre est un extrait de la table des matières des revues *Bautechnik* et *Stahlbau*. Les études relatives aux ponts métalliques qui y ont été publiées depuis une dizaine d'années y sont classées méthodiquement et constituent une documentation très fournie. Le lecteur sera frappé par l'importance de la construction métallique en Allemagne et pourra se rendre compte de son évolution.

Par la diversité et par le nombre des ponts décrits, ainsi que par la bibliographie étendue qu'il donne, cet ouvrage intéressera vivement tous les constructeurs de ponts métalliques.

Dilatation et retrait en soudure autogène

par M. PIETTE

Un ouvrage de 92 pages de 21 × 13 cm avec 113 figures dans le texte.

Editeur : Office Central de l'Acétylène et de la Soudure Autogène à Paris. Prix : 12 fr. franc.

L'auteur s'est vu attribuer un prix par la Société des Ingénieurs Soudeurs pour ce mémoire.

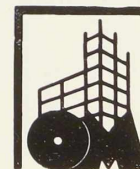
Il y étudie complètement et d'une façon pratique et claire les dilatations et retraits causés par la soudure, ainsi que les tensions, les déformations et les cassures qui peuvent en résulter. Il indique les moyens à employer pour limiter les déformations et pour éviter les cassures. L'auteur limite son étude à la soudure au chalumeau, consacrant cependant quelques pages à la soudure à l'arc.

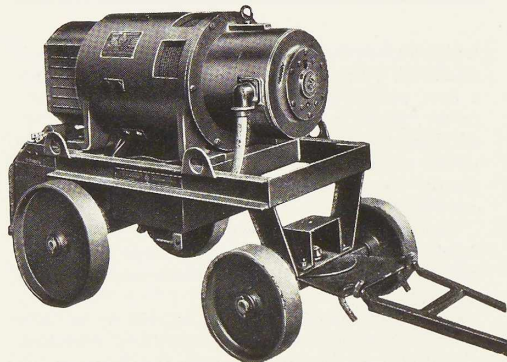
Par de nombreux exemples simples doublés de croquis, il explique les dilatations et les retraits que provoque la soudure, il étudie les tensions créées et l'influence du recuit et du martelage sur celles-ci.

Les dernières pages contiennent quelques considérations générales sur la dilatation et le retrait en soudure et en soudure à l'arc.

Cet ouvrage constitue un manuel pratique, qui sera apprécié autant par le technicien que par l'ouvrier soudeur.

457





GROUPE DE SOUDURE A COURANT CONTINU
à caractéristique de relèvement extra-rapide de
la tension.
TYPE WD 22, 200 Amp. et TYPE WD 23, 300 Amp.
pouvant être fournis avec moteur triphasé, moteur
à courant continu, moteur à mazout ou à essence

54, ch. de Charleroi, BRUXELLES, Tél. 373050

Pour
VOTRE MATERIEL DE SOUDURE
ADRESSEZ VOUS A
UN CONSTRUCTEUR-SOUDEUR

Notre expérience

à votre disposition

SEM
DEPARTEMENT SOUDURE ELECTRIQUE

FARCOMETAL

BREVETE EN TOUS PAYS

Armature coffrage métallique pour béton armé - Supprime le bois de coffrage avec tous ses inconvénients - Lattis métallique léger pour murs, cloisons et plafonds - Adhérence parfaite des enduits - Suppression des fissures - Système le plus rapide, le plus scientifique, le plus facile et le plus économique - Coffrage amovible métallique pour hourdis nervurés - Hourdis isolants en béton de ponce à haute résistance armé de

FARCOMETAL (BREVET TIRIFAHY)

50.000 m² de terrasses et planchers en construction aux Grands Palais de l'Exposition de Bruxelles.

Planchers de voitures métalliques pour chemins de fer. Ponce de Halanzky pour isolation.

LEON TIRIFAHY, INGENIEUR

BUREAU TECHNIQUE ET COMMERCIAL :

57, RUE GACHARD, A BRUXELLES. TÉLÉPHONE 48.69.54

Catalogues, Tarifs, Echantillons, tous renseignements sur demande

Documentation Bibliographique

Liste des périodiques dépouillés par le Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier et qui peuvent être consultés dans notre salle de lecture

A la liste publiée dans l'OSSATURE MÉTALLIQUE n° 5, mai 1934, pp. 272-273,
sont venues s'ajouter les revues suivantes :

- | | |
|---|--|
| <i>Machines</i> , Bruxelles. | <i>Master Builder</i> , Londres. |
| <i>Geschweissste Träger mit Nasenprofilen</i> , Dortmund. | <i>Melallurgia</i> , Manchester. |
| <i>Kalt-Walz-Welt</i> , Halle-Salle. | <i>Modern Engineer</i> , Melbourne. |
| <i>Korrosion und Metallschutz</i> , Berlin. | <i>National Builder</i> , Londres. |
| <i>Bulletin of the American Society for Testing Materials</i> , Philadelphie. | <i>Practical Building</i> , Londres. |
| <i>Proceedings of the American Welding Society</i> , New-York. | <i>Arts et Métiers</i> , Paris. |
| <i>Steel</i> , Youngstown (Ohio). | <i>Bulletin Technique du Bureau Véritas</i> , Paris. |
| <i>Architectural Association Journal</i> , Londres. | <i>Revue des Matériaux de Construction</i> , Paris. |
| <i>Building Science Abstracts</i> , Londres. | <i>Entreprise Suisse</i> , Zurich. |
| <i>Civil Engineering</i> , Londres. | <i>A Casa</i> , Rio de Janeiro. |
| <i>Colliery Guardian</i> , Londres. | <i>Bolletino Technico Savigliano</i> , Turin. |
| <i>Iron and Steel Industry</i> , Londres. | <i>De 8 en Opbouw</i> , Amsterdam. |
| <i>Journal of the Association of Engineers</i> , Calcutta. | <i>Edilizia Moderna</i> , Milan. |
| | <i>Montanistische Rundschau</i> (Zeitschrift für Berg- und Hüttenwesen), Vienne. |

Résumé des articles relatifs aux applications de l'acier parus dans la presse technique

L'OSSATURE MÉTALLIQUE a publié dans son n° 1-1934, pp. 51-54,
le tableau d'indexation des matières qui a été adopté pour la présente rubrique.

Généralités

10.2/2. — Congrès international des centres d'information de l'acier. — *Times Weekly Edition*, 28 juin 1934, pp. 761-768, 7 fig.

Ce journal donne un compte rendu détaillé du congrès qui a eu lieu à Londres du 20 au 23 juin 1934. Il donne également un résumé étendu des différentes communications qui y ont été faites.

10.2/3. — Congrès international des centres d'information de l'acier. Londres 20-23 juin 1934. — *Engineer*, 29 juin 1934, pp. 726-727.

Compte rendu des différentes séances et résumé des principales communications qui y ont été présentées. Voir également fiches 10.2/2 et 10.2/4.

10.2/4. — Congrès international des centres d'information de l'acier. Londres 20-23 juin 1934. — *Engineering*, 29 juin 1934, pp. 726-727.

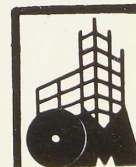
Compte rendu des différentes séances et des communications qui y furent présentées. Voir également fiches 10.2/2 et 10.2/3.

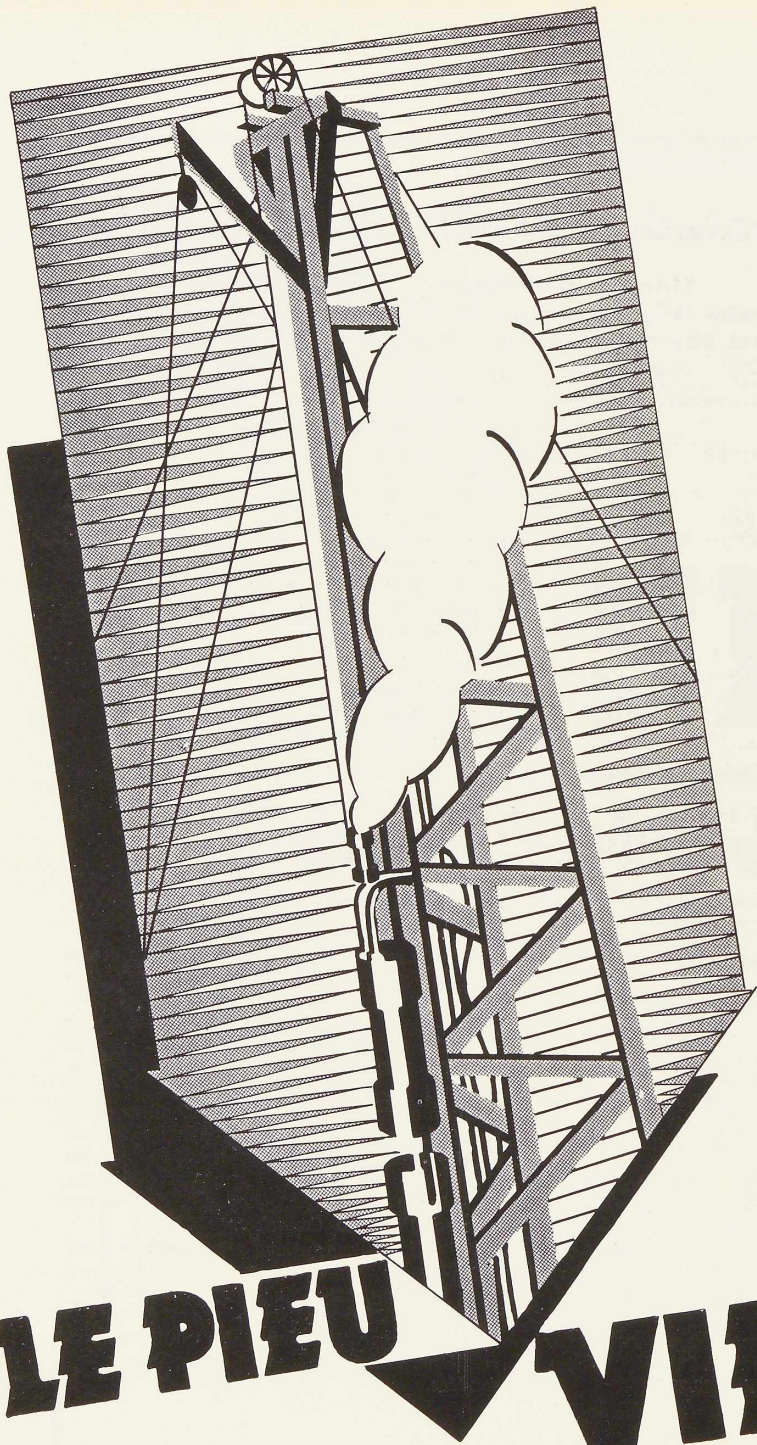
10.2/5. — Le congrès international annuel des centres d'information de l'acier. Londres 20-23 juin 1934. — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 391-398.

Compte rendu du Congrès de Londres et résumé des rapports présentés par les Centres d'information d'Allemagne, de Belgique, des Etats-Unis, de France, d'Angleterre, d'Italie, de Pologne et de Tchécoslovaquie. Conclusions et résolutions du Congrès.

11.2/15. — Les prescriptions relatives à la construction soudée en Angleterre. — E. S. ANDREWS, *Electric Welding*, n° 17, juin 1934, pp. 129-130.

L'auteur donne un bref aperçu général et montre les caractéristiques des nouvelles prescriptions anglaises relatives aux constructions soudées.





LE PIEU

VIBRO

S.A. 2 RUE STEPHENSON 2
BRUXELLES • TEL : 15.47.55.

11.2/16. — **Considérations sur le nouveau règlement polonais relatif aux constructions soudées.** — BRYLA, *Modern Engin.*, n° 4, 20 avril 1934, pp. 115-119.

L'auteur montre les principales caractéristiques du nouveau règlement polonais relatif à la soudure.

12.1/9. — **Le marché de l'acier pendant le mois de juin 1934.** — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 398-399, 1 fig.

Allure générale, cartel et comptoirs. Production.

12.1/10. — **La situation de l'industrie sidérurgique dans les principaux pays en 1933.** — *Gén. Civ.*, n° 24, 16 juin 1934, pp. 536-539, 2 tabl.

Cet article contient les passages les plus marquants du rapport présenté au Comité des Forges à Paris. On y examine notamment les courbes de la production sidérurgique dans les différents pays.

14.1/12. — **La pression du vent sur les bâtiments.** — *Engineering*, 29 juin 1934, pp. 735-736, 1 tabl.

Résultats d'essais effectués en Angleterre et en Amérique. Comparaison d'essais en tunnel aérodynamique et en grandeur réelle. Importance des constructions environnantes (conclusions d'essais en tunnel).

14.1/13. — **Exemple d'étude de région plastique. Action de mandrinage dans une tôle.** — G. WINKIN, *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 386-391, 3 fig.

L'auteur recherche les tensions créées dans la région plastique et le rayon frontière limitant la région plastique et la région élastique.

14.2/8. — **Principes d'application de la plasticité au calcul des constructions métalliques hyperstatiques.** — A. S. JOUKOFF, *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 379-385, 6 fig.

L'auteur montre qu'en tenant compte de la plasticité les calculs des systèmes hyperstatiques peuvent être considérablement modifiés et conduisent à une sérieuse économie.

14.3/20. — **Etudes des poutres Vierendeel par la théorie du travail moléculaire.** — J. DUBUS, *Ingenieur Technicien*, n° 1, janv.-mars 1934, pp. 12-15, 3 fig.

L'auteur s'appuyant sur le cours du professeur Vierendeel donne le principe de l'étude de la poutre Vierendeel.

14.3/21. — **Poutres continues à appui quadrangulaire articulé.** — Kurth SCHMELTER, *Stahlbau*, n° 13, 22 juin 1934, pp. 100-103, 9 fig.

L'auteur décrit et donne des exemples de

calcul d'une poutre continue dont les appuis centraux affectent la forme d'un quadrilatère déformable.

14.3/22. — **Sur une méthode rapide de calcul des flèches.** — F. SANTOS REIS, *Constr. Cim. Arm.*, n° 117, juin 1934, pp. 121-124.

L'auteur applique à différents exemples une méthode fort simple, découlant de l'intégration de la courbe des moments.

14.4/4. — **Comparaison entre les constructions rivées et soudées au point de vue de la résistance aux efforts dynamiques. Etude expérimentale.** — E. O. PATTON, P. P. BOUGHTED, B. G. TCHOUDNOWSKY, *Ann. des Trav. Publ.*, n° 3, juin 1934, pp. 498-508, 3 fig., 2 tabl.

Résumé détaillé d'une communication faite à l'Académie des Sciences d'Ukraine. Les auteurs ont fait des essais jusqu'à rupture de deux ponts de 12 m de portée. Leurs conclusions sont favorables à la soudure notamment au point de vue de la raideur des constructions.

15.30/11. — **Soudure électrique à l'arc.** — E. F. NEWELL, *Electric Welding*, n° 16, avril 1934, pp. 139-146, 6 fig.

L'auteur donne une longue étude sur le développement de la soudure, ses emplois, l'importance qu'elle présente tant pour la métallurgie que pour la construction. Il étudie les essais à effectuer, compare les assemblages rivés et soudés, examine la soudure des aciers spéciaux et montre les domaines d'applications.

15.30/12. — **Constructions métalliques soudées.** — *Electr. Welding*, n° 17, juin 1934, pp. 131-135, 8 fig.

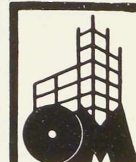
Compte rendu d'une conférence de O. Bondy. Développement des charpentes rigides entièrement soudées notamment en Allemagne; description d'exemples caractéristiques.

15.31/2. — **Les modifications du métal d'apport dans la soudure à l'arc.** — LOSANA, *Mét. Ital.*, n° 6, juin 1934, pp. 391-403, 16 fig.

L'auteur étudie les variations de composition du métal d'apport : il étudie les différents facteurs qui influencent cette modification et examine notamment l'influence et la qualité de l'enrobage.

15.33/7. — **Sur la répartition des tensions dans les cordons de soudure frontaux et latéraux.** — R. KALINA, *Stahlbau*, n° 13, 22 juin 1934, pp. 97-100, 9 fig.

L'auteur étudie la tenue des différents cordons de soudure réunissant deux plats. Il pro-

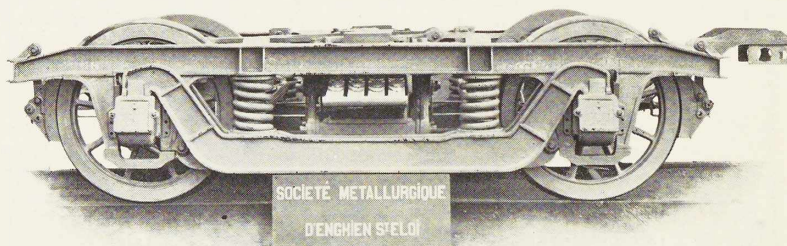


une référence sans commentaire!

Nouvelle conception de bogies
entièrement soudés par la

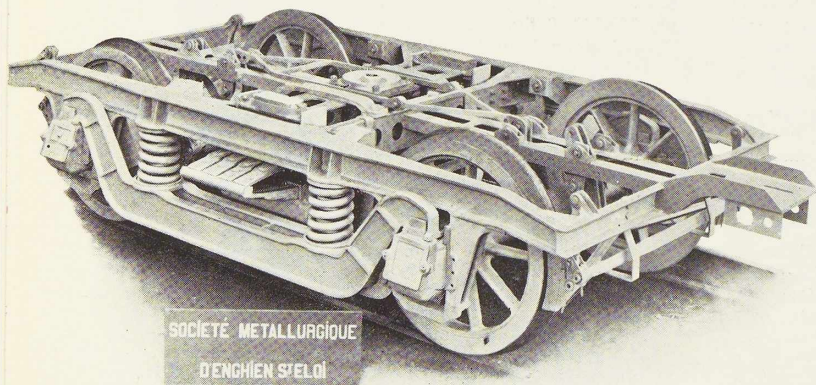
Sté A^{me}

**METALLURGIQUE
D'ENGHIEN
SAINT-ELOI**



avec LES ELECTRODES

OK 47



Une première série de ces bogies est destinée à une commande de 13 voitures métalliques de 22 mètres, 3^e classe passée par la Sté N^o des Chemins de Fer Belges à la Sté A^{me} Métallurgique d'Enghien-S'-Eloi

ELECTRODE OK 47
INDICE DE SECURITE!

S^TE A^ME ESAB

118, RUE STEPHENSON, BRUXELLES, Tél. 15.91.26

pose une méthode de calcul des tensions et l'applique à une exemple chiffré.

15.34/4. — **Problèmes de la construction soudée des ponts.** — E. H. SCHMUCKLER, *Elektroschw.*, n° 6, juin 1934, pp. 101-105, 13 fig.

L'auteur examine différentes solutions proposées pour l'assemblage de la membrure supérieure à 3 éléments du treillis et pour le renforcement d'un assemblage rivé de la membrure supérieure à deux éléments de treillis.

15.34/5. — **La soudure autogène dans les constructions aéronautiques.** — Boutré, *Soud. Aut.*, n° 244, pp. 10-16, 24 fig.

L'auteur montre les principaux assemblages employés en construction aéronautique. Il insiste sur les précautions à prendre pour l'exécution de ces assemblages.

15.34/6. — **Le montage des charpentes soudées; problèmes d'atelier et de chantier.** — F. SAMUELY, *Electric Welding*, n° 17, juin 1934, pp. 148-152, 12 fig.

L'auteur étudie quelques problèmes que pose le montage de charpentes soudées.

15.35/9. — **Le facteur humain en soudure à l'arc.** — DUBV, *Engineer*, 29 juin 1934, pp. 652-653, 2 fig.

Des essais effectués sur des soudures faites par différents soudeurs montrent que le facteur humain est encore important en soudure à l'arc.

16.2/1. — **Pont en arc en béton armé à Stockholm.** — *Eng. News-Rec.*, n° 23, 7 juin 1934, pp. 727-729, 15 fig.

Description d'un pont en arc en béton armé de 180 m de portée. Un cintre métallique construit en deux tronçons a servi à soutenir le coffrage. Montage du pont.

16.2/2. — **Etat actuel des travaux du pont du Petit-Belt.** — O. ERLINGHAGEN, *Bauingenieur*, n° 23-24, 8 juin 1934, pp. 231-237, 24 fig.

L'auteur étudie les procédés de montage prévus par les différents soumissionnaires et décrit plus spécialement le procédé entièrement en porte-à-faux qui est employé.

17.1/6. — **Murs de quai et batardeaux en palplanches.** — PENNOYER, *Civ. Engin.*, n° 6, juin 1934, pp. 301-305, 6 fig.

L'auteur étudie la stabilité des murs de quai résistants par gravité réalisés au moyen de deux rangées de palplanches ainsi que celles des batardeaux cellulaires formés de cellules pleines à parois en palplanches.

Ponts

20.0/7. — **Construction des ponts.** — *Eng. News-Rec.*, 8 févr. 1934, pp. 189-191, 4 fig.

Courte description des principaux ponts en exécution ou achevés aux Etats-Unis dans le courant de l'année 1933.

20.0/8. — **Nouveaux ponts soudés.** — St. BRYLA, *Wiadomosci drogowych*, n° 81, 1933.

L'auteur décrit brièvement quelques ponts métalliques soudés construits dernièrement en Europe (Ponts de Middlesbrough, de Pilznie, de Lanaye, du Muide, de Wiesberg, etc.).

20.0/9. — **Les applications de la poutre Vierendeel au Japon.** — F. TAKABEYA, *Oss. Mét.*, n° 7-8, juillet-août 1934, pp. 356-359, 6 fig.

Description de 4 ponts à portiques ou à poutres du type Vierendeel. Parmi ceux-ci, le pont levant de Kawasaki entièrement soudé.

20.11 c/2. — **La reconstruction d'un passage inférieur près de Berlin.** — E. EMMRICH, *Bautech.*, n° 28, 2 juin 1934, pp. 367-373, 24 fig.

Description détaillée des travaux d'élargissement d'un pont-rail. Le pont en poutres à âme pleine s'appuie sur portique métallique. Détail de ces travaux.

20.11 c/3. — **Reconstruction d'un passage inférieur à Berlin.** — USINGER, Ewald, *Bautechnik*, n° 25, 15 juin 1934, pp. 307-311, 19 fig.

Description détaillée de la reconstruction d'un pont-rail pour 4 voies. Chaque voie est portée par un pont indépendant à poutres droites reposant sur des portiques métalliques indépendants, détails d'exécution des travaux.

20.12 c/10. — **Transformation et déplacement d'un pont.** — *Demag B*, n° 2, juin 1934, pp. 28-29.

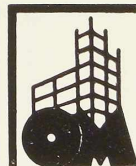
Transformation d'un pont-rail en pont-route. Démolition d'un ancien pont-route et ripage du pont modifié sans interruption de la circulation.

20.12 c/11. — **Ripage d'un pont de 225 m de longueur.** — *Eng. News-Rec.*, n° 25, 21 juin 1934, pp. 793-795, 8 fig.

Description du ripage d'un pont en treillis à Washington pesant 1.226 tonnes. Le ripage de l'ensemble a duré 8 heures. Disposition des chemins de roulement et des appareils de halage (des treuils mus par des chevaux).

20.12 c/12. — **Etat actuel des travaux du pont du Petit-Belt.** — ERLINGHAGEN, *Bauingenieur*, n° 23-24, 8 juin 1934, pp. 231-237, 24 fig.

L'auteur étudie les procédés de montage prévus par les différents soumissionnaires et dé-



UNION COMMERCIALE BELGE
DE METALLURGIE

UCOMETAL

24, RUE ROYALE, BRUXELLES

AGENT DE VENTE DES USINES :

ANGLEUR-ATHUS

COCKERILL

SAMBRE ET MOSELLE

PROVIDENCE

●

TÉLÉPHONE : 12.51.40 - 12.51.46 à 49

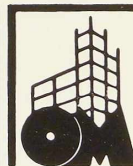
TÉLÉGRAMME : UCOMÉTAL-BRUXELLES



- crit plus spécialement le procédé entièrement en porte-à-faux qui est employé.
- 20.13 a/5. — **Le pont de San Francisco à Oakland.** — *Engineer*, 22 juin 1934, pp. 622-623, 3 fig. Topographie générale de San Francisco et de son port. Description dans ses grandes lignes du pont traversant la baie vers Oakland. L'ouvrage comprend notamment deux ponts suspendus de 700 m de portée.
- 20.15 a/5. — **Les ponts d'une nouvelle ligne de chemin de fer en Bavière.** — H. WITTENZELLNER, *Bauingenieur*, n° 25-26, 22 juin 1934, pp. 253-258 ; n° 27-28, 6 juil., pp. 285-289, 25 fig. Description générale de ponts métalliques de chemins de fer construits pour une nouvelle ligne en Bavière. Ponts en treillis. Ponts à poutres à âme pleine (portées atteignant 76 m). Quelques détails sur le montage de ces différents ouvrages.
- 20.15 d/1. — **Méthodes d'essai non destructives applicables à l'examen des ponts. Emploi de la radiographie.** — W. ROSTECK, *Bull. Congrès Chemins de fer*, n° 6, juin 1934, pp. 567-588, 8 fig. Méthodes actuelles d'auscultation. Avantages de la radiographie. Description de l'équipement Röntgen employé par les chemins de fer allemands. Exemples d'emplois de cet équipement.
- 20.22 a/6. — **Pont soudé au Japon.** — Sh. KOMURO, *Welding*, juin 1934, pp. 240-241, 3 fig. L'auteur décrit un pont levant du type Viereckel entièrement soudé. Détails sur les soudures.
- 20.23 a/4. — **Construction de deux ponts basculants à Anvers.** — BOLLENGIER, *Bautechnik*, n° 26, 19 juin 1934, pp. 319-330, 28 fig. Description très détaillée accompagnée de croquis et plans de deux ponts basculants laissant une passe libre de 35 m. Détail de la charpente et du mécanisme.
- 20.24 d/1. — **Méthodes d'essai non destructives applicables à l'examen des ponts. Emploi de la radiographie.** — W. ROSTECK, *Bull. Congrès Chemins de fer*, n° 6, juin 1934, pp. 567-568, 8 fig. Méthodes d'auscultation actuelle. Avantages de la radiographie. Description de l'équipement Röntgen employé par les chemins de fer allemands. Exemples d'emplois de cet équipement.
- 20.31/2. — **Problèmes soulevés par la construction soudée des ponts.** — E. H. SCHMÜCKLER, *Elektroschw.*, n° 6, juin 1934, pp. 101-105, 13 fig. L'auteur examine différentes solutions proposées pour l'assemblage de la membrure supérieure au point de rencontre de 3 barres du treillis et pour le renforcement d'un assemblage rivé de la membrure supérieure au point de rencontre de 2 barres du treillis.
- 20.36/2. — **Les fondations en palplanches.** — OTLINGHAUS, *Bautech.*, n° 25, 15 juin 1934, pp. 313-316, 11 fig. L'auteur décrit l'emploi et le calcul de palplanches en poutrelles à larges ailes (système Peine) pour les culées et les piles de ponts.

Charpentes

- 30.0/8. — **Constructions métalliques soudées.** — *Electr. Weld.*, n° 17, juin 1934, pp. 131-135, 8 fig. Compte rendu d'une conférence de O. Bondy. Développement des charpentes rigides entièrement soudées notamment en Allemagne ; description d'exemples caractéristiques.
- 30.0/9. — **La raffinerie de pétrole de la Standard franco-américaine de raffinage à Port-Jérôme.** — E. LEMAIRE, *Gén. Civ.*, n° 26, 30 juin 1934, pp. 577-583, 12 fig. Description très détaillée des importantes installations de raffinage de Port-Jérôme. Détail des opérations qui y sont effectuées.
- 30.3/15. — **Nouveau Palais des Expositions. Concours de l'O.T.U.A., projet de R. Expert.** — Ch. SÉE, *Constr. Mod.*, n° 39, 24 juin 1934, pp. 667-677, 16 fig. Description de deux projets de R. Expert : Portiques en gradins, éclairage par le plafond et par les pans verticaux ; portiques de 250 m de portée et 22m50 de hauteur ; parois et toits vitrés.
- 30.3/16. — **Concours du nouveau Palais des Expositions.** — A. MERCIOT, *Travaux*, n° 18, juin 1934, pp. 217-226, 12 fig. L'auteur étudie 3 projets fort différents. Celui des architectes Beaudouin et Lods circulaire à charpente en arc courbe portant une toiture suspendue, celui des arch. Tournon et Chappey à poutres droites et celui des arch. Molinié, Nicod et Boulanger à portiques à appuis retournés.
- 30.3/17. — **Projet d'un nouveau palais des Expositions.** — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 347-355, 5 fig. Description du projet des architectes Beaudouin et Lods. Palais circulaire à toiture suspendue supportée par des arcs courbes. Possibilité de dégager entièrement la moitié du périmètre.
- 30.3/18. — **La nouvelle halle VI de la Foire Suisse d'Echantillons de Bâle.** — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 360-363, 6 fig.



LOUIS DEWAELE

S. A. BUREAUX ET USINE : BOULEVARD LEOPOLD II, 44-46, BRUXELLES



DIVISION ENTREPRISES GENERALES

Rabattement de la nappe aquifère
Fondations spéciales par compression mécanique
du sol
Béton armé
Assèchement rapide et mécanique des bâtiments

DIVISION MENUISERIE

Menuiserie de bâtiments
Menuiserie de luxe bois et métal

DIVISION PARQUETERIE

Parquets ordinaires
Parquets de luxe en bois exotiques
Exportation

Description d'une halle de 53,4 × 100 m. La toiture est portée par des portiques à âme pleine soudés en atelier, rivés sur chantier.

30.3/19. — **Concours pour un Palais des Expositions et des Fêtes sur l'Allmend à Lucerne.** — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 370-373, 10 fig.

Présentation de différents projets. Avantages des projets de construction métallique.

30.5/4. — **Le pylône de 314 m de Budapest.** — K. MASSANYI, *Bauing.*, n° 25-26, 22 juin 1934, pp. 259-262, 6 fig.

La charpente métallique est soutenue par 8 haubans et repose sur un isolateur ; montage intéressant.

30.5/5. — **Le pylône d'émissions radiophoniques de Budapest le plus élevé du monde.** — *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 364-367, 4 fig.

Description d'un pylône haubanné de 318 m reposant sur un isolateur. Montage intéressant.

31.2/11. — **Immeuble rue Oswaldo Cruz à Paris: M. et M^{me} Bodecher, architectes.** — *Constr. Mod.*, n° 38, 17 juin 1934, pp. 644-651, 11 fig. et plans.

Courte description accompagnée de bonnes photos et de plans d'un immeuble à 9 étages à ossature métallique. Immeuble de coin dont les dispositions sont intéressantes.

31.2/12. — **Le pavillon suisse de la Cité Universitaire à Paris.** — *Schweiz. Bauz.*, n° 23, 9 juin 1934, pp. 275-277, 18 fig.

Considérations relatives à l'architecture du pavillon à ossature métallique soudée des architectes Le Corbusier et Jeanneret.

31.3/7. — **Le grand magasin « Zur Rheinbrücke » à Bâle.** — *Schweiz. Bauz.*, n° 24, 16 juin 1934, pp. 282-286, 19 fig.

Détail des installations d'un nouveau grand magasin. Construction et enrobage de l'ossature métallique. Poteaux en croix enrobés de forme intéressante.

31.3/8. — **Comment et pourquoi on construit des gratte-ciel aux Etats-Unis.** — CHARMÉIL, *Arch. et Urb.*, n° 5, 1934, pp. 83-84.

L'auteur développe les motifs et les principes de la construction du gratte-ciel.

31.5/5. — **Le centre Rockefeller à New-York.** — SKERRET et L. GAIN, *Techn. des Trav.*, n° 6, juin 1934, pp. 345-358, 20 fig.

Description des aménagements d'un groupe de gratte-ciel construit selon un plan d'ensemble. Cet ensemble comprend un gratte-ciel de 70 étages et deux théâtres.

31.5/6. — **Bâtiment à seize étages en charpente**

métallique soudée et rivée de la Société d'Assurances Prudential à Varsovie. — ST. BRYLA, *Génie Civil*, n° 23, 9 juin 1934, pp. 505-507.

Description de la construction d'un immeuble de 66 m de hauteur. Détails de la charpente métallique, les colonnes sont formées de fers U assemblés par des plats. Emploi très large de la soudure.

32.2/8. — **Ossature métallique pour maison de verre.** — *Welding Eng.*, n° 6, juin 1934, pp. 15-16, 4 fig.

Description d'une maison à parois entièrement en verre. Charpente métallique soudée à colonnes en treillis ; hourdis et toitures métalliques.

34.0/1. — **Progrès dans le bâtiment.** — H. V. SPURR, *Arch. Forum*, juin 1934, pp. 405-422, 60 fig.

Très intéressante étude au cours de laquelle l'auteur montre des solutions nouvelles de détails et éléments de la construction ; remplissage d'une construction à ossature. Hourdis de différents types (métalliques et autres) panneaux de remplissage à parois en acier ; cloisons, etc.

34.1/2. — **Systèmes de constructions.** — W. B. COLB, H. LIPPMAN, Ch. ROOT, *Arch. Forum*, n° 6, juin 1934, pp. 423-430, 35 fig. et tabl.

Les auteurs donnent les caractéristiques de 35 systèmes de hourdis, cloisons et murs.

34.3/2. — **Systèmes de constructions.** — W. B. COLB, H. LIPPMAN, Ch. ROOT, *Arch. Forum*, n° 6, juin 1934, pp. 423-430, 35 fig. et tabl.

Les auteurs donnent les caractéristiques de 35 systèmes de hourdis, cloisons et murs.

34.5/4. — **Vitrines et magasins.** — *Oss. Mét.* n° 7-8, juil.-août 1934, pp. 368-369, 6 fig.

Deux exemples intéressants d'emploi de l'acier dans l'aménagement des magasins.

36.0/2. — **La raffinerie de pétrole de la Standard Franco-Américaine de raffinage à Port-Jérôme.** — E. LEMAIRE, *Gén. Civ.*, n° 26, 30 juin 1934, pp. 577-583, 12 fig.

Description très détaillée des importantes installations de raffinage de Port-Jérôme. Détail des opérations de raffinage qui y sont effectuées.

37.1/4. — **Grues flottantes de 2,5 t.** — *Demag.* n° B. 2 juin 1934, pp. 26-27, 4 fig.

Description de deux grues flottantes à flèche relevable destinées au transbordement des colis.

37.1/5. — **Une grue légère de construction nouvelle et originale.** — *Entr. Suisse*, n° 25, 23 juin 1934, pp. 209-213, 12 fig.



CLICHES

POUR TOUTES IMPRESSIONS

ETABLISSEMENTS DE PHOTOGRAVURE

TALLON & C°S.A

22-26, RUE SAINT-PIERRE, BRUXELLES

TÉL. : 17.08.82. CH. POST. : 251. R. C. BRUXELLES 560

L O N D R E S . L I L L E

Description d'une grue légère pour chantier susceptible de transformations nombreuses et pratiques. Force : 1.000 kg.
37.3/1. — **Le triage du charbon et du coke.** — *Demag B*, n° 2, juin 1934, pp. 17-23.

Conditions multiples auxquelles doivent satisfaire ces installations. Description de différentes installations importantes.

Transports

40.11/10. — **Les travaux de rechargement et de soudure oxy-acétylénique sur rails de chemins de fer et de tramway.** — *Techn. Soud. et découp.*, n° 16, mars-avril 1934.

Différentes applications. Rechargements des bouts usés, des coeurs et des rails d'aile. Soudage bout à bout des rails (notamment des rails de tramways). Exécution et prix des soudures. Brasage des connexions.

40.20/4. — **Améliorations apportées au matériel roulant depuis la guerre par les grands réseaux français.** — *Bull. Congrès des chem. de fer*, n° 6, juin 1934.

Description générale des nouvelles unités de matériel roulant des chemins de fer français. On trouve notamment dans cette étude une description des nouvelles voitures métalliques à caisse portante.

40.23/1. — **Tramways à éléments articulés ou non.** — H. WÜGER, *Schweiz. Bauz.*, n° 26, 30 juin 1934, pp. 307-310, 5 fig. 1 tabl.

L'auteur décrit une voiture à 4 essieux et 3 éléments articulés ; avantages sur les voitures classiques à bogies (économie, bonne tenue en courbe, moindre encombrement, etc.)

40.23/2. — **Auscultation tensométrique de l'ossature métallique des voitures motrices du réseau des Tramways Unifiés de Liège et Extensions.** — N. SÉLEZNEFF, *Oss. Mét.*, n° 7-8, juil.-août, pp. 374-378, 5 fig.

Des essais ont été effectués sur une caisse, formant poutre, de tramway. L'auteur décrit les essais et donne les résultats obtenus.

43.1/1. — **La soudure autogène dans les constructions aéronautiques.** — BOUTTÉ, *Soud. Aut.*, n° 244, pp. 10-16, 24 fig.

L'auteur montre les principaux assemblages employés en construction aéronautique. Il insiste sur les précautions à prendre pour l'exécution de ces assemblages.

Divers

51.2/4. — **L'ascenseur à bateaux de Niederfinow sur le canal Hohenzollern près de Berlin.** —

Génie Civil, n° 24, 16 juin 1934, pp. 529-533, 11 fig.

Description de l'élévateur de 36 m construit en Allemagne. Description du mécanisme, de la charpente et du pont canal d'accès.

52.1/3. — **Garage pour autobus.** — *Engineer*, 22 juin 1934, pp. 636-637, 4 fig.

Description des installations de chauffage et d'aération d'un vaste garage de 120 m de longueur établi pour les autobus urbains de Glasgow.

52.1/4. — **Le chauffage par le sol. Brevet Deriaz.** — *Chant.*, n° 2, mai 1934, pp. 32-34, 3 fig.

Chauffage du plancher par tubes chauffants et diffuseurs. Ce système permet d'éviter les changements de températures brusques. Rendement élevé.

52.3/3. — **Expériences relatives à la détermination des efforts supportés par des tuyaux placés en terre.** — M. R. LAZARD, *Travaux*, n° 18, juin 1934, pp. 237-248, 20 fig.

L'auteur décrit les différents essais très détaillés qui ont été exécutés aux Etats-Unis. Ces essais ont notamment porté sur les efforts que supportent les conduites enterrées. Cas principaux envisagés : conduites rigides, conduites flexibles (tôle) ; celles-ci se révèlent d'un emploi beaucoup plus avantageux.

52.4/9. — **Construction d'une conduite de grand diamètre.** — VAN NORMAN, *Civ. Eng.*, n° 6, juin 1934, pp. 306-310, 7 fig.

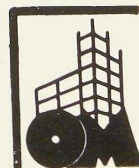
La conduite reliant le barrage de Bouquet Canyon à la chambre de mise en charge de la station de San Francisco (Californie) a présenté des difficultés d'exécution extraordinaires du fait notamment de la traversée d'une vallée étroite. Détail du montage de la conduite. Exécution des soudures : fabrication des tuyaux.

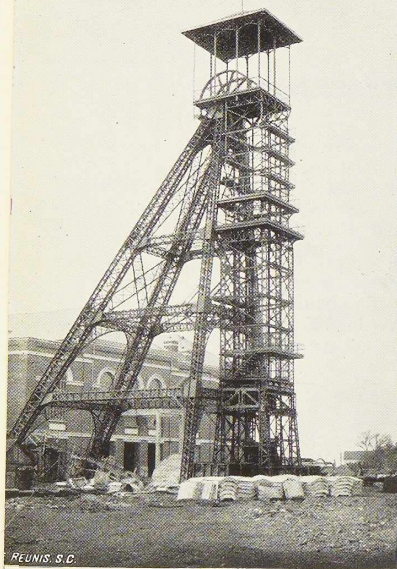
59/2. — **Pont en arc en béton armé à Stockholm.** — *Eng. News-Rec.*, n° 23, 7 juin 1934, pp. 727-729, 5 fig.

Description d'un pont en arc en béton armé de 180 m de portée. Un cintre métallique construit en deux tronçons a servi à soutenir le coffrage. Montage du pont.

60/2. — **Etablissement d'une nouvelle pile sous le portique d'un pont suspendu.** — J. W. BERETTA, *Eng. News-Rec.*, 14 juin 1934, pp. 777-778, 4 fig.

Le portique en acier d'un pont suspendu avait pris une inclinaison de 20°. On l'a redressé et établi sur une nouvelle fondation. Détail de ce travail.





REUNIS. S.C.

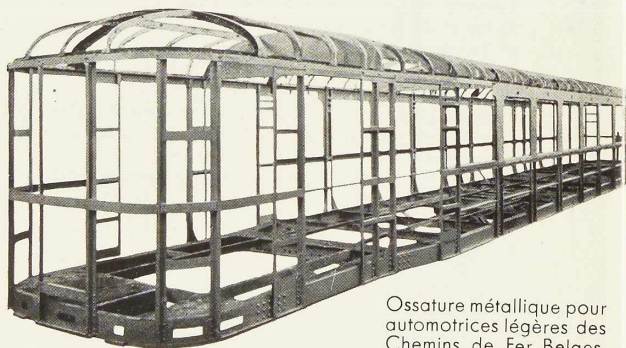
MATÉRIEL POUR CHEMINS DE FER ET TRAMWAYS



LA BRUGEOISE ET NICAISE & DELCUVE

USINES A **SAINT-MICHEL-LEZ-BRUGES**
ET A **LA LOUVIÈRE (Belgique)**

CHARPENTES
CHASSIS A MOLETTES
PONTS FIXES ET
MOBILES. OSSATURES
MÉTALLIQUES
TOUS TRAVAUX
SOUDÉS OU RIVÉS



Ossature métallique pour
automotrices légères des
Chemins de Fer Belges

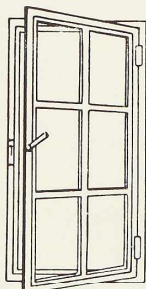


SOCIÉTÉ COMMERCIALE DE BELGIQUE

SOCIÉTÉ ANONYME A **OUGRÉE**
MONOPOLE DE VENTE DES PRODUITS :
LAMINOIRS D'ANVERS A SCHOOTEN
USINES DE MONCHERET A ACOZ

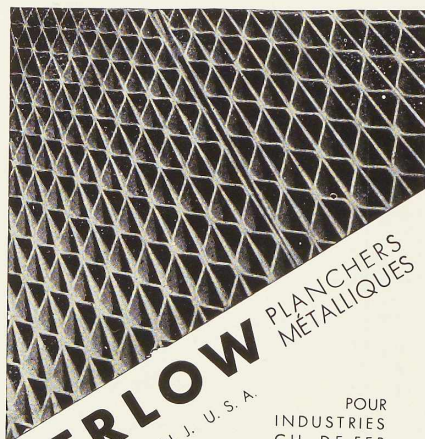
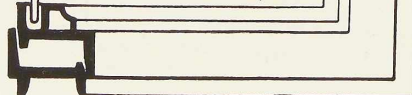
SECTIONS
P O U R
FENÊTRES

L T U
A ANGLES
VIFS



SECTIONS
SPÉCIALES
POUR LA
MENUISERIE
MÉTALLIQUE

MOULURES,
MAINS-COURANTES,
NEZ-DE-MARCHES, ETC.



KERLOW PLANCHERS
MÉTALLIQUES
JERSEY CITY N. J. U. S. A.

POUR
INDUSTRIES
CH. DE FER
NAVIRES
PONTS, ETC.

AGENT

A. FABER-CLERBOIS

20, RUE FERDINAND - NICOLAY
ST-NICOLAS - LEZ - LIÈGE

ELECTRODES

ENROBEES & ENDUITES

POUR TOUTES APPLICATIONS
DE LA SOUDURE A L'ARC

Procédés agréés par la
SOCIÉTÉ NATIONALE
DES CHEMINS
DE FER BELGES



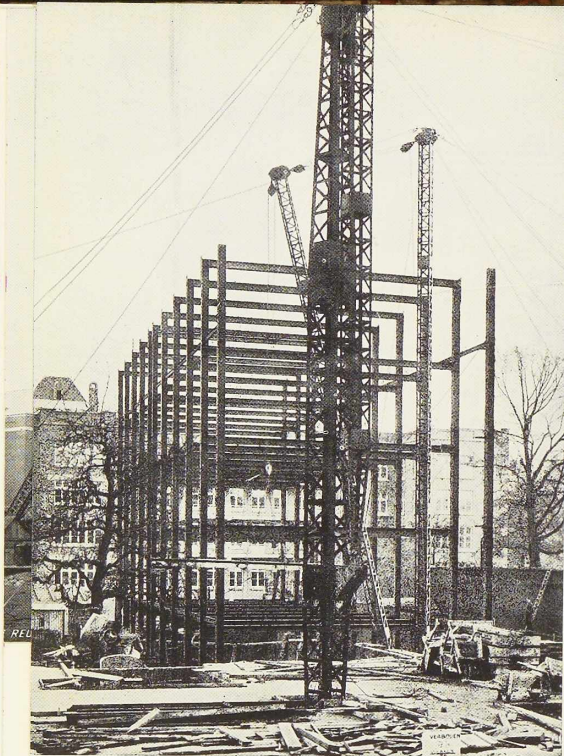
Procédés agréés par le
LLOYD REGISTER
OF SHIPPING et le
BUREAU VERITAS

S. A.

ELECTRO - SOUDURE THERMARC

RUE GILLEKENS, 7, VILVORDE

TÉLÉPHONE BRUXELLES 15.91.40. ADRESSE TÉLÉGR. THERMARC VILVORDE



ENTREPRISES GENERALES DE MONTAGE

F. FAILLET & A. LECLERCQ

SOCIÉTÉ EN NOM COLLECTIF
19, avenue des Azalées

BRUXELLES (3)

TÉLÉPHONE: 15.81.01

Nombreuses références

MONTAGES MÉTALLIQUES
DÉMONTAGES
DÉMOLITIONS. MANUTENTIONS

Travaux récents effectués: Ponts de Luttre. — Agence Maritime place de Meir, Anvers. — Institut Saint-Raphaël à Louvain. — Magasin Priba, Anvers. — Pont du Muide à Gand, etc., etc.

Travaux en cours: Montage des Ponts d'Hérenthals y compris le pont Cockerill de 3.500 Tonnes.

CONSTRUISEZ

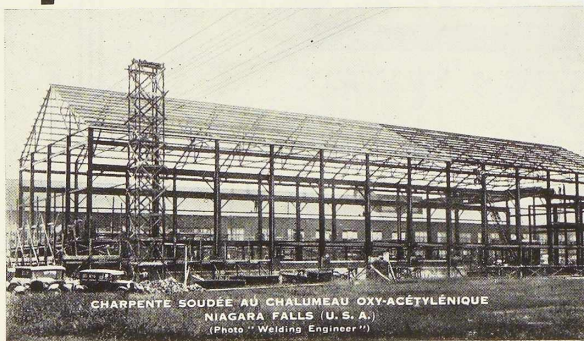
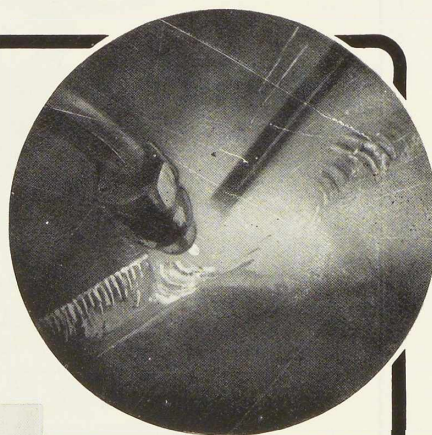
PAR SOUDURE AUTOGÈNE ET OXY-COUPAGE

OXY-ACÉTYLÉNIQUES

CHARPENTES EN PROFILÉS ET TUBULAIRES

BATIS EN TOLE D'ACIER

RÉSERVOIRS, TUYAUTERIES, ETC., ETC.



CHARPENTE SOUDÉE AU CHALUMEAU OXY-ACÉTYLÉNIQUE
NIAGARA FALLS (U.S.A.)
(Photo "Welding Engineer")

NOTRE DOCUMENTATION
EST A VOTRE DISPOSITION

L'OXHYDRIQUE INTERNATIONALE S.A

31, RUE PIERRE VAN HUMBEEK
BRUXELLES (OUEST)