

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

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

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

12^e ANNÉE

N° 11 NOVEMBRE 1947

S O M M A I R E

La reconstruction du ponton du Steen, à Anvers, par A. Braeckman	449
Le Cinéma des Galeries à Bruxelles	457
Les magasins Jelmoli à Zurich	459
Bassins de natation en acier	468
Utilisation des poutres métalliques évidées et soudées pour la réalisation du viaduc Nord de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles, par J. Verdeyen	471
Le pavillon de la Société Ciba à la Foire de Bâle	480
Résultats des essais de corrosion atmosphérique de longue durée sur aciers protégés par peinture, exécutés en Belgique, par J. Lagasse	482
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois de sep- tembre 1947. - Centenaire des Acieries et Minières de la Sambre. - Lancement de la malle-poste « Prince Philippe ». - Construction de la nouvelle chaufferie de la Centrale de Langer- brugge. - Montage de l'ossature de la Centrale de Monceau. - Echafaudages tubulaires	489
BIBLIOTHÈQUE	492
BIBLIOGRAPHIE	493

COUVERTURE : La photographie de la couverture représente le
nouveau ponton flottant du Steen, à Anvers.

(Photo Kaiser.)

ABONNEMENTS 1947 (11 numéros) :

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

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

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

Autres pays : 280 francs belges.

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

PRIX DU NUMÉRO :

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

DROIT DE REPRODUCTION :

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

ABONNEMENTS

1948

VOIR CONDITIONS

page 494

BIBL. UNIV.
GENT

DÉCOUPAGE

ARCOS

OXYARC



DEMANDEZ
LA BROCHURE
OXYARC

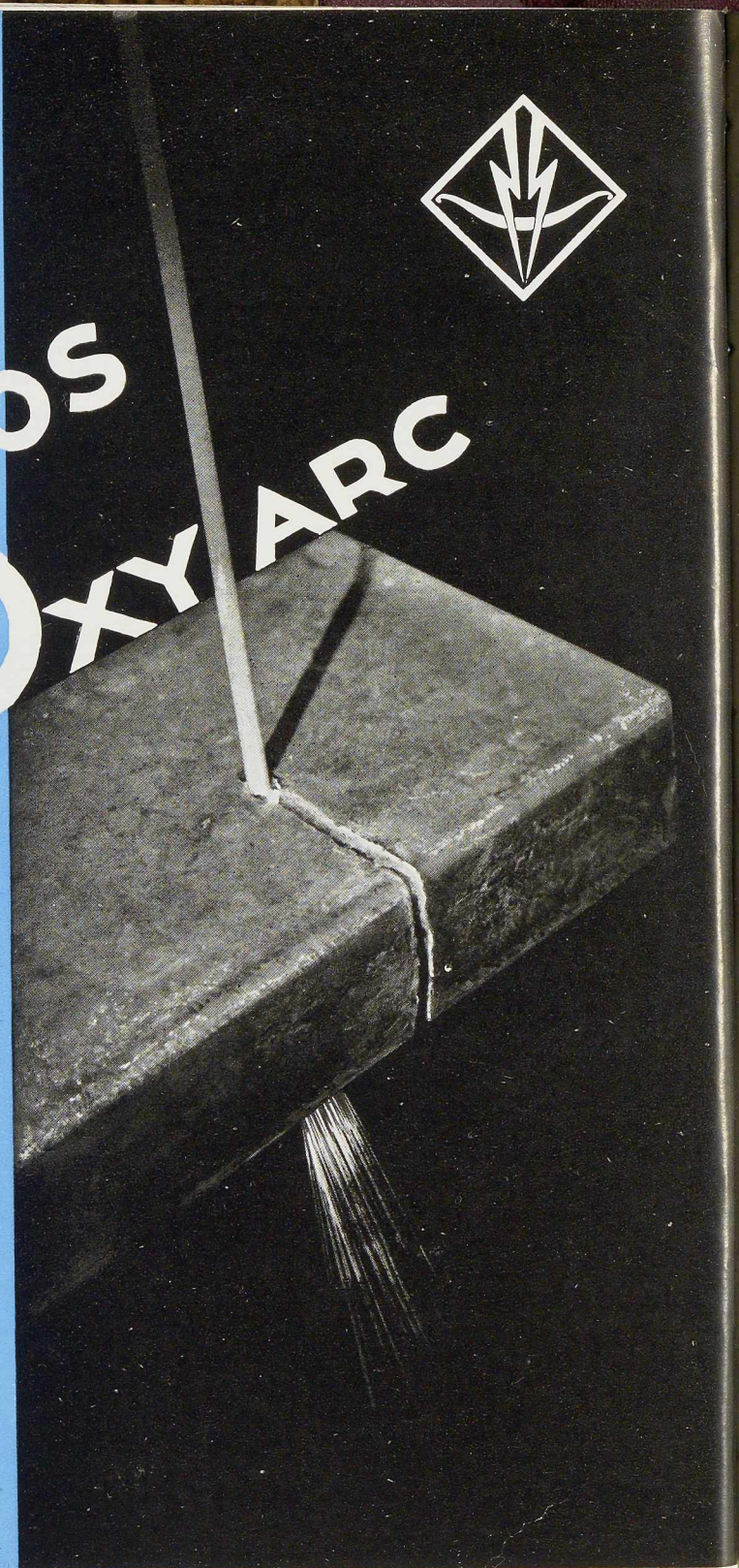
DOCUMENTATION COMPLÈTE
SUR LE

NOUVEAU
PROCÉDÉ

DE
DÉCOUPAGE

OXYÉLECTRIQUE
ARCOS

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE, S. A.



TRAVAUX
D'AGRANDISSEMENT
DU COLLÈGE SAINT-
JEAN-BERCKMANS,
A MOL

Architecte :
EYSERMANS, MOL

Constructeur :
CROP FRÈRES,
Meulebeke

Fournisseur :
MÉTAUX GALLER,
MOL



DE **DIFFERDANGE**

AGENCE DE VENTE POUR LA BELGIQUE ET LE CONGO BELGE :

DAVUM, S. A., 22, rue des Tanneurs, 22, Anvers.
Téléphone 299.17. (5 lignes) — Télégramme Davumport

CITOFIXE

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

DOCUMENTATION ET ECHANTILLONS SUR DEMANDE

SOUDOMETAL

SOCIETE ANONYME

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

NOS SPÉCIALITÉS :



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

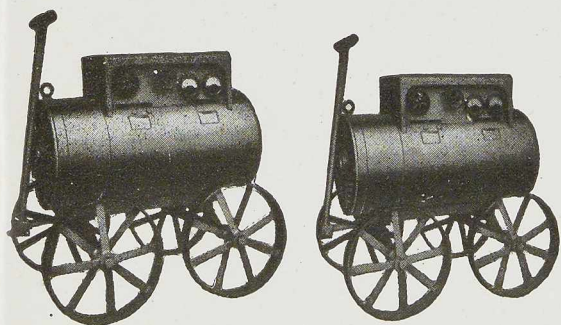
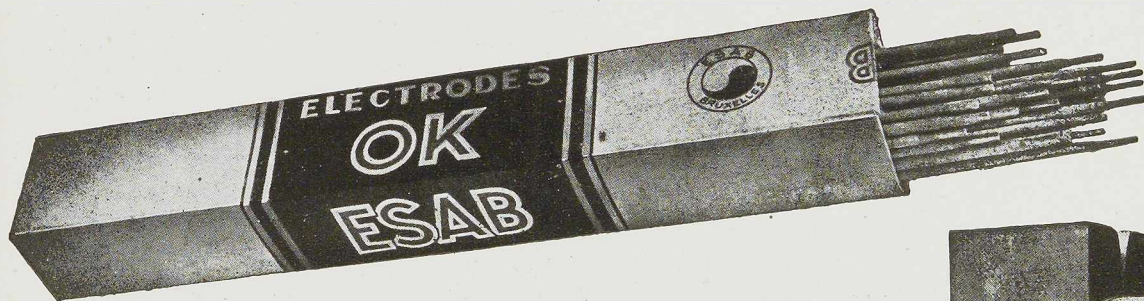
LES ATELIERS MÉTALLURGIQUES S.
A.
NIVELLES

USINES A NIVELLES - TUBIZE - LA SAMBRE - MANAGÉ

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

ELECTRODES POSTES DE SOUDURE

ESAB



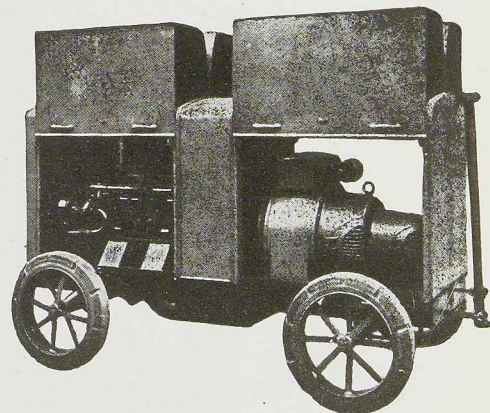
KW 500

KW 350

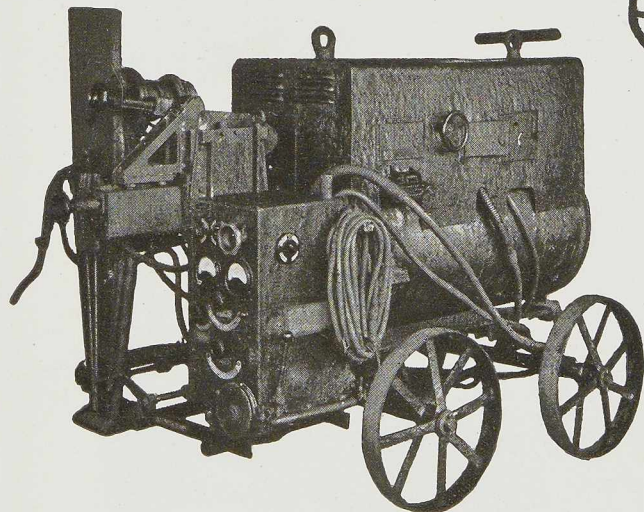
GROUPES ROTATIFS



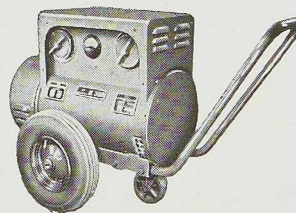
KW 250



GRUPE
ELECTROGENE



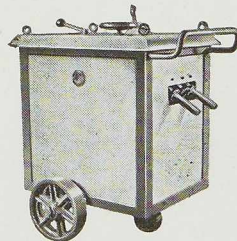
SOUDEUSE AUTOMATIQUE



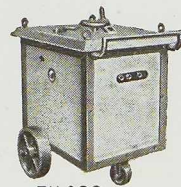
K 300



K 200



TH 300



TH 200

TRANSFORMATEURS STATIQUES

40 Années d'expérience à votre service

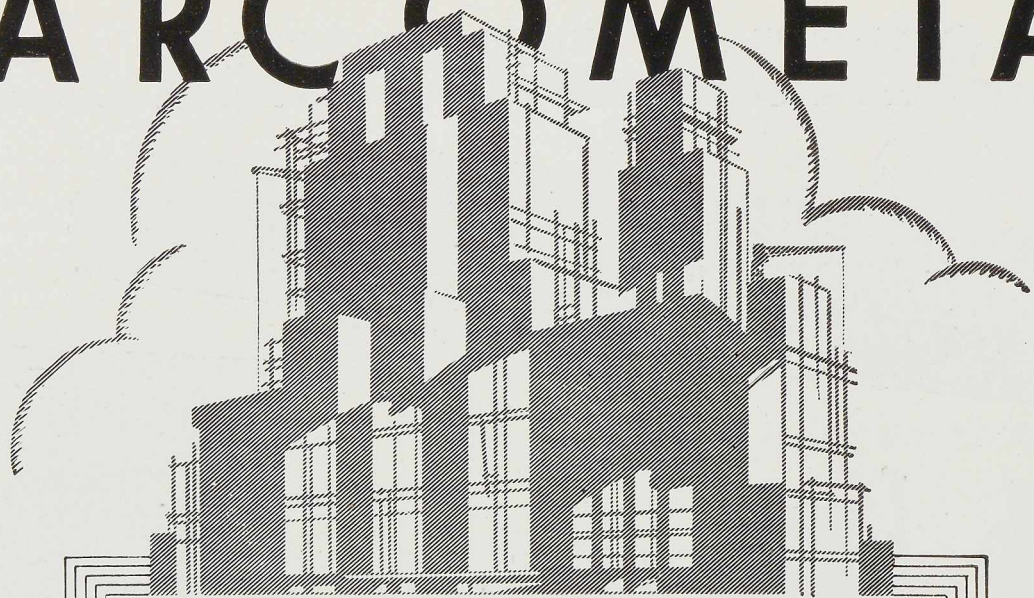
ELECTRO-SOUDURE AUTOGENE BELGE

SOCIÉTÉ ANONYME

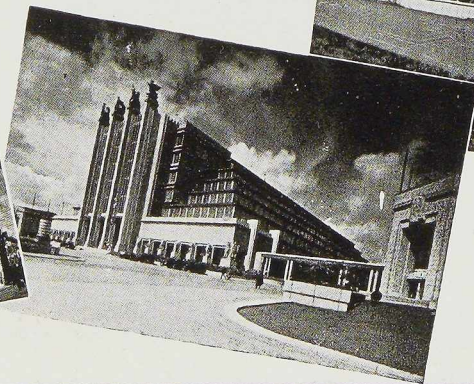
116-118, RUE STEPHENSON — BRUXELLES — TÉLÉPHONE 15.91.26



FARCOMETAL

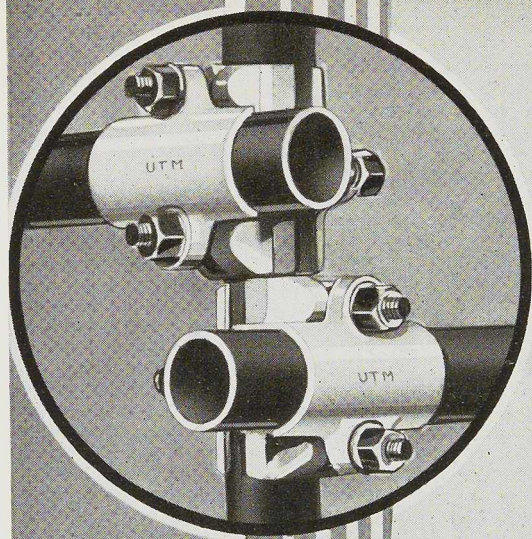
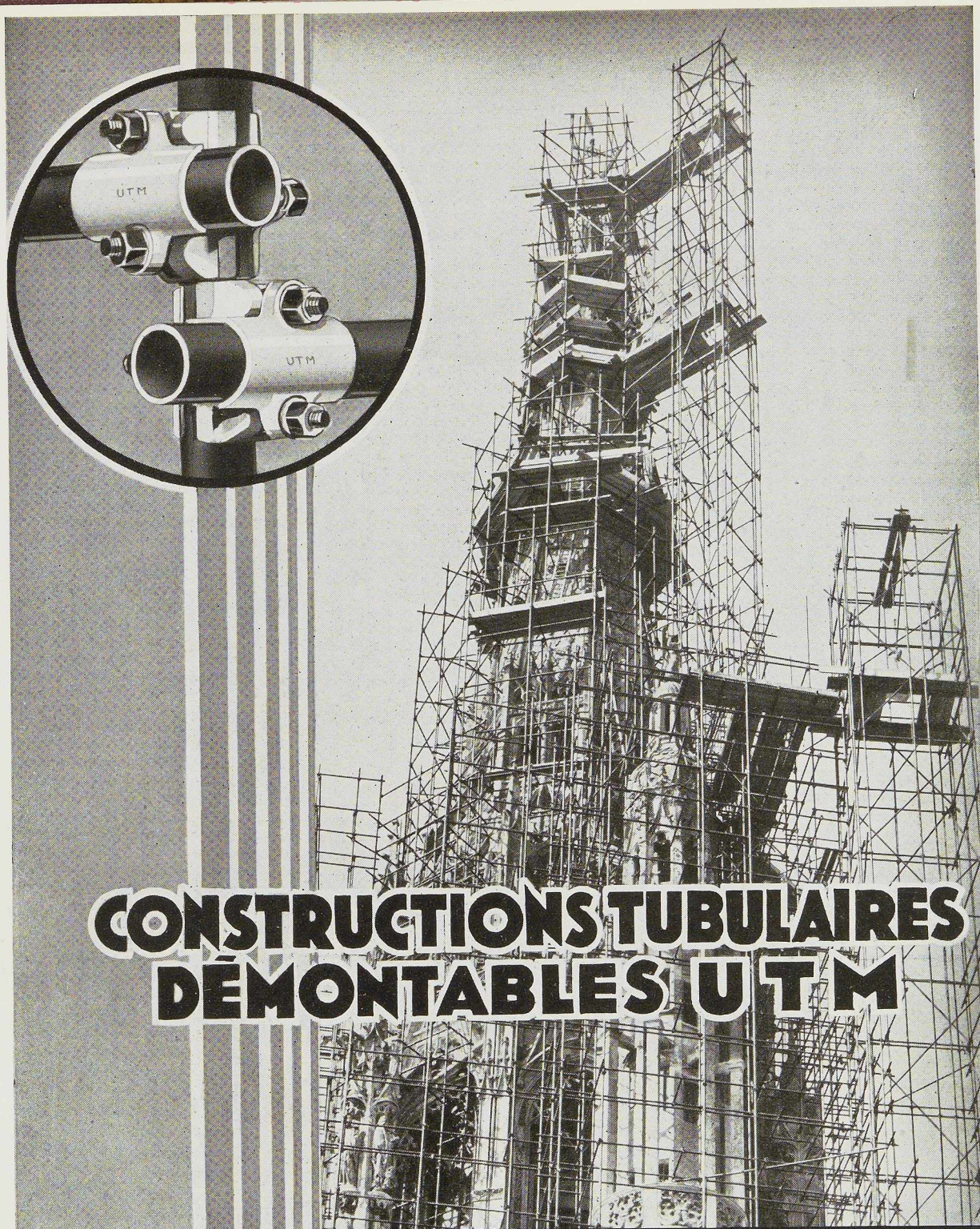


Armature - coffrage métallique pour béton armé et lattis métallique léger pour cloisons et plafonds. • Supprime le bois de coffrage et tous ses inconvénients. " Accroche " le béton et les enduits de façon parfaite. Demandez-nous, sans engagement, notre notice détaillée.



ATELIERS DE BOUCHOUT & THIRION RÉUNIS

SIÈGE SOCIAL : 249-253, CHAUSÉE DE VLEURGAT, BRUXELLES • TEL. 44.48.80 (4 LIGNES)
USINES A BOUCHOUT ET VILVORDE



CONSTRUCTIONS TUBULAIRES DÉMONTABLES UTM

USINES A TUBES DE LA MEUSE

ST.É. AM.É. FLÉMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO

S
ES)



Bureaux des Ateliers du Thiriau, La Croÿère.

SOCIÉTÉ MÉTALLURGIQUE DE BAUME S. A.

SOMIEBA

TÉLÉPHONES : 279 LA LOUVIÈRE
15.81.57 BRUXELLES

LA LOUVIÈRE

MENUISERIES MÉTALLIQUES

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

CONSTRUCTION

CHARPENTES, RÉSERVOIRS
TUYAUTERIES, POTEAUX
SOUDURE ÉLECTRIQUE

REGISTRE DE COMMERCE : MONS 378

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

12^e ANNÉE - N^o 11

NOVEMBRE 1947

La reconstruction du ponton du Steen à Anvers

par **A. Braeckman,**

Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées,
Directeur du Service Spécial de l'Escaut Maritime

Parmi les dégâts importants infligés au port d'Anvers par les Allemands, lors de leur retraite, figure la destruction du grand ponton et du pont d'accès à celui-ci, situés au quai Van Dijk, à côté du Steen, le long de la rive droite de l'Escaut devant la ville.

Les Allemands mirent des charges explosives à fond de cale du ponton, qui fut coulé à son emplacement même, entraînant le pont y relié. En même temps, fut coulé un des grands bateaux transbordeurs de la Marine de l'Etat, qui se trouvait à proximité et assurait le transport de personnes et de véhicules entre les deux rives. L'embarcadère de la rive gauche, de mêmes dimensions, que celui de la rive droite, fut heureusement sauvé et resta intact. Le plan de situation (fig. 560) montre les emplacements des embarcadères sur le fleuve, large en cet endroit d'environ 400 mètres.

Dès la fin octobre 1944, le Service des Ponts et Chaussées envisagea le rétablissement du ponton. Le problème était complexe : l'explosion avait été importante, de sorte qu'il ne s'agissait pas seulement de renflouer une simple épave, mais de tenir compte de fers fortement déchirés et tordus.

En outre, vu le grand encombrement du ponton, mesurant 100 mètres de longueur sur 20 mètres de largeur, et composé de cinq tronçons d'environ 20×20 mètres, assemblés entre eux, il fallait songer à libérer tronçon par tronçon, en vue de récupérer le plus possible et pour faciliter

le travail de relevage. Mais l'examen par scaphandrier fit constater que l'épave du bateau transbordeur était couchée perpendiculairement au ponton et en dessous de celui-ci par la pointe de la proue, de sorte que l'ensemble du ponton formait dos d'âne au-dessus de l'avant du bateau.

On commença par enlever l'épave du bateau transbordeur, qui faisait obstacle dans le fleuve, ce qui dut se faire par découpage sous eau et relevage des morceaux. Ce travail ardu dura plusieurs mois avant que l'on pût songer à toucher au ponton lui-même.

Pendant ce temps, le fleuve avait fait son œuvre; un envasement progressif de l'enclave de l'embarcadère avait enlissé fortement le ponton et le pont. En outre, on ne disposait plus dans le port, de grues flottantes puissantes; elles avaient été détruites par les Allemands et les deux ou trois engins, de 80 à 100 tonnes, qu'on avait pu sauver, avaient été réquisitionnés pour prêter assistance à la Hollande, afin de fermer les brèches des digues de l'île de Walcheren. Enfin, le fait que le ponton était coulé dans son enclave appuyé contre le mur de quai suivant sa longueur, rendait le passage des chaînes de relevage transversalement impossible; de plus, l'envasement rendait également cette opération normale de relevage peu praticable.

Cet ensemble de circonstances défavorables explique pourquoi l'enlèvement de l'épave dut être reculé jusqu'au milieu de l'année 1945, au



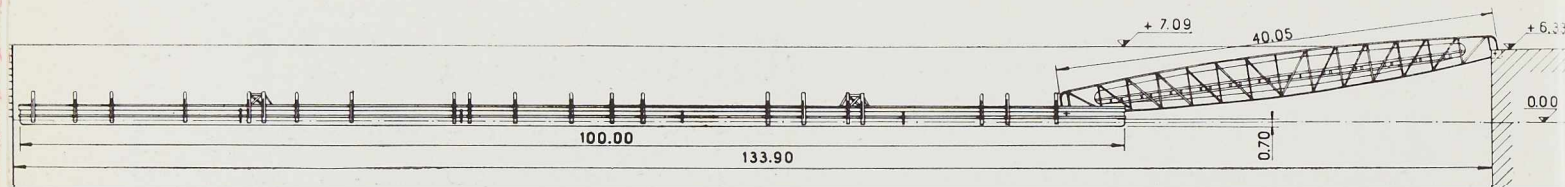


Fig. 559. Plan général du ponton flottant avec son pont d'accès.
(Pour les plans de détail voir pages 452 et 454.)

moment où deux grues flottantes de 100 tonnes purent être affectées à ce travail par les soins de la firme De Smedt d'Anvers, à la suite d'une adjudication publique. Le cahier des charges de cette entreprise stipulait que trois des cinq tronçons du ponton devaient être rendus flottables et que le pont devait être relevé séparément, afin de récupérer la plus grande partie possible. Cet espoir s'avéra trop optimiste.

Le pont, après plusieurs essais infructueux, put être relevé d'une pièce, après qu'on eut découpé sous eau ses attaches avec le ponton, mais il fut trouvé complètement gauche, tant en alignement qu'en section transversale et il ne put être réutilisé, même partiellement.

Le ponton, après avoir été dévasé à la partie supérieure, fut découpé sous eau par scaphandrier en trois morceaux, dans l'espoir de relever ainsi des tronçons de 100 tonnes, récupérables. Mais l'enlèvement dans la vase fut tel, que l'effort de deux bigues d'une force totale de 180 tonnes ne parvint pas à déplacer le premier tronçon et le scaphandrier constata, en outre, l'enchevêtrement des divers éléments déchiquetés. En outre, un examen des profilés et tôles, prélevés sur l'épave, fit conclure à du fer ayant fortement rouillé, à structure feuilletée, se fissurant déjà dès le début du pliage. Il ne fallait donc plus songer à la récupération et on se décida à découper l'épave sous eau, et d'en relever les morceaux.

Le travail fut long et difficile : on ne pouvait employer que de faibles charges d'explosif, vu la proximité des quais et il s'agissait d'un travail soumis à la marée dont l'amplitude est d'environ 5 mètres à Anvers. Les travaux commencèrent en juillet 1945, pour être terminés en octobre 1946. Le coût total de l'entreprise de l'enlèvement du pont et du ponton, d'un poids total de 413 tonnes, fut de 3.221.000 francs.

Reconstruction du ponton

Dès que fut acquise la certitude qu'aucune récupération n'était possible, l'Administration des

Ponts et Chaussées décida la reconstruction du ponton.

L'enclave et les murs de quai étant indemnes, le ponton fut reconstruit aux dimensions primitives, comportant cinq caissons séparés de 20×20 mètres.

Les trois caissons centraux sont identiques et interchangeables; les deux caissons d'about sont différents de ceux-ci; celui côté du Steen, formant extrémité contre le mur, celui du côté opposé, présentant un évidement pour recevoir l'about du pont.

Chaque caisson central est raidi transversalement par un poutrellage à âme pleine et longitudinalement par un poutrellage à âme pleine et à treillis, formant seize alvéoles étanches. Les varangues sont espacées de 0^m625. Les tôles de fond et des parois ont 8 mm d'épaisseur, celles du plafond 7,5 mm. La coque est en acier Siemens-Martin. Il est fait largement usage de la soudure à l'intérieur du caisson, pour la formation du cadre des membrures et la fixation de

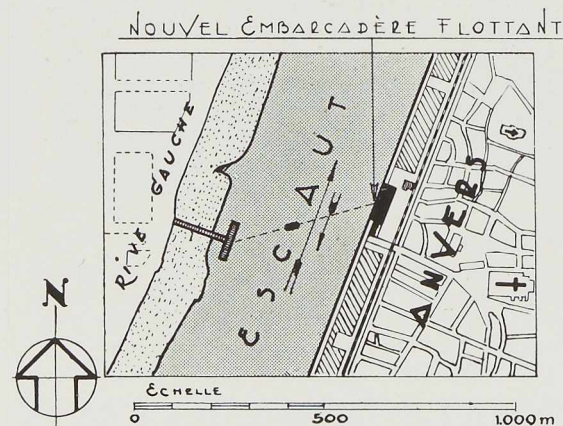
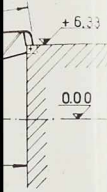


Fig. 560. Plan de situation montrant l'emplacement du bateau transbordeur, reliant les deux rives de l'Escaut dont la largeur à cet endroit est de 400 mètres.





celles-ci à la coque. L'ensemble forme un caisson très rigide, capable de résister aux chocs à prévoir lors des accostages et par des cloisonnements multiples de toute sécurité en cas d'avarie de toute nature.

Les caissons sont réunis entre eux par des boulons de 15 mm de diamètre, rendant ainsi les cinq éléments solidaires, permettant à tout le ponton de travailler comme poutre unique flottante, recevant le poids du pont et de ses surcharges d'une part et le lest de contrepoids d'autre part; les boulons sont calculés pour résister à la traction qui en résulte. Les boulons sont établis au-dessus de la ligne de flottaison, sauf pour les deux boulons inférieurs; pour accéder à ceux-ci, on a prévu une gouttière limitant l'entrée de l'eau dans la cale.

Le ponton est recouvert d'un double plancher; le plancher inférieur est en chêne de 8 cm d'épais-



Fig. 561 (ci-dessus). Construction des caissons sur le chantier de montage, à Tamise. Noter le cloisonnement intérieur visible pour le caisson de droite.

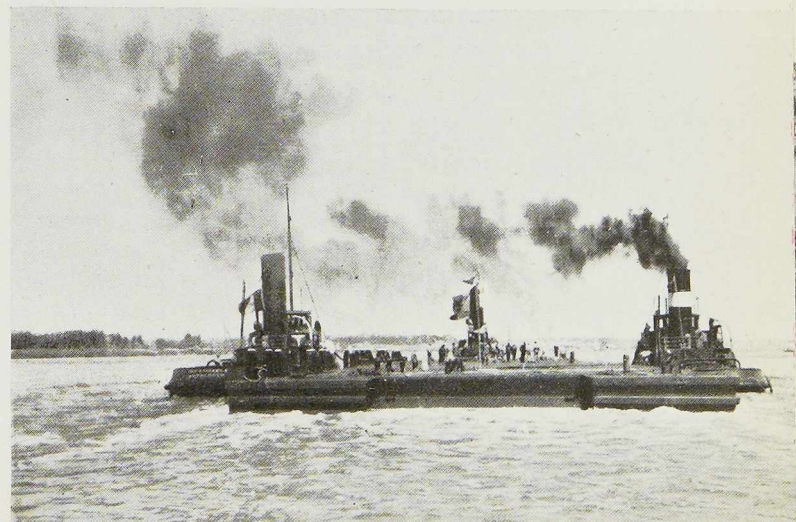


Fig. 562 (ci-contre). Lançage d'un des caissons sur le chantier de Tamise.

Fig. 563 (ci-dessous). Remorquage du ponton entièrement assemblé, de Tamise à Anvers, par trois remorqueurs. (Photo Kaiser.)

seur. Le plancher présente un devers transversal de 1 % vers le fleuve pour faciliter l'écoulement de l'eau de pluie. L'enfoncement normal du ponton est de 0^m70; toute la hauteur du caisson, plancher compris, étant de 1^m87, mesurée dans l'axe du ponton, il émerge d'environ 1^m10, ce qui correspond le mieux avec les exigences de débarquement et d'embarquement des voyageurs.

A chaque marée, le ponton monte ou descend d'environ 5 mètres le long du mur du quai. Il faut donc le guider pendant ce mouvement vertical. A cet effet, on a fixé des rails en U à branches pliées sur les quais (fig. 564) : sur les joues intérieures de ces rails se déplacent des rou-



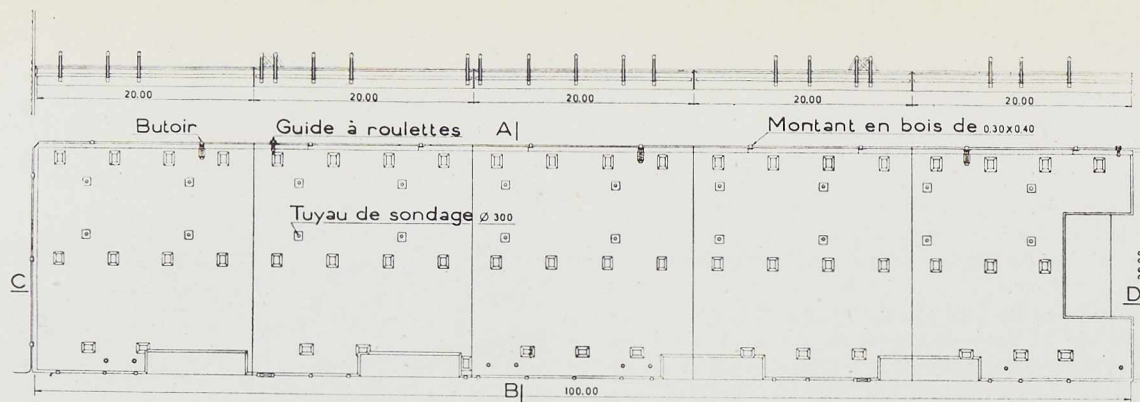


Fig. 564. Plan d'ensemble du ponton flottant : il comporte 5 caissons de 400 m² de surface chacun (voir les coupes AB et CD, ci-dessous).

leaux, dont les supports sont ancrés au ponton. Ces rouleaux, tout en permettant le mouvement vertical, constituent une retenue pour l'arrachement horizontal lorsque le ponton, à la suite de la houle ou par suite de l'action du bateau amarré est sollicité à quitter son enclave.

Lors de la marée montante, par suite l'inclinaison du pont, le ponton reçoit de la part de celui-ci une poussée longitudinale et, inversement, une traction à la marée descendante. Pour y parer on a fixé, dans les murs de quai, de forts montants en bois de section 30 x 40 avec, en face, fixées sur le ponton, des butées avec le jeu voulu.

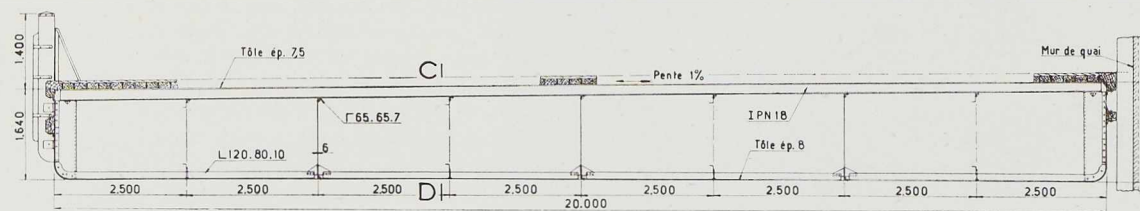
Sur tout le pourtour du ponton, sont fixées trois lignes horizontales de fourrures en bois, formant ceinture de protection contre l'abordage. En outre, du côté du fleuve, sont placés des montants d'accostage et des bornes d'amarrage suivant les exigences du trafic à prévoir. Trois bu-

toirs hydrauliques de 5 tonnes limitent le choc du ponton contre le mur du quai arrière.

L'enclave, où le ponton est établi, a été draguée préalablement de façon à assurer une profondeur d'eau de 2 mètres en dessous du fond de caisson, lors de la marée la plus basse.

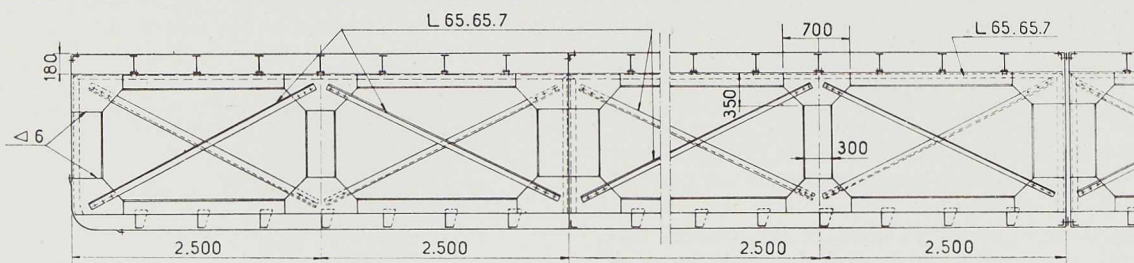
Toutefois, comme l'envasement se produit périodiquement, on a prévu dans le ponton des ouvertures circulaires, ouvertes au nombre de vingt et d'un diamètre de 300 mm, et destinées au passage de tuyaux de sondage, en vue de se rendre compte de l'envasement en dessous du ponton.

La fourniture du ponton, avec ses accessoires, fit l'objet d'une adjudication publique. Le travail fut confié à la firme Boel, de Tamise, moyennant le prix de 10.402.863 francs. Le délai de fourniture fut de quatre mois, jusqu'au lancement, délai augmenté de 15 jours pour la mise



Coupe AB

Fig. 565 et 566. Coupes à travers le ponton flottant : le plan général est donné par la figure 564.



Coupe CD





Fig. 567. Arrivée du ponton flottant à Anvers, au Steen

(Photo Kaiser.)

en place, à Anvers. Les travaux ne purent être commencés, à cause de la livraison retardée des aciers, que le 1^{er} octobre 1946. Ils furent terminés dans les délais fixés, compte tenu d'une grève d'environ 4 mois et demi, qui paralysa les chantiers de construction navale dans la zone anversoise.

La figure 561 donne une vue des cinq caissons sur le chantier de montage à Tamise. Les cinq caissons furent lancés séparément (fig. 562). Ils furent assemblés entre eux sur l'eau, pour former le ponton complet avant le transport à Anvers.

Ce transport fut un événement nautique. C'était la première fois qu'on entreprenait le transport d'un radeau aussi encombrant sur le fleuve, de Tamise à Anvers, c'est-à-dire sur un parcours de 20 kilomètres en traversant la zone maritime la plus fréquentée. L'opération n'était pas sans ris-

ques, vu les courants assez changeants du fleuve, la tendance à dérive que présentait une coque de forme rectangulaire, non carénée, enfin sa grande émergence donnant prise au vent. On décida toutefois de la tenter, car l'assemblage des cinq tronçons sur place, à Anvers, présentait trop d'aléas de tout genre. Le transport eut lieu le 12 juin. Deux puissants remorqueurs, un sur chaque flanc, encadrèrent le ponton; un troisième, en tête, assurait la traction et la direction. Parti de Tamise, à 10 heures, un peu avant marée haute, le ponton était en place dans son enclave à 12 h 30. L'opération fut une réussite complète; durant le trajet, les trois remorqueurs restèrent à tout moment maîtres des mouvements imposés au ponton. A l'arrivée, par courant de jusant, le remorqueur de tête fut rappelé à l'arrière, tirant sur le radeau qui, par l'effet du courant, glissa lentement vers son enclave, par l'appel latéral des câbles sur le quai. Les figures 561, 562, 563, 567 et 568 montrent le départ du ponton à Tamise, le ponton au cours du trajet et la mise en place contre quai à Anvers.

Le poids d'acier intervenant dans le ponton est de 550 tonnes, la quantité de bois est de 280 mètres cubes.

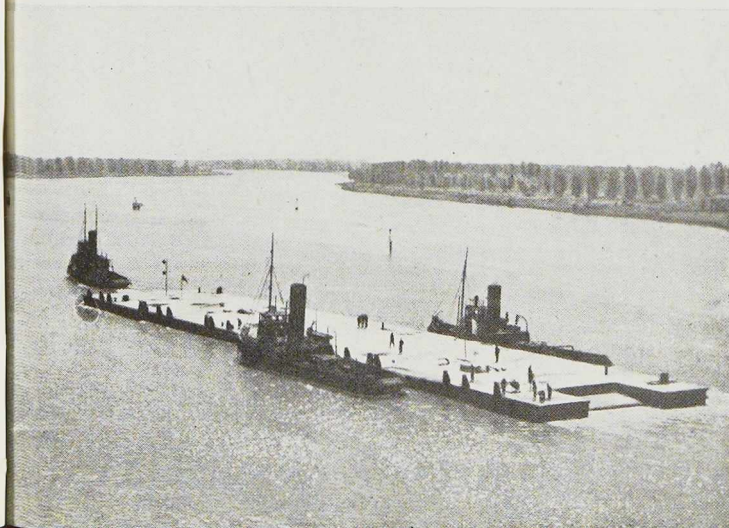


Fig. 568. Le ponton flottant en cours de son transport du chantier de Tamise à Anvers.

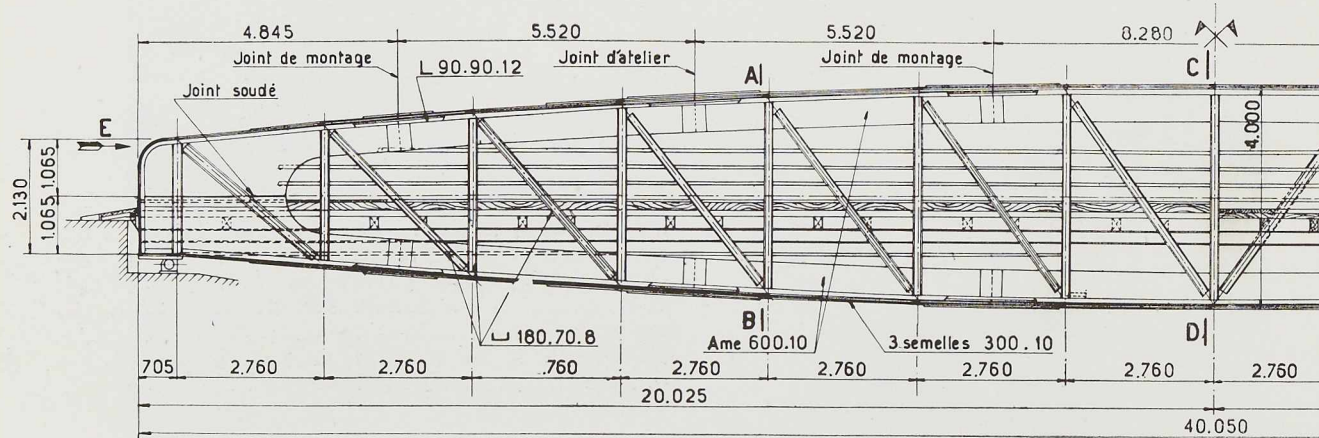
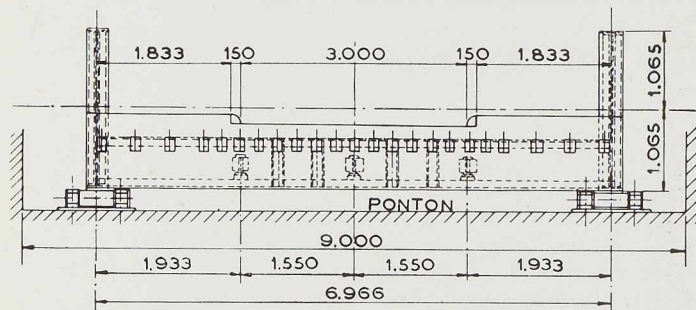
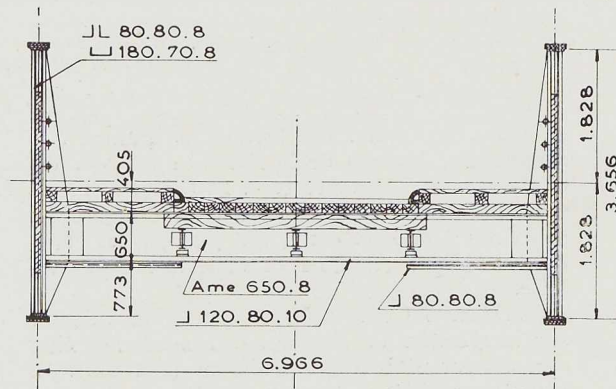


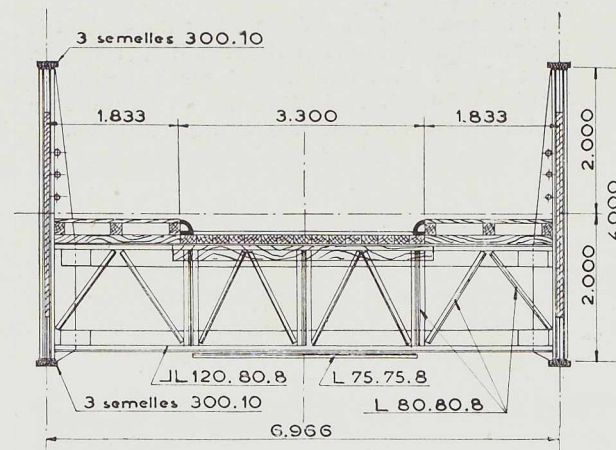
Fig. 569 à 572. Plan d'ensemble et coupes du pont reliant le quai au ponton flottant.



Vue suivant E



Coupe AB



Coupe CD

Reconstruction du pont

En même temps que l'on construisait le ponton, le Service s'occupa de dresser le projet du pont devant relier le ponton à la rive. Il était, en effet, indispensable que les deux ouvrages fussent achevés vers la même période, pour ne pas retarder l'exploitation. Alors que le pont primitif présentait une longueur de 40^m05, on songea tout d'abord à le reconstruire avec une longueur double, soit 80 mètres, de façon à limiter la pente sur le pont au moment de la marée basse. Mais ceci aurait demandé un empiètement sur les quais et une diminution importante de surface disponible pour l'entreposage des marchandises, de sorte que la Ville préféra s'en tenir à la longueur du pont, tel qu'il était avant sa destruction.

Il faut remarquer que depuis l'existence du tunnel sous l'Escaut, les camions automobiles ne



passent plus guère sur le bateau transbordeur et que c'est maintenant surtout le charroi léger et maraîcher qui empruntera cette voie. Dans ces conditions, comme le pont est presque horizontal vers marée haute, sa pente maximum, par marée basse exceptionnelle (cote $-1,00$) sera de l'ordre de 12 %. Cela peut être un inconvénient pour les chariots à chevaux par temps humide rendant alors le platelage glissant. Mais cette situation extrême ne dure que peu de temps (1 à 2 heures) et ne se présente que deux ou trois fois par an, et il suffit de s'arranger d'après l'état de la ma-



Fig. 573. Après son montage à 2 kilomètres en aval de son emplacement définitif, une bigue flottante de 150 tonnes soulève le pont pour le transport.

(Photo M. Defacqz.)

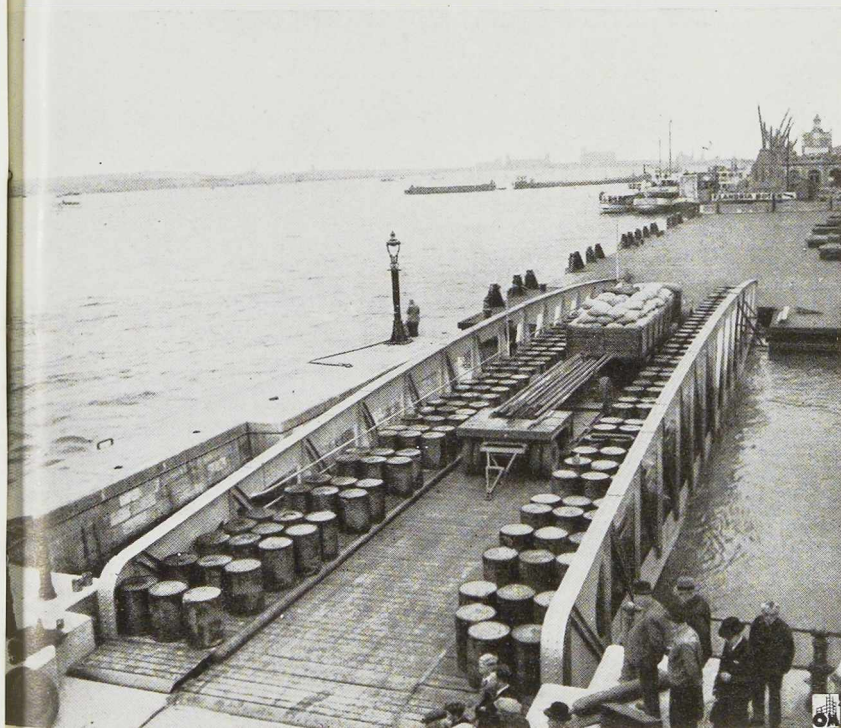


Fig. 574. Essai de mise en charge du pont et de stabilité du ponton, au moyen de caisses de chlorure de calcium sur les trottoirs et de camions sur la voie carrossable.

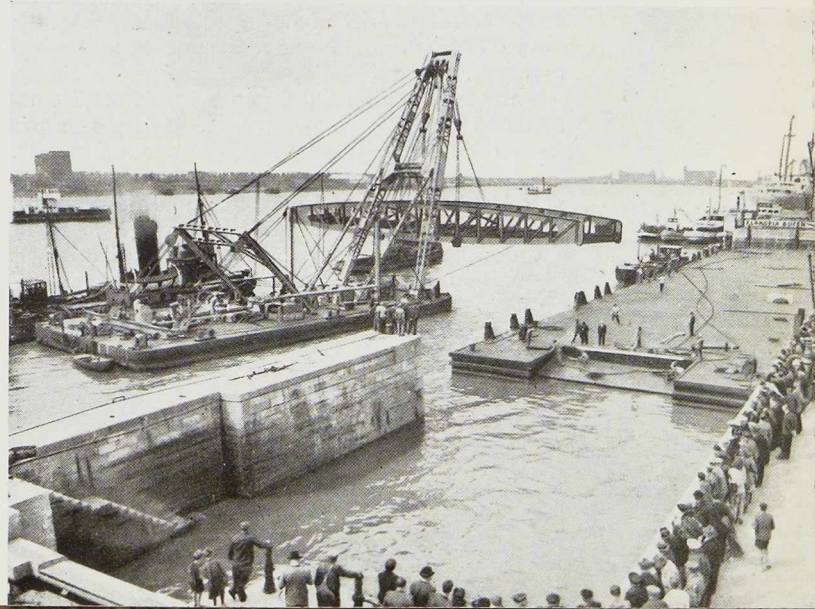
(Photo I. Hersleven.)

Fig. 575. Mise en place, par la bigue flottante, du pont, à son emplacement définitif.

(Photo I. Hersleven.)

rée pour y obvier, ce qui n'est plus un inconvénient pour un trafic local, devenu secondaire depuis l'existence du tunnel pour véhicules.

Le pont nouveau a 40^m05 de longueur. Il présente deux maîtresses-poutres en treillis, à lisse supérieure et inférieure paraboliques, avec tablier à mi-hauteur des montants. Cette disposition qui réduit le dépassement de la maîtresse-poutre vis-à-vis de la voie charretière est ici souhaitable, pour obtenir l'effacement partiel de l'ossature du pont par rapport au niveau du quai de l'Escaut, parallèle au pont, où le public afflue. Un



tablier établi tout à fait au-dessus avec poutres sous voie, aurait eu l'inconvénient de faire plonger inférieurement la partie métallique dans l'eau.

Le plan (fig. 569) donne l'élévation et la vue en plan du pont, ainsi que la coupe transversale; le pont a une voie charretière de 3 mètres de largeur et deux trottoirs de 1^m80. Le poids total du pont (partie métallique) est de 70 tonnes. Le pont présente un double plancher pour la chaussée; plancher inférieur en chêne, de 12 centimètres d'épaisseur, plancher supérieur en orme, moins glissant, pour le roulage, de 5 centimètres d'épaisseur. Les trottoirs, en orme, ont 5 centimètres d'épaisseur.

Les appuis fixes du pont se trouvent sur le mur de quai, ils sont à rotules, permettent au pont de prendre ses inclinaisons successives. A l'autre bout, le pont présente comme appuis mobiles, des supports en acier coulé avec rouleaux dont les axes sont fixés sur le ponton.

A chaque extrémité, la discontinuité au droit du joint entre le pont et le quai ou le ponton, est évitée par des clapets reliés au tablier et formés par un plancher en bois sur des éléments en acier laminé et soudé, avec articulations. Un matelassage en corde de chanvre armée, amortit le passage.

Le pont fut mis en adjudication publique. Les travaux furent confiés à la firme Maréchal, de Malines, pour la somme de 946.900 francs. Un délai de fourniture de trois mois étant prévu à l'usine, augmenté d'un délai de trente jours pour la mise en place à Anvers. Malgré les difficultés d'approvisionnement et une grève partielle, le pont fut terminé à l'atelier, à Malines, dans les délais prescrits.

Après un montage à blanc à l'usine, le pont fut monté sur le quai, à Anvers. Seulement, comme le quai du Suikerrui est trop fréquenté par le public, le montage dut se faire au quai du Rhin, c'est-à-dire environ 2 kilomètres plus loin, en aval, en un endroit où, par suite des bombardements par les bombes volantes, les hangars démolis permettaient un dégagement suffisant. La figure 573 donne la vue du pont à la fin du montage.

Pour le placement du pont, il fut décidé de l'enlever tout d'une pièce, de le transporter par le fleuve et de le placer d'emblée sur ses appuis. Cette opération nécessitait une bigue flottante puissante et un personnel bien qualifié pour un travail de ce genre. Il fut fait appel à la firme « Union de Remorquage » à Anvers, qui mit à la disposition la bigue flottante de 150 tonnes, récemment construite par la firme Boel à Tamise. Il fallait, en effet, une bigue d'une telle puissance,

car le pont pesait 10 tonnes et l'encuvement où devait se placer le pont, étant séparé du fleuve par un mur de quai latéral, l'engin devait pouvoir porter 70 tonnes avec un bras de levier de 11 mètres.

Les figures 573 et 575 donnent une vue du soulèvement par la bigue au moment du départ, ainsi que l'arrivée devant l'encuvement destiné au pont et la descente du pont sur ses appuis. L'opération, qui ne manque pas de hardiesse sur un fleuve à fort courant et soumis à la marée, fut menée à bonne fin, le 21 juin 1947, en un temps record de 2 heures. Il ne restait plus alors qu'à mettre le plancher et faire les raccordements à la voirie.

Le pont est prévu pour la surcharge de 400 kg/m² et pour le passage du charroi réglementaire. L'essai devait se faire sur le pont achevé et mis en place, pour se rendre compte, en outre, de la stabilité du ponton, sous la pesée de la charge d'épreuve et pour l'évaluation du lestage. L'essai eut lieu le 4 juillet; la figure 574 donne une idée du chargement, fait par l'entremise d'une « Nation » (1) avec des caisses de chlorure de calcium pour les trottoirs et des camions chargés, vu la hâte à mettre le pont en service, d'acier et de grains. L'essai accusa une flèche de 32 mm sous charge complète et de 20 mm sous charge des trottoirs.

Le ponton et le pont furent remis à la Ville au cours d'une brève cérémonie, présidée par M. Craeybeeks, Bourgmestre d'Anvers, le 4 juillet 1947 et immédiatement mis en service. Les Anversoises ont retrouvé ainsi la physionomie d'avant-guerre des abords du Steen, et ont de nouveau la possibilité de transbordement entre les deux rives, en partant du cœur de la ville au Suikerrui.

Pour terminer cet aperçu des travaux, nous tenons à rendre hommage à : MM. Van Maele, ingénieur, Roggen, conducteur principal et Lams, surveillant, du Service de l'Escaut Maritime; MM. Van Dijck, ingénieur en chef et Nieuwhuys, ingénieur, de la firme Boel de Tamise; MM. Debray, ingénieur et Culus, technicien, des Etablissements Maréchal; ainsi qu'à la direction, aux ouvriers et contremaîtres des firmes Boel, Maréchal et « Union de Remorquage »; de même qu'aux entrepreneurs J. Van Den Cloot et Roegiers, chargés des travaux de placement et de voirie.

Tous ont rivalisé d'efforts pour achever les travaux d'une façon parfaite et dans les délais strictement nécessaires.

A. B.

(1) On appelle *Nation* à Anvers, les sociétés qui assurent les manutentions et transports du port.





(Cliché Technique des Travaux.)

Le cinéma des Galeries à Bruxelles, œuvre de l'architecte Paul Bonduelle, est d'inspiration provençale.

Lors de la transformation du cinéma des Galeries, la façade de celui-ci ne pouvait subir aucune transformation, étant incorporée dans l'architecture de l'ensemble du passage de la Reine. L'architecte n'a pu disposer que de deux travées, le pilier intermédiaire devant être maintenu. Le cinéma des Galeries est un exemple heureux de la décoration lumineuse indirecte intimement liée à la construction même du cinéma.

Les fondations sous murs sont exécutées en béton de briquillons tandis que les fondations sur lesquelles reposent les piliers, sont réalisées au moyen de semelles en béton armé.

Le Cinéma des Galeries à Bruxelles ⁽¹⁾

La toiture est constituée par une charpente métallique recevant une couverture en tuiles posées sur pannes et latteaux en petits profilés. Une grande voûte formant sous-toiture de 12 mètres de portée, exécutée en Vulcanit, est constituée à l'intérieur de la salle. Elle est suspendue à la charpente métallique au moyen de tringles en acier.

Les quantités de matériaux mis en œuvre sont de 170 mètres cubes de béton et 11 tonnes d'acier pour la charpente métallique. Les murs extérieurs sont exécutés en briques et sont indépendants des

(1) Cette note est extraite d'un article paru dans *La Technique des Travaux* Nos 3-4 1947 sous la signature de L. Novgorodsky.

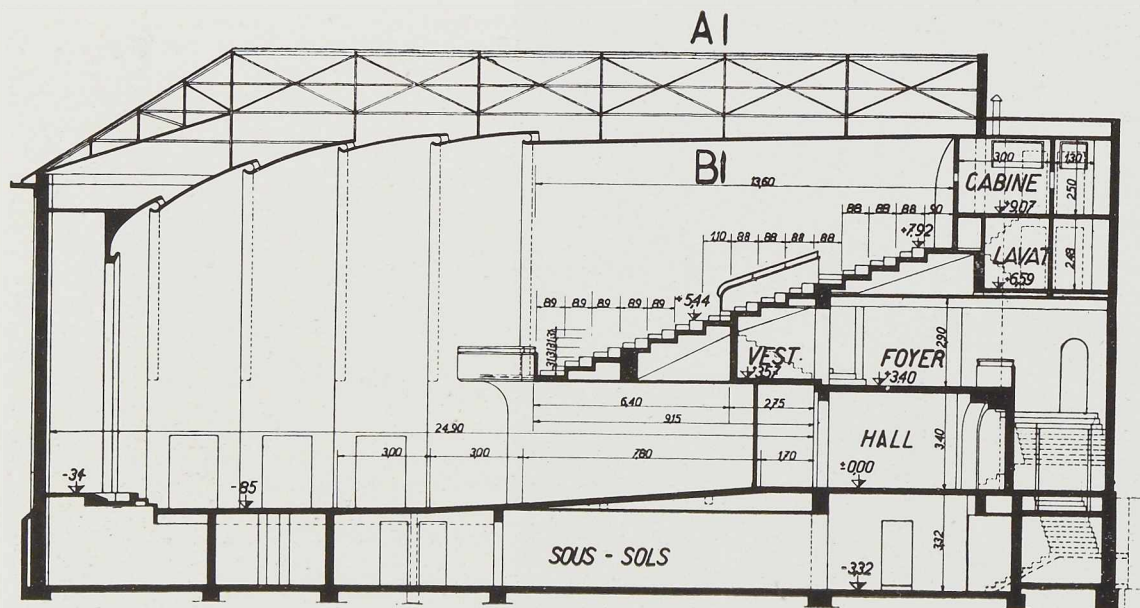


Fig. 577. Coupe longitudinale du Cinéma des Galeries après sa transformation.

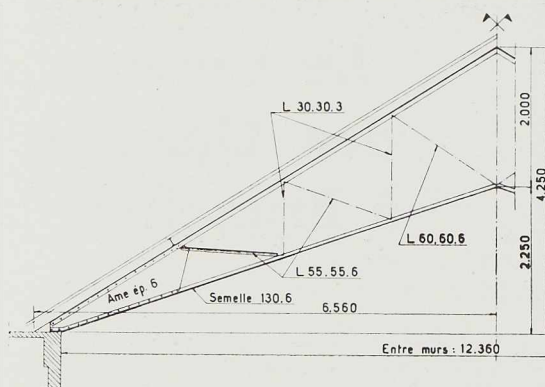


Fig. 578. Coupe AB dans la toiture.

murs intérieurs en Vulcanit. Ils sont isolés les uns des autres par des rondelles et crochets spéciaux.

Les détails de la charpente métallique réalisée par les Ateliers de Construction Bouillon et Herremans sont donnés à la figure 578. Les fermes sont espacées de 4 mètres d'axe en axe.

L'entreprise générale du cinéma des Galeries a été confiée à la S. A. Louis De Waele.

Articles à paraître prochainement :

Le pont de Howrah à Calcutta (Inde).

La reconstruction du Dôme du Palais de Justice, à Bruxelles.

Résistance au feu des constructions métalliques.

La construction du « Bathyscaphe » des professeurs Piccard et Cosyns.

Le port charbonnier de Zolder.



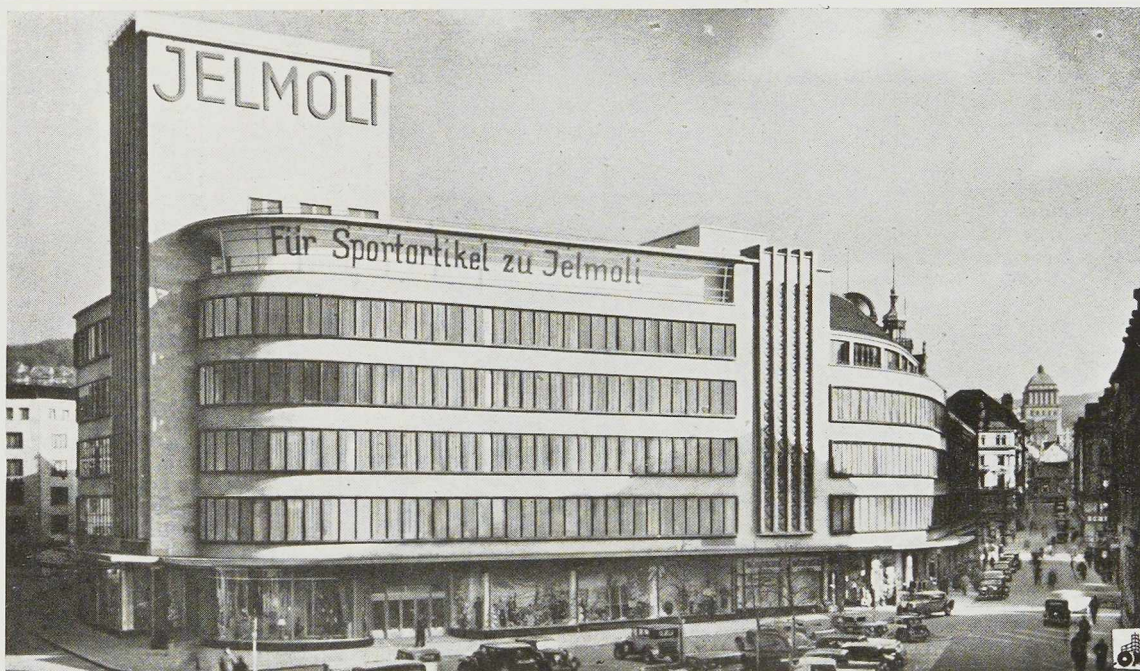


Fig. 579. Vue de la façade principale des magasins Jelmoli.

Les magasins Jelmoli à Zurich

Historique

Les premières constructions des Magasins Jelmoli datent de 1898. Réalisés par les architectes Stadler et Usteri, ces bâtiments furent les premières constructions à ossature métallique de Suisse. Ce fut aussi une des premières réalisations, dans ce pays, de magasins à rayons multiples. Les magasins avaient 16 vitrines dont 9 donnant sur la Sihlstrasse, et 7 sur la Seiden-gasse, pour une profondeur d'environ 15 mètres. L'entrée principale se trouvait au coin donnant sur la Bahnhofstrasse. Aux deux extrémités, il y avait des escaliers monumentaux ainsi que les toilettes. La circulation de la clientèle se faisait principalement par le grand escalier en demi-cercle, placé face à l'entrée principale.

Pour amener les marchandises aux étages, chaque étage comportait un balcon vers l'arrière,

pourvu d'un monte-charge à l'extrémité. Le sous-sol servait également comme magasin de vente tandis que l'expédition et les réserves étaient situées au second sous-sol. Enfin, les installations de chauffage étaient placées dans un local spécial, également au sous-sol. La superficie totale occupée par les constructions initiales, était de 1.000 mètres carrés.

Dès 1903, l'agrandissement des magasins s'est révélé nécessaire, et en 1907 les architectes Pflighard et Haefeli furent chargés d'élaborer les plans d'extension des magasins existants. Ces derniers devaient couvrir une superficie de près de 2.000 mètres carrés d'un volume bâti de 40.000 mètres cubes.

Entre 1924 et 1927, on procéda à l'achat de plusieurs constructions voisines, sans toutefois y faire effectuer des transformations importantes.

Le développement des magasins exigea une



Fig. 580. Vue intérieure des magasins Jelmoli à Zurich. On note l'absence de toute poutraison apparente dans les plafonds.

(Clichés S. B. Z.)

transformation complète de ceux-ci. Cette transformation, toutefois, ne put être entreprise qu'en 1928, à la suite de l'acquisition de divers bâtiments situés à l'aile Ouest. A la suite de différentes vicissitudes, dues notamment à une loi interdisant toute extension des magasins multiples, l'autorisation d'agrandissement ne fut obtenue qu'en 1935.

La mission d'établir les plans de l'extension des magasins fut confiée à l'architecte parisien J.-P. Mongeaud, assisté de plusieurs architectes zurichois. Ces architectes étudièrent la façade représentée à la figure 579 qui fut définitivement adoptée par les dirigeants de l'entreprise. Le projet prévoyait entre autres les remplacements des rampes d'accès du garage par deux ascenseurs, afin de réduire au minimum l'espace perdu. C'est en avril 1936 que l'exécution des travaux a pu enfin commencer. Ces travaux devaient s'effectuer sans interrompre la vente dans les magasins, ainsi que le fonctionnement des différents services. Aussi, il fut nécessaire de procéder par étapes et de recourir à de nombreux aménagements provisoires. Malgré ces difficultés, les travaux purent être achevés vers la mi-octobre 1938. A la suite de ces extensions, la surface totale des magasins atteint actuellement 5.300 mètres carrés, tandis que le volume bâti est de l'ordre de 115.000 mètres cubes.

Organisation des magasins

Afin de pouvoir mener à bonne fin le pro-

gramme des constructions, il fut nécessaire d'étudier les organisations des différents départements du magasin.

Un magasin à rayons multiples est un ensemble extrêmement complexe qui exige les résolutions de problèmes très compliqués pour son fonctionnement.

L'espace réservé à la vente n'occupe que le tiers de la surface totale, le restant étant occupé par des locaux inaccessibles à la clientèle. Le fonctionnement d'un grand magasin doit se faire sans heurts, et doit pouvoir s'adapter à toutes les nécessités. C'est ainsi qu'il faut tenir compte des moments de grande affluence, à la veille des fêtes, ou les jours de soldes.

Ces quelques détails permettent de se rendre compte des difficultés rencontrées dans une telle transformation, sans interrompre la vente. Les problèmes posés aux architectes étaient les suivants : aux rez-de-chaussée et premier étage, agrandissement des magasins de vente, l'éclairage devant être autant que possible naturel; transformation des vitrines pour constituer un ensemble moderne; au sous-sol, création d'un magasin d'expédition très vaste, ainsi que d'un garage pour camions, sans oublier les services annexes, notamment les ascenseurs; le second sous-sol devait comporter des réserves suffisantes. Pour prévoir des développements ultérieurs, il fallait tenir compte d'un emplacement destiné à une centrale électrique.

Dans les étages supérieurs, on installa un service d'expédition situé jusqu'alors dans des bâti-



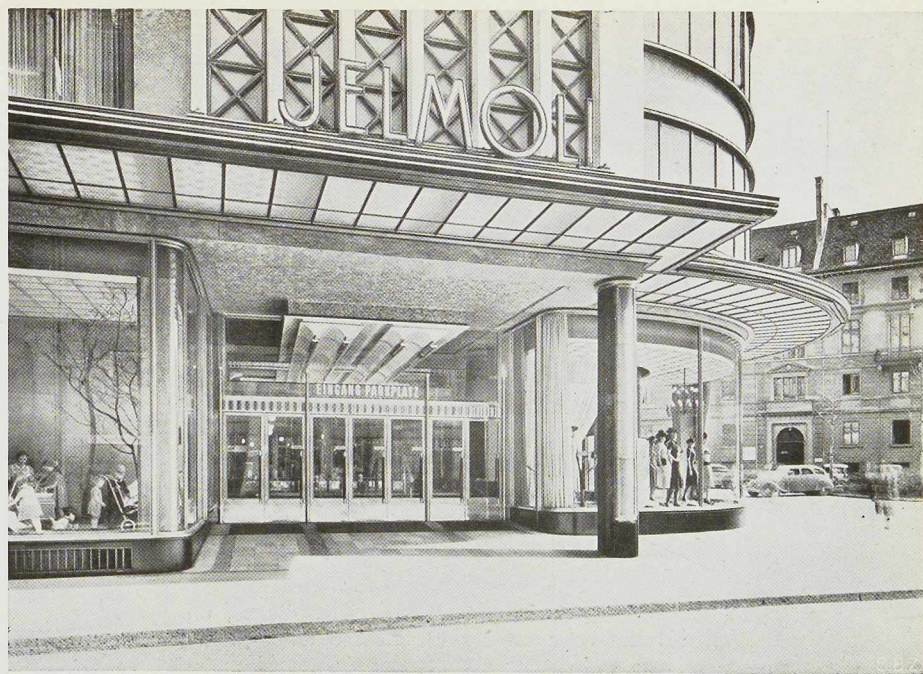


Fig. 581. Vue de l'entrée principale.

ments distincts. Ce service est indépendant. Il est destiné à enregistrer les commandes par correspondance des clients se servant d'un catalogue. De même, on installa dans les étages supérieurs la cantine pour le personnel, qui se trouvait précédemment au premier sous-sol.

A côté des problèmes techniques d'exploitation, une attention spéciale fut consacrée à la mise au point des façades. La Hornergasse, dont la largeur ne dépasse guère 9 mètres, ne permettait aucune solution satisfaisante. Il en était de même pour la Steinmühlegasse dont la largeur n'est que de 8 mètres. La seule possibilité qui s'offrait aux architectes était de supprimer le bloc triangulaire formé par ces deux rues et la Uraniastrasse, pour constituer une place dégagée. Cette disposition permettait de concevoir une façade impressionnante en direction de la Sihlporte. Les formalités administratives ont retardé considérablement l'exécution de ces projets, et on a été obligé de construire en deux étapes, en 1932 et en 1936-1938.

Dispositions générales

Le choix du caractère de la façade donna lieu également à des difficultés. Fallait-il maintenir l'ancienne façade, ou la remplacer par une façade d'un type nouveau ? L'ancienne façade présentait sans doute une architecture caractéristique d'un magasin à rayons multiples, et, pour l'abandonner, il fallait de solides raisons, dont la principale était un froid intensif en hiver, et une cha-

leur excessive en été, auxquels était soumis ce bâtiment, avec ses fenêtres-vitrines s'étendant jusqu'au troisième étage, et dont la présence ne se justifiait pas, ces fenêtres étant cachées en majeure partie par des armoires et des rayons. Ces considérations amenèrent les architectes à choisir des fenêtres normales pourvues d'allèges en maçonnerie.

Comme le bâtiment devait offrir les caractéristiques d'un magasin de vente, on lui donna une architecture et des couleurs contrastant nettement avec les maisons voisines.

Dans un magasin de vente moderne, les panneaux-réclames constituent un accessoire important, et doivent faire partie intégrante de la conception architecturale de l'ensemble. Aux magasins Jelmo, les projets d'un tel panneau-réclame furent établis par la firme Claude de Paris, qui a su réaliser une formule d'un effet très heureux. Cette firme a prévu la possibilité d'échanger facilement les lettres par des textes mobiles permettant l'annonce d'événements importants, notamment les rappels des fêtes à venir, ainsi que des ventes-réclames.

Les étalages d'un grand magasin sont en quelque sorte sa carte de visite. Chaque objet exposé a besoin d'un cadre approprié : de grandes vitrines pour le mobilier, les tapis, etc.; des étalages élégants pour la confection; de petites vitrines pour les objets précieux, les chaussures et les livres. La transition entre ces vitrines et les étages supérieurs est formée par un auvent aux formes élégantes, qui constitue également un abri pour les passants, en cas de pluie.

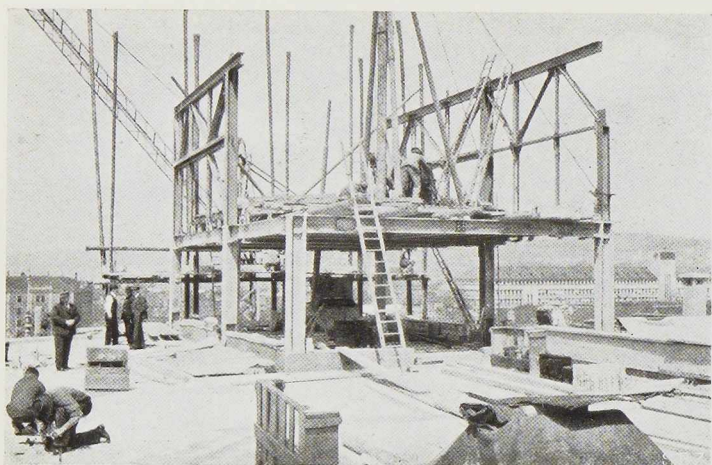
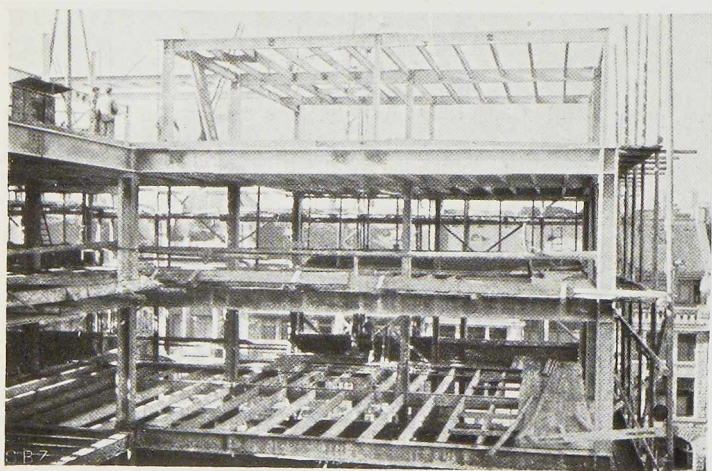


Fig. 582. Montage de la charpente en treillis de la tour.

En ce qui concerne la hauteur des étages, on avait laissé celle du rez-de-chaussée telle quelle, alors que la hauteur fut augmentée pour les étages supérieurs. Afin de réduire l'espace perdu au minimum, on ramena le nombre des piliers au strict minimum. Le désir de limiter autant que possible l'encombrement des éléments portants a amené les architectes à choisir une ossature en acier, ce mode de construction réservant d'autre part la possibilité de faire des transformations ultérieures.

La circulation verticale est assurée exclusivement par des ascenseurs et des monte-charges. La vitesse des ascenseurs est de un mètre par seconde, tandis que les monte-charges de la réception parcourent leur trajet à une vitesse de 1^m60 à la seconde. Cette vitesse se justifie du fait que les monte-charges parcourent en général plusieurs étages sans arrêt. A noter spécialement les deux monte-charges qui constituent le seul accès du garage; l'installation d'une rampe d'accès au premier et au second sous-sols a été abandonnée, car elle aurait fait perdre trop d'espace utile. Les dimensions des cages d'ascenseurs pour camions sont les suivantes : longueur, 7^m60; largeur, 3 mè-

Fig. 583. Vue de la charpente des 3^e et 4^e étages (cadres 24 à 29 de la fig. 592).



tres; hauteur, 3^m50. La vitesse de ces monte-charges est de 35 centimètres par seconde, pour une charge utile maximum de 8 tonnes.

Le transport horizontal des marchandises est réalisé par des tapis roulants lorsque la direction du transport est constante. Dans le cas contraire, on emploie des wagonnets montés sur pneumatiques.

L'ancienne installation de chauffage à vapeur a été remplacée par un chauffage à eau chaude, qui présente l'avantage d'être plus régulier, et d'assurer une meilleure distribution. On utilisa également, pour la première fois en Suisse, le chauffage par rayonnement au plafond. Les expériences réalisées à l'étranger ont démontré que ce mode de chauffage n'occasionnait pas d'ennuis techniques, fissures, chutes de plafonnage, écaillage de la peinture, etc., tout en présentant différents avantages propres à ce système, notamment l'élimination des appareils de chauffage toujours encombrants, et l'élimination des sources de chaleur à haute température, fournies par des radiateurs disséminés, et des ennuis qui en résultent, tels que noircissement des murs et des plafonds par les poussières. Le chauffage par rayonnement est caractérisé par des sources de chaleur d'une grande superficie, fonctionnant à une température relativement faible.

Une grande attention a été accordée aux installations de sécurité contre l'incendie. A signaler notamment un système de volets métalliques servant de coupe-feu traversant tout le bâtiment, et permettant de le diviser en deux. A tous les points importants, on a installé des bouches d'incendie, dont le nombre total s'élève à 41. Enfin, l'établissement possède une équipe de pompiers recrutés parmi le personnel du magasin, qui est entraîné périodiquement par des exercices pratiques.

L'ossature métallique

La construction du bâtiment complexe que représente les magasins Jelmoli, a nécessité la collaboration de plusieurs architectes et ingénieurs de valeurs.

L'exécution de la construction métallique fut confiée à la Société Eisenbaugesellschaft. Les avant-projets et les études concernant l'exploitation des magasins furent établis par le bureau technique des grands magasins Jelmoli.

On appliqua l'Ordonnance fédérale de mai 1935 au calcul de l'ossature métallique, dont le tonnage atteint 1.250 tonnes.

Pour les planchers, on a adopté une surcharge de 500 kg/m². L'effet de ces surcharges sur les piliers fut évalué à 100 % pour les deux derniers

étages, à 90 % pour l'étage immédiatement en dessous, 80 % sur le suivant, et 70 % pour les autres.

Pour des raisons de sécurité, la toiture fut calculée pour une surcharge de 700 kg/m^2 . Cette surcharge a valu à la toiture un poids propre de 700 kg/m^2 , alors que celui des planchers des étages n'est que de 500 kg/m^2 .

Les poutres et les béquilles sont conçues et calculées, autant que possible, comme cadres rigides. Le calcul de ces cadres, à l'exception de quelques poutres sollicitées par des efforts de torsion, ne présente rien de particulier. La figure 595 montre les dispositions générales d'un plancher adopté



Fig. 584. Vue aérienne des magasins.

(Clichés S. B. Z.)

pour les magasins. Il est à noter que deux poutres seulement pouvaient être rendues visibles (poutres 23-33 et 31-130). En ce qui concerne le rez-de-chaussée, la poutre 31-33 devait également être invisible, bien que sa portée atteigne 7^m40 et qu'elle ait à transmettre des efforts assez importants. Cette poutre fut conçue comme poutre en caisson composée de deux âmes de 250×30 et de deux semelles de 500×40 .

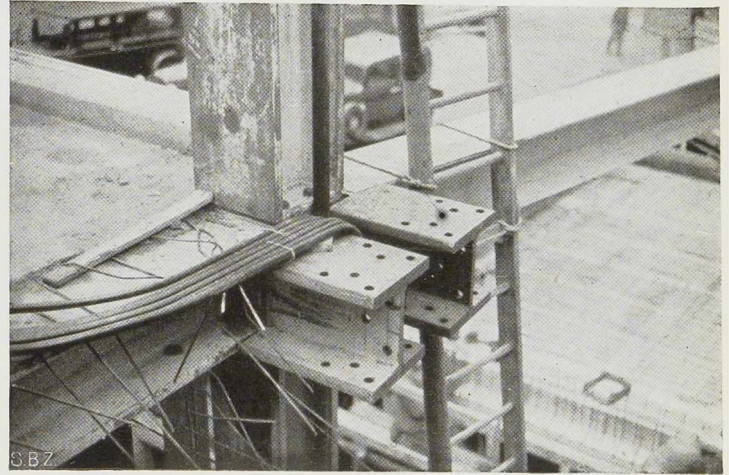


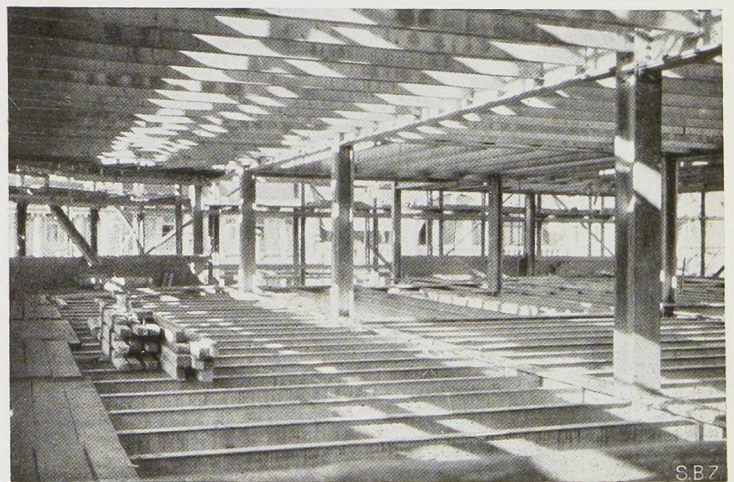
Fig. 585. Vue d'une colonne au niveau du plancher du premier étage.

Pour des raisons d'ordre esthétique, on ne pouvait pas utiliser de voussettes. Certaines têtes de piliers transmettant des efforts transversaux ont été renforcées en conséquence. Les colonnes sont composées de poutrelles à larges ailes Hx et Hx, renforcées aux étages inférieurs par des semelles soudées. Enfin, des colonnes furent calculées comme appuis articulés, les difficultés techniques n'ayant pas permis de réaliser leur encastrement.

Pour les piliers des sous-sols, on a adopté une section hexagonale au lieu de la section carrée prévue tout d'abord. Les sections carrées ont été transformées en sections hexagonales, moyennant un découpage longitudinal au chalumeau, et un nouvel assemblage par soudure. La réduction considérable du moment d'inertie ne joue qu'un rôle secondaire du fait que les forces horizontales sont transmises directement aux fondations au niveau du rez-de-chaussée. D'autre part, le rapport d'élanement l/i étant très petit, une certaine augmentation de ce rapport ne diminue que faiblement la charge de flambage admise.

Pour l'assemblage des éléments de l'ossature en acier, on fit usage d'un emploi généralisé de la rivure au chantier, ce qui n'est pas une pra-

Fig. 586. Vue de la charpente du 3^e étage.



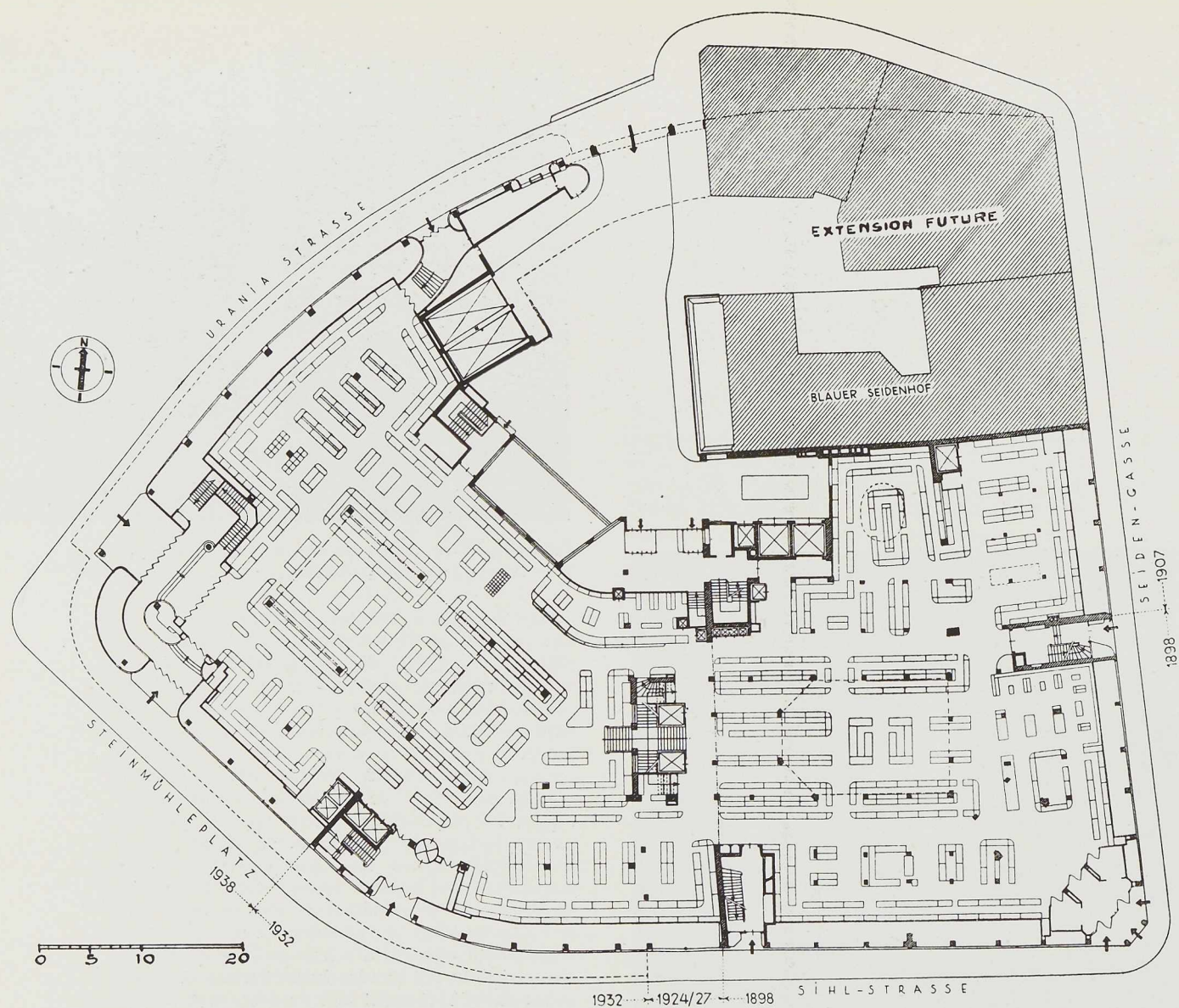


Fig. 587. Plan du rez-de-chaussée de l'ensemble des bâtiments.

tique courante en Suisse. Du point de vue technique, cet essai fut concluant. Par suite des réclamations au sujet du bruit occasionné par ces travaux, ceux-ci durent être limités à certaines heures de la journée.

Divers problèmes constructifs, parfois assez complexes, se présentèrent aux ingénieurs. C'est ainsi, par exemple, que l'effort de 100 tonnes sur le pilier 29a (s'arrêtant au niveau du quatrième étage), a dû être reporté sur les colonnes 28-29 (fig. 592). Cette répartition des efforts a été réalisée entièrement dans l'épaisseur du plancher, soit dans un espace de 48,5 centimètres seulement. Eu égard à cette faible hauteur, l'effort

a dû être réparti sur quatre poutres, sans toutefois négliger de tenir compte de la continuité du pilier 28. Le grillage qui répartit cette charge sur les quatre poutres entraîna des frais élevés en atelier, par suite de la précision des dimensions des profils employés. L'ensemble fut livré au chantier tout monté. Grâce à cette précaution, le montage fut réalisé sans difficulté.

Un autre problème particulier se présenta pour la reprise de la charge de la façade en retrait au quatrième étage. L'adaptation fut réalisée de la manière suivante : la poutraison du plancher du quatrième étage fut allongée par soudure. De plus, les deux tirants en poutrelles H834 purent



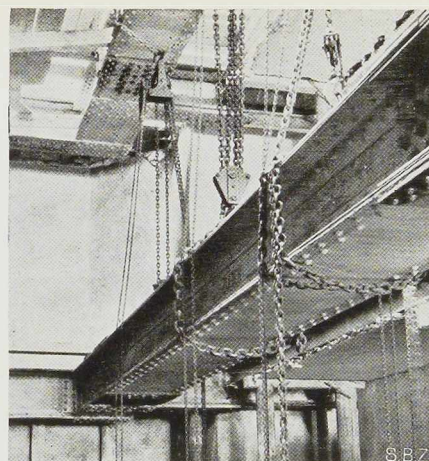
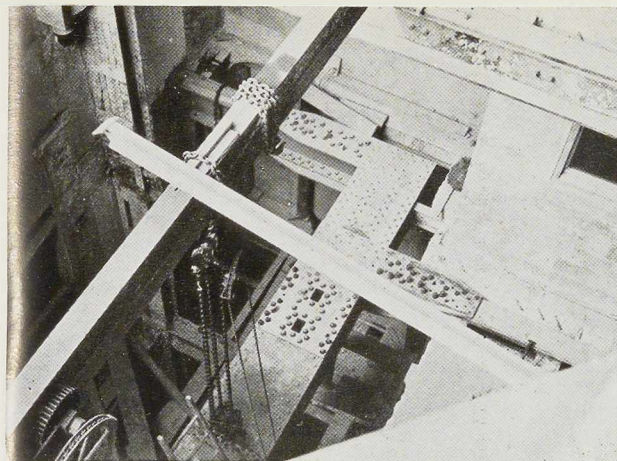


Fig. 588 à 590. 3 étapes du montage des poutres travaillant en torsion.

être incorporés dans le plancher, afin de les rendre invisibles. D'autre part, la poutrelle PN38 permet de répartir d'une manière uniforme les charges des piliers, ainsi que les charges provenant des façades sur ces deux Hx34.

Les plus grandes précautions durent être prises pendant ces travaux, les magasins n'interrompant pas leur activité.

L'ancien escalier principal qui devait servir pour la nouvelle bâtisse constitua un autre cas particulier (fig. 588 à 591). Afin de gagner de la place pour le nouvel escalier, on fut obligé de supprimer une partie de la poutre reliant les colonnes 130 à l'ancienne colonne 135. D'autre part, on désirait ne pas établir de colonne en A et D, tout en imposant une surface utile maximum. Après des études poussées, on se décida

pour un type de poutres travaillant en torsion. Ce système se compose de deux poutres coudées (en plan) 130-135 et 128-126 réunies entre elles par une poutrelle A D pour empêcher leur renversement.

Les moments de torsion importants occasionnés (atteignant 95 tm dans les parties A B et C D), obligèrent à donner à ces parties une section en caisson. La partie B C, non soumise à torsion, fut réalisée de la même manière, mais en tôle plus mince, pour des raisons constructives. L'ensemble fut réalisé comme système statique sans encastrement dans les colonnes, les calculs ayant été effectués conformément à l'ouvrage *Stahlhochbauten*, de Bleich (volume 1). La déformation maximum obtenue par les calculs est de 3,1 cm.

Cette construction est incorporée dans les plan-

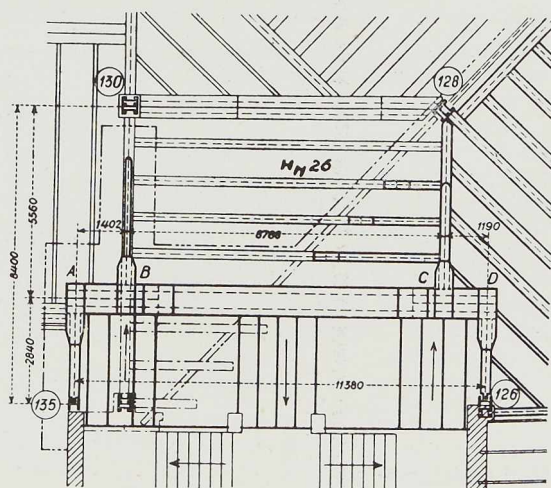


Fig. 591. Dégagement de la cage d'escalier par l'emploi de poutres travaillant à torsion.

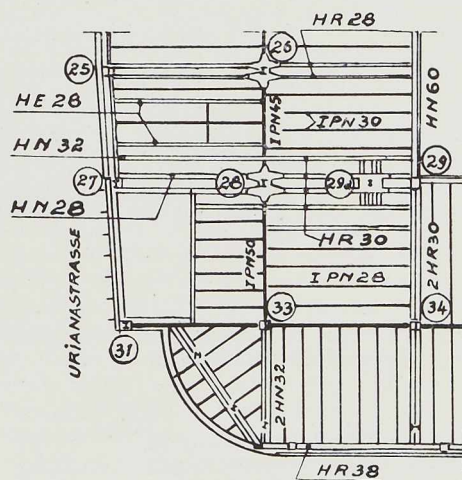


Fig. 592. Répartition des efforts de la colonne 29a arrêtée dans le plancher du deuxième étage.

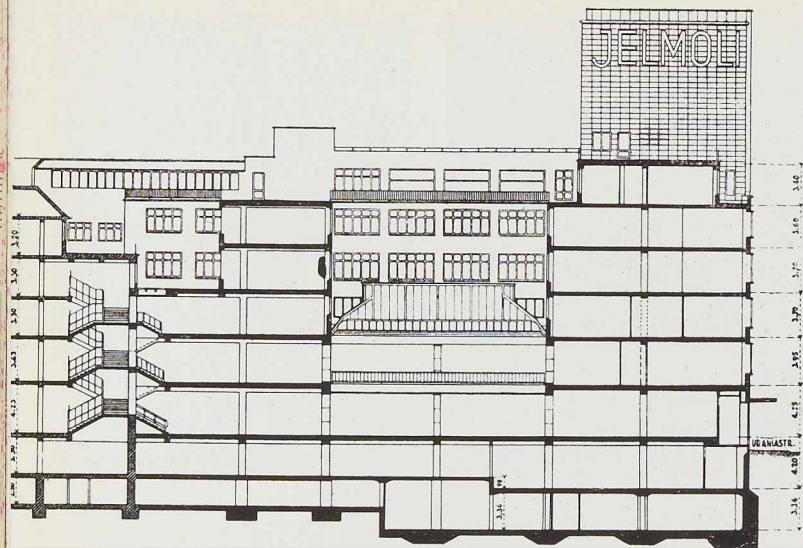
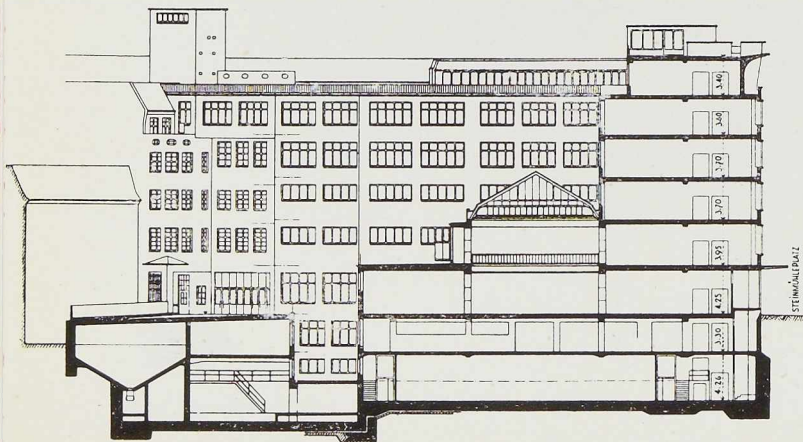


Fig. 593. Coupe à travers le bâtiment à l'endroit de l'entrée principale.

chers des premier, second et troisième étages, et pèse 15 tonnes par étage. Au rez-de-chaussée, les planchers se trouvent en dessous des poutres travaillant en torsion. De ce fait, l'ensemble 128-135-126 fut recouvert par un plancher provisoire. Cette surface ne pouvant être libérée qu'au dernier moment, il fut nécessaire de réaliser le montage des poutres travaillant en torsion, du haut vers le bas, ce qui exigea au rez-de-chaussée, ainsi qu'aux premier et second sous-sols une cloison pour les colonnes 135 et 125. Par la suite, on monta la poutre supérieure, puis la moyenne, et enfin la poutre inférieure. Ce mode d'assemblage présentant quelques difficultés, par suite du danger de flambage des colonnes 135 et 126, on renforça les colonnes par des supports provisoires, ou par des ancrages dans la maçonnerie.

La tour est différente du restant de la construction. En effet, son ossature est du type triangulé, au lieu de l'ossature à cadres du bâtiment principal (fig. 582 et 597). Pour tenir compte de la pression du vent sur la tour et le panneau-réclame, la tour a été pourvue d'une ossature très rigide.

Fig. 594. Coupe à travers le bâtiment à l'endroit de la Steinmühleplatz.



Détails divers

Panneau-réclame de la tour

La tour, d'une hauteur de 36 mètres, ne comporte aucune fenêtre dans sa partie supérieure et convient ainsi parfaitement à des fins publicitaires. Les murs de la tour portent des enseignes lumineuses. Au-dessus de la tour, on a installé un grand panneau lumineux. Comme un tel panneau est d'un aspect peu agréable le jour, il est établi une plate-forme escamotable, cela donne en plus l'avantage de pouvoir changer les textes publicitaires lumineux, sans que ces transformations soient visibles de l'extérieur.

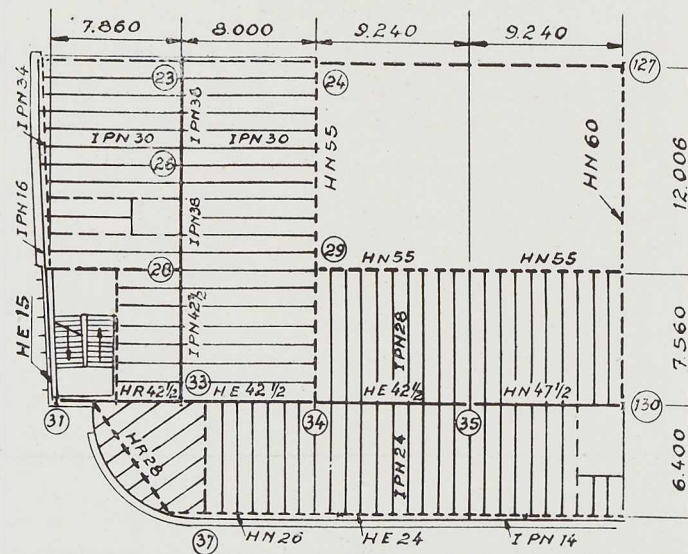


Fig. 595. Dispositions générales des planchers adoptés pour les magasins.

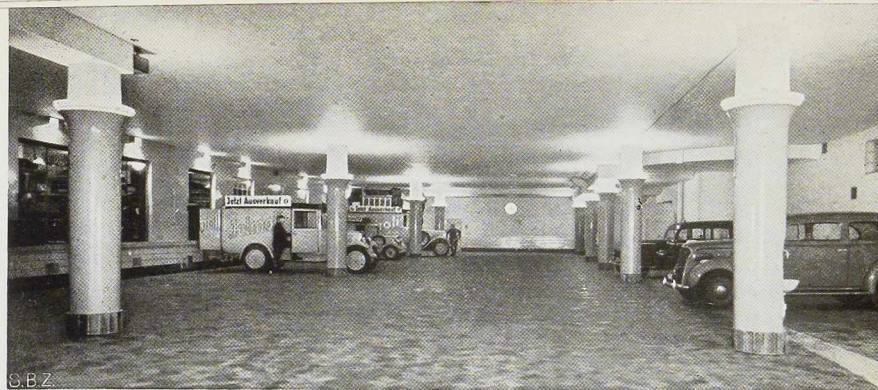
L'installation de la plate-forme escamotable a posé le problème de l'étanchéité parfaite de la tour. La plate-forme mobile de 8 mètres \times 5 mètres de surface fut construite pour supporter un poids utile de 3.000 kg, même par temps d'orage; son déplacement en hauteur est de 8^m30. La vitesse de la levée est limitée à 1,5 cm/sec. Le support est réalisé par quatre chaînes fixées au milieu de chaque côté.

La réalisation de l'ascenseur fut confiée à la Société Uto de Zurich.

Niche-réclame

Le sixième étage comporte, sur toute sa longueur, une niche permettant d'y placer des let-

Fig. 596. Garage pour camions au premier sous-sol.



tres de 2^m60 de hauteur, fixées par des barres horizontales de 20 × 40 mm et par des crochets verticaux de 40 × 40 mm. L'éclairage se fait d'une manière indirecte. Le remplacement des lettres peut se faire facilement de la galerie.

Nouvelle entrée principale

On attachait une importance toute particulière à la nouvelle entrée principale, au coin de l'Uraniastrasse et de la Parkplatz. Celle-ci a été conçue par l'architecte Mongeaud (fig. 581). Par suite de la différence de niveau, il fut nécessaire de prévoir trois marches, ainsi que des rampes de 3 à 6 %.

L'emploi des tambours n'était pas souhaitable et même déconseillé par les règlements. La solution adoptée se présente sous la forme de deux séries de portes formant sas. Les marches sont disposées à l'intérieur de cet espace. L'accès principal se fait par deux entrées, l'une de 6 mètres le long de l'Uraniastrasse, l'autre, moins large donnant sur la place. Les sas de ces deux entrées sont reliés entre eux par un couloir. Pour éviter des courants d'air pouvant indisposer le personnel se trouvant aux environs de ces portes, l'espace entre les portes est rempli d'air réchauffé, maintenu sous pression par un débit

horaire de 20.000 mètres cubes. L'éclairage indirect de cette entrée est dissimulé dans la voûte. Un étalage de 6^m50 de largeur et d'une profondeur de 4 mètres est réalisé entre ces deux entrées.

Installations électriques et de force motrice

L'installation de transformation est située au second sous-sol. Elle comporte une installation de secours (accumulateurs de 400 Ah), dont l'enclenchement se fait automatiquement en cas de panne de courant du réseau. En plus, il y a un groupe de secours Diesel de 235 CV dont la mise en service se fait automatiquement en cas de panne, en moins de 15 secondes. Une attention spéciale fut accordée à l'amortissement des bruits et des vibrations.

Construction des plafonds : chauffage par rayonnement

La construction métallique avait été décidée avant la décision de l'emploi du chauffage par rayonnement. Les hourdis furent calculés pour un poids propre de 500 à 560 kg/m² et pour une surcharge de 500 kg/m². Le chauffage par rayonnement exigea une dalle flottante en béton de 6 cm d'épaisseur, ce qui entraîna un poids mort supplémentaire. Bien que les tensions admissibles aient été calculées avec une certaine tolérance, il ne pouvait être question de transmettre cette charge supplémentaire aux colonnes. Pour cette raison, pour les trois étages supérieurs, les hourdis en béton furent remplacés par des voussoirs en béton Bims.

La construction exigea de nombreuses et importantes dérogations à la police de construction. Les autorités ont montré leur bonne volonté avec beaucoup d'intelligence. La collaboration des divers réalisateurs se fit d'une manière harmonieuse, et toute la construction s'effectua sans aucun aléa, grâce à l'application et à la bonne volonté de chacun, ainsi qu'à l'aide apportée par la direction des magasins.

BIBLIOGRAPHIE :

Schweizerische Bauzeitung (S. B. Z.). Vol. 115 n° 14.

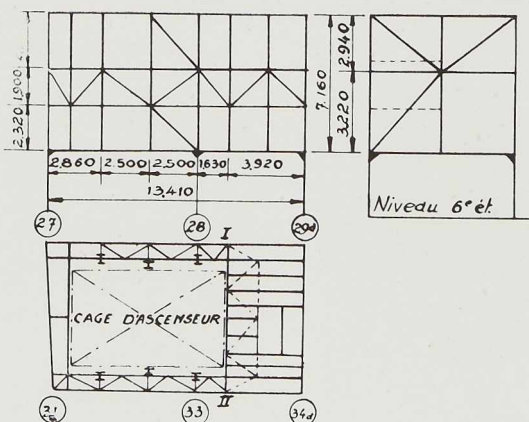


Fig. 597. Ascenseur pour panneau lumineux escamotable, au-dessus de la tour.

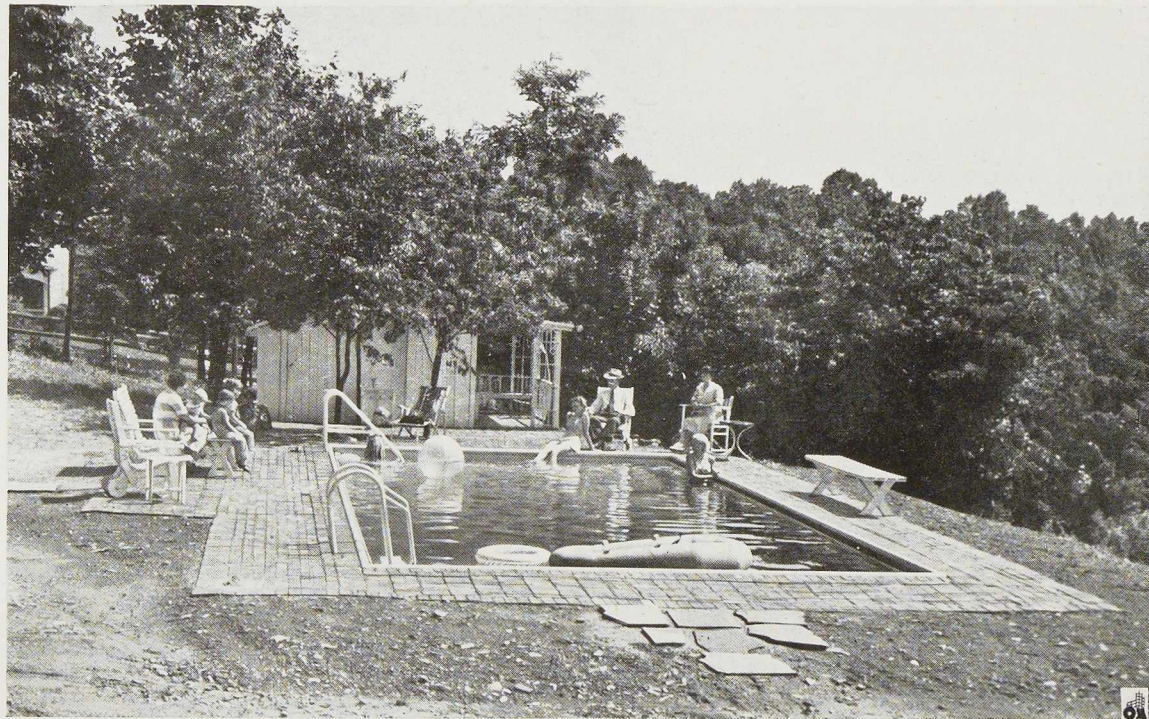


Fig. 598. Bassin de natation familial dont les phases de construction sont visibles aux figures 599 et 600.

Bassins de natation en acier

La natation, sport particulièrement sain, voit le nombre de ses adeptes grandir de jour en jour. Les cités grandes et petites, en Europe comme en Amérique, s'équipent de piscines et bassins de natation.

Comme dans d'autres domaines, l'acier trouve ici un champ d'application intéressant. Si en Europe les bassins de natation métalliques sont encore rares, la chose est beaucoup plus fréquente aux Etats-Unis.

Une piscine en acier, judicieusement construite, est économique. Son entretien est facile et peu coûteux : il suffit de peindre les surfaces intérieures à intervalles réguliers, une application d'une couche de peinture non seulement proté-

gera ces surfaces contre la corrosion, mais encore leur donnera un aspect neuf.

Enfin, l'absence de toute surface rugueuse constitue un facteur intéressant de ce mode de construction.

Dans un récent numéro de la revue *Steel Construction Digest*, Alden Stahr donne ses impressions sur les bassins de natation en acier. Nous empruntons à cet intéressant article les détails ci-dessous :

« L'idée de construire des piscines en acier ne date pas d'hier. On cite notamment un bassin de natation en acier en service depuis plus de 13 ans. L'acier qui sert à construire des tanks et réservoirs, est tout indiqué également pour la cons-



Fig. 599. Assemblage des tôles constituant les parois verticales du bassin.

truction des piscines. La question « protection » contre la corrosion est résolue par l'application de peintures au goudron ou autre revêtement approprié. Les parois intérieures sont généralement traitées par un produit chimique et revêtues ensuite de plusieurs couches d'une peinture spéciale destinée aux bassins de natation.

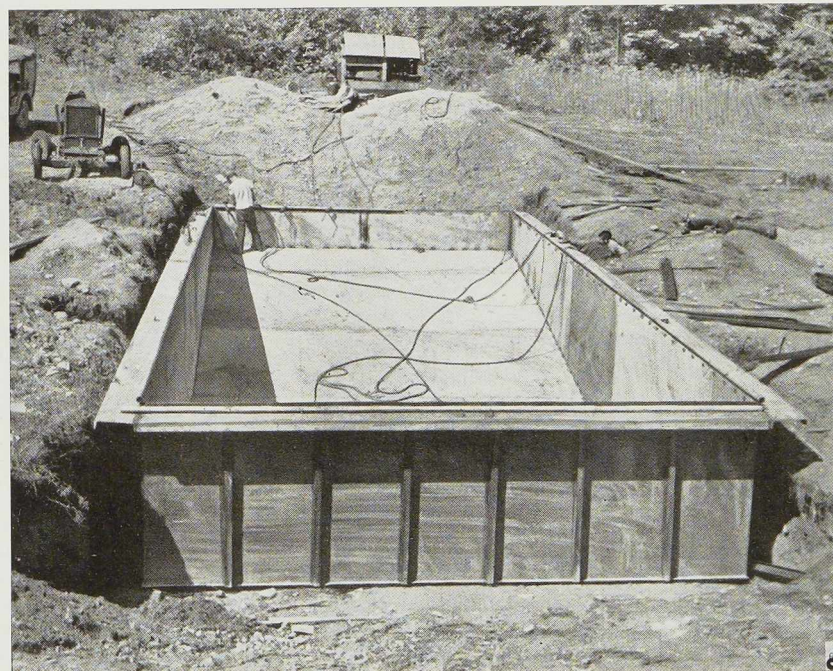
» Aux Etats-Unis, une piscine mesurant $4^m50 \times 9^m00$ revient à environ 2.000 dollars (près de 90.000 francs belges). Ce chiffre peut être réduit si les travaux de terrassements sont peu importants.

» Généralement les piscines sont exécutées en tôles d'acier de 6 millimètres d'épaisseur, assemblées par soudure. Le fond repose sur une fondation en sable, quelquefois avec du béton sous les endroits les plus importants. Les parois latérales sont pourvues de raidisseurs pour empêcher le flambage. Un tube de 5 centimètres de diamètre soudé à la partie supérieure, tout autour du bassin, constitue une bordure d'un effet agréable.

Fig. 600. Parachèvement du bassin au moyen d'un tube de 5 centimètres de diamètre constituant bordure.



(Photos A. Stahr.)



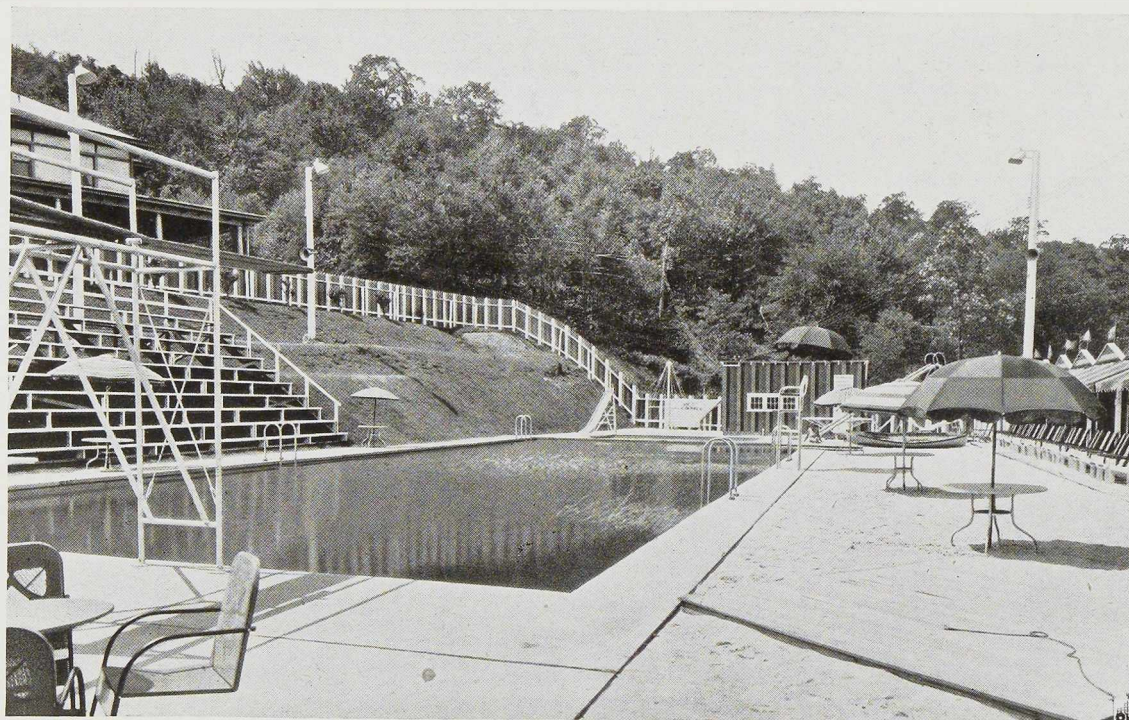
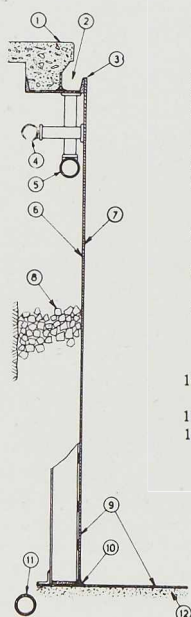


Fig. 601. Vue de la piscine en acier du « Summitt Hotel », à Uniontown (Pennsylvanie, E.-U.). Cette piscine mesure 30 mètres de longueur et 12 mètres de largeur.



LÉGENDE

1. Bordure en béton.
2. Chéneau collecteur d'écume.
3. Extrémité supérieure arrondie du bassin métallique.
4. Conduite d'admission.
5. Tuyau de drainage de l'écume.
6. Surface extérieure du bassin en acier, revêtue d'une peinture asphaltique.
7. Surface intérieure, recouverte d'une peinture résistant à l'eau.
8. Remplissage en pierres sèches autour du bassin.
9. Les tôles des parois latérales et du fond sont assemblées entre elles par soudure bout à bout.
10. Joint soudé extérieur et intérieur parachevé.
11. Drain.
12. Fond reposant sur une couche de sable.

Fig. 602. Détails de construction.

» Extérieurement, le bassin est entouré par une bordure horizontale en briques ou en pierre. Un tuyau d'évacuation est prévu à la partie la plus basse. »

M. Stahr cite six bassins de natation en acier, construits récemment sur la côte Est des Etats-Unis. A noter que le prix de ces bassins est inférieur au prix des bassins en béton armé. Il est à peu près le même que le prix des bassins en blocs de béton moulés d'avance.

Généralement les propriétaires des bassins de natation métalliques sont satisfaits, tant de leur apparence que de leur service.

Certaines critiques vont à la peinture d'émail des fonds des bassins, ce qui les rend glissants. Le remède le plus simple consiste à employer un revêtement rugueux.

La grande simplicité de construction des bassins de natation en acier est mise en évidence par la figure 602. Les exemples illustrés aux figures 598 et 601 montrent le service que l'acier peut rendre à la natation, un des sports bases de l'éducation physique moderne.



Utilisation de poutres métalliques évidées et soudées pour la réalisation du viaduc Nord de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles

par Jacques Verdeyen,

Ingénieur-Conseil A. I. Br.,
Professeur à l'Université de Bruxelles

Introduction

La tête Nord du tunnel de la Jonction Nord-Midi est raccordée à la gare du Nord surélevée par deux grands passages inférieurs situés rue de Brabant et rue des Plantes reliés entre eux par un viaduc à un étage destiné à former des garages d'autos.

Les platelages sous voies de ces ouvrages ainsi que les hourdis de l'étage des garages, sont constitués par des poutrelles Grey enrobées de béton.

Sous l'occupation ennemie, une partie seulement de la charpente métallique put être mise en place et enrobée de béton. En 1941, lorsque les Allemands interdirent de continuer le travail, il restait sur le chantier environ 1.500 tonnes de poutrelles, alors que le reste du tonnage, soit 2.000 tonnes environ, avait été approvisionné aux Ateliers de Willebroeck, sous-traitant des Entreprises R. Gillion, qui sont chargées de l'exécution des travaux. Les 1.500 tonnes se trouvant sur le chantier purent être cachées dans les garages et échappèrent aux réquisitions; par contre les 2.000 tonnes entreposées aux Ateliers de Willebroeck furent réquisitionnées par l'autorité allemande dès 1940.

En 1944, immédiatement après la libération, les travaux furent repris et pour diverses raisons, il fut décidé d'achever le plus rapidement possible les travaux confiés à la firme Gillion entre la gare de Bruxelles-Nord et le boulevard du Jardin-Botanique.

Entretiens, les Usines de Differdange, seuls fournisseurs possibles des poutrelles Grey nécessaires, avaient informé la direction de l'Office National pour l'achèvement de la Jonction Nord-Midi (O. N. J.) que toute leur fabrication était réservée aux Alliés pour un temps indéterminé. Dans ces conditions et afin de remettre les chan-

liers en activité, on examina s'il n'était pas possible de remplacer les poutrelles Grey He 80 (DIE 80), réquisitionnées et manquantes, par des poutrelles évidées d'un autre type, qui, grâce à leur enrobage dans le béton, donneraient une résistance équivalente et se comporteraient donc de la même façon que les poutrelles prévues.

Or, les Ateliers de Construction de Willebroeck disposaient en leurs magasins d'un important stock de tôles d'acier Siemens-Martin qualité chaudière. C'est en tenant compte de ce fait qu'un projet de poutres évidées fut étudié d'après les directives des Ateliers de Willebroeck et après quelques calculs préliminaires, le type de poutrelle qui se révéla convenir le mieux fut la suivante (fig. 603) : âme de 9 millimètres, évidée dans la partie centrale de la poutre et remplacée par des étrésillons constitués par des plats de 100×12 ; la semelle supérieure comprimée est constituée des plats de 80×12 (ou 17); la semelle inférieure tirée est constituée par des plats de 300×15 (ou 17), renforcée dans la partie centrale de la poutre par un plat de 280×12 (ou 15).

L'âme et les étrésillons des poutrelles sont soudés au plat de la semelle par des soudures d'angle. Les deux plats constituant la semelle inférieure sont soudés entre eux, sur tout le pourtour du plat de renfort.

Ces poutrelles devaient constituer le platelage sous voies formant une partie de la toiture des garages du côté de la rue de Brabant. Cette partie du platelage forme un quadrilatère de 600 mètres carrés environ limité par des poutres principales porteuses constituées par des poutrelles enrobées de béton Hr 100 (DIR 100), renforcées par des plats. La portée entre ces poutres principales était de 8^m70 et l'espace laissé entre elles devait constituer le platelage proprement dit par la pose, tous



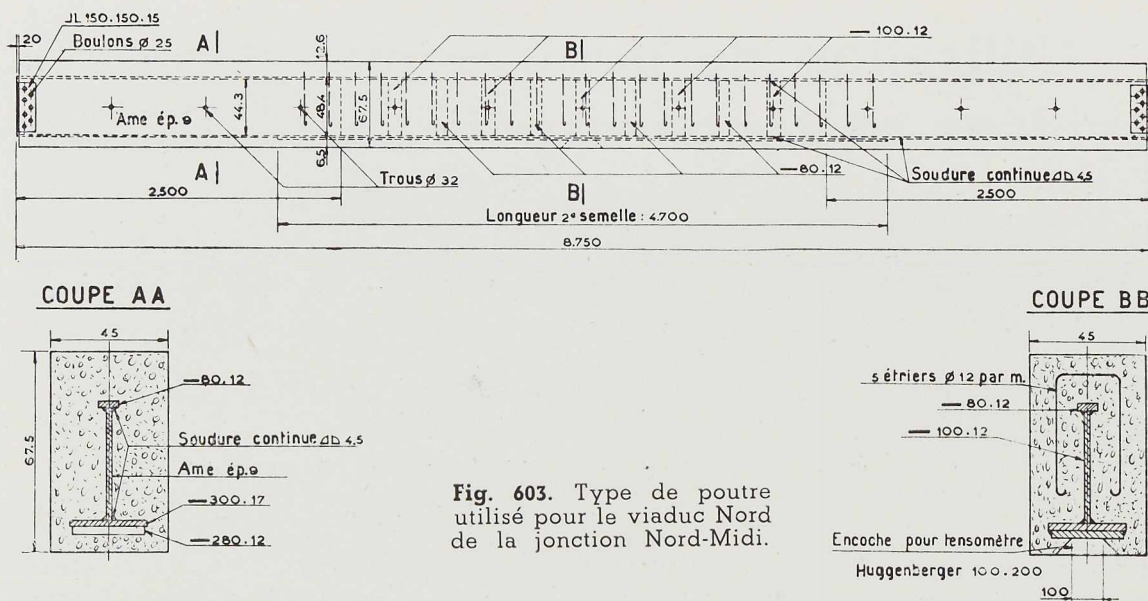


Fig. 603. Type de poutre utilisé pour le viaduc Nord de la jonction Nord-Midi.

les 50 centimètres, des poutrelles évidées qui viennent d'être décrites et qui devaient ensuite être enrobées dans une épaisseur de 67,5 cm de béton. Les poutrelles évidées étaient assemblées par cornières et boulons aux poutres Hx 100 et pouvaient être considérées, au point de vue du calcul, comme poutres sur deux appuis.

Les poutrelles évidées ainsi conçues permettaient de réaliser une économie d'environ 40 % de poids de métal par rapport aux poutrelles Grey prévues. Cette économie compensait largement le supplément de prix nécessité par le découpage de tôles et leur assemblage.

Après quelques mises au point de détails, ce projet fut approuvé par le Conseil d'Administration et la Direction de l'O. N. J. ainsi que par le Bureau Séco, qui est chargé du contrôle et de l'assurance des travaux. Cependant, étant donné qu'un tel système n'avait jamais été réalisé jusqu'à présent, il fut décidé de procéder de commun accord, à des essais très complets ayant pour but de contrôler la bonne tenue du platelage ainsi réalisé.

Le but de cet article est de relater les divers essais qui furent effectués.

Programme d'essais

Un programme d'essais, élaboré par le Bureau Séco et les ingénieurs-conseils en collaboration avec l'Association Vinçotte qui à la demande du Bureau Séco devait se charger des essais techno-

logiques, fut approuvé par M. Franchimont, Directeur général de l'O. N. J.

Ce programme comportait deux types d'essais : des essais technologiques ayant pour but de contrôler les aciers mis en œuvre et la qualité des soudures réalisées, ainsi qu'un essai en laboratoire sur poutre en béton de grandeur réelle, ayant pour but de contrôler les méthodes de calcul utilisées et la bonne tenue d'ensemble de l'ouvrage.

A. Essais technologiques

1° NORMES POUR ACIER

On commença par déterminer des normes d'appréciation pour acier avant tout essai. On trouvera ces normes dans le tableau I ci-contre.

145 poutres furent réalisées aux Ateliers de Willebroeck suivant les détails ci-après :

- 11 poutres avec joint soudé à la semelle supérieure à 2^m70 d'une extrémité;
- 5 poutres avec joint soudé au même endroit, mais avec un deuxième joint au milieu de la deuxième semelle inférieure;
- 50 poutres avec joint soudé comme les 5 précédentes avec, en plus, 1 joint à la première semelle inférieure à 1 mètre d'un des bouts;
- 79 poutres avec un joint soudé comme les 11 premières avec, en plus, 3 joints à la première semelle inférieure dont 1 à 200 millimètres du centre de la poutre et 1 au milieu de la deuxième semelle inférieure.



Nuance d'acier		Caractéristiques mécaniques							Caractéristiques chim.		
		R _e minimum		Coefficient de qualité	Pliage du joint soudé		Résilience après vieillessement		Teneurs maxima		
Résistance à la rupture	Soudabilité	kg/mm ²		R+2,5 A' minimum	Epaiss. de la cale	α	K _v min. kgm/ cm ²	K _v Kl min.	P %	S %	P+S %
		a ≤ 16	a > 16								
37 — 45	courante	24	22	100	1,5 a	180°	—	—	0,08	0,06	0,13
37 — 45	haute	24	22	100	1,5 a	180°	6	0,6	0,06	0,06	0,11
42 — 50	courante	26	24	100	3 a	180°	—	—	0,06	0,06	0,11
42 — 50	haute	26	24	100	2 a	180°	6	0,6	0,06	0,06	0,11

TABLEAU I

Ces dispositions provenaient de ce que les constructeurs, les Ateliers de Willebroeck, devaient utiliser du matériel de stock et ne possédaient pas de plats de longueurs suffisantes permettant d'éviter les soudures intermédiaires. C'est sur ces poutres que l'on devait procéder aux essais technologiques proprement dits.

2° ESSAIS DE PREMIER TRIAGE

Ces essais devaient se faire au moyen d'une machine portable d'essai de dureté destinée à vérifier la dureté de tous les plats des semelles inférieures, afin de mettre en évidence ceux dont la dureté serait trop élevée (par exemple dépassant 140-B) et auxquels correspondrait une résistance à la rupture de l'ordre de 50 kg/mm².

Le billage devait se faire en plusieurs points d'un même plat (deux au moins par plat) sur une surface préalablement blanchie à la lime, sans stries. Chaque poutre portait, frappé à froid, sous forme d'empreinte, un numéro d'ordre et d'identification. Là où les semelles étaient constituées de plusieurs parties, on les distinguait par une lettre ou un second numéro de repérage, frappé également à froid dans le plat. On tenait note, plat par plat, des chiffres de dureté donnés aux essais.

3° ESSAIS RADIOGRAPHIQUES

On devait procéder par radiographie au contrôle de tous les joints soudés des semelles inférieures situés dans la partie où le moment fléchissant est le plus élevé, c'est-à-dire dans toutes les parties où l'âme pleine a été remplacée par des étré-sillons. Ce contrôle devait comporter la prise d'un minimum de 292 films. Il était prévu que l'on procéderait à une seconde prise de films aux endroits déjà radiographiés, s'il s'avérait nécessaire de préciser la nature d'un défaut ou de

lever un doute quant à l'interprétation d'un premier film.

Les soudures présentant des fissures ou amorces de fissures ou un manque de pénétration dans les flancs du chanfrein, devaient être refusées. Les inclusions gazeuses, les inclusions de laitiers, les défauts de reprises ne pouvaient être tolérés pour autant qu'ils ne soient ni nombreux, ni importants et ne laissent aucun doute en ce qui concerne la possibilité éventuelle d'amorces de fissures.

L'interprétation du résultat des essais radiographiques devait se faire au moyen d'un repérage avec numéro d'ordre ou de qualité, à savoir :

- 0 : soudure pratiquement sans défaut.
- 1 : soudure avec défaut, probablement tolérable.
- 2 : soudure avec défaut tel que, pour en vérifier l'importance, il est utile de procéder à des essais mécaniques.
- 3 : soudure avec défauts qui semblent graves et qui ne permettent pas une sollicitation variée de l'ordre de 10 kg/mm².
- 4 : soudure non acceptable, ayant provoqué des fissures jusque dans le métal de base.

4° ESSAIS MÉCANIQUES

D'après les résultats obtenus par les essais de billage, complétés par les essais radiographiques, on devait procéder sur une des poutres au moins, au prélèvement d'éprouvettes, permettant des essais de traction, de pliage et d'endurance. Pour deux autres poutres au moins, choisies par le Bureau Séco, on devait procéder, en présence de son délégué, à l'enlèvement d'un échantillon de copeau en vue de la vérification de la teneur en soufre et en phosphore.

Enfin, la Direction de la Jonction Nord-Midi se réservait le droit d'étendre le programme qui vient d'être énoncé si, dans l'ensemble, la qualité moyenne des soudures s'avérait mauvaise ou sim-

plement médiocre, ou bien si les essais mécaniques ou chimiques avaient donné de mauvais résultats.

B. Essais en laboratoire

L'essai en laboratoire devait se faire sur une poutre en béton armé de grandeur réelle et ayant donc 8^m75 de long et 45 × 67,5 cm de section. Son armature principale est une poutre constituée de plats soudés, tel qu'il a été indiqué précédemment.

Les buts de l'essai en laboratoire étaient les suivants :

1° Vérifier si les tensions produites dans la poutre correspondent aux valeurs données par les calculs. Il était, en effet, intéressant de faire ces vérifications afin de contrôler la valeur des hypothèses des calculs faits;

2° Contrôler la rigidité et la flexibilité de la poutre.

3° Examiner la tenue de la poutre en général et plus particulièrement l'adhérence du béton à l'acier;

4° Déterminer la valeur de la charge de rupture, afin de se faire une idée au sujet des coefficients de sécurité obtenus. Après l'essai, toutes les fissures qui se produiront seront relevées et notées.

Résultats des essais

A. Essais technologiques

1° QUALITÉ DE L'ACIER EMPLOYÉ

Les essais de dureté, de traction et de pliage, ainsi que les analyses chimiques (détermination

des teneurs en soufre et en phosphore) ont donné des résultats satisfaisants. Ces essais sont ceux qui sont normalement exécutés pour caractériser les aciers utilisés dans des constructions de qualité.

On sait que la Commission Mixte des Aciers et certaines grandes administrations ont estimé que les investigations qui viennent d'être mentionnées devaient être complétées par un essai de vieillissement lorsqu'il s'agit de caractériser les aciers à souder à l'arc électrique. Des essais de ce genre montrent que le métal mis en œuvre est sensible au vieillissement. La résilience de l'éprouvette est dans la plupart des cas 10 % et jusque 6,5 % de la résilience du métal à l'état naturel. L'acier ne répond donc pas aux conditions imposées par la Commission Mixte des Aciers pour la soudabilité. Il y a cependant lieu de remarquer qu'ils sont de qualité au moins équivalente à celle qui a été employée depuis des années pour de nombreux ouvrages rivés : ponts, charpentes, réservoirs sous pression et même appareils à vapeur.

2° ESSAIS DE PREMIER TRIAGE

On a procédé à 172 essais de dureté Brinell (bille de 10 mm, charge 3.000 kg) qui ont montré que tous les aciers utilisés étaient de même classe, au point de vue résistance, que ceux dont les propriétés ont été énoncées par le constructeur, à savoir : aciers de 15 millimètres d'épaisseur Siemens-Martin 42/50, acier de 17 millimètres d'épaisseur de 37/45.

3° ESSAIS RADIOGRAPHIQUES

Il a été procédé à la prise de 352 films de soudures bout-à-bout de l'une ou l'autre place des

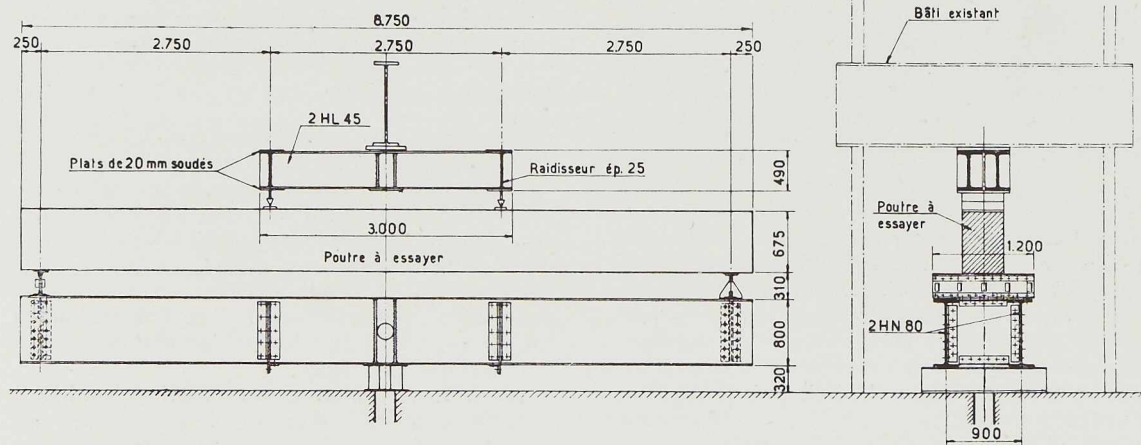
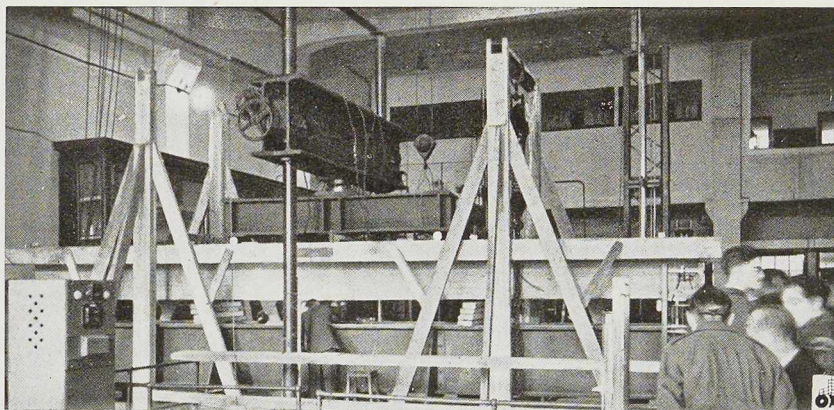


Fig. 604. Bâti métallique réalisé pour les essais de laboratoire de la poutre enrobée.



Fig. 605. Montage de la poutre à essayer sur la machine de compression de 300 tonnes du laboratoire de l'Université Libre de Bruxelles.



semelles inférieures, soudures situées dans la partie centrale de la poutre au droit de l'évidement de l'âme; les soudures situées en face des étrépillons ont été radiographiées en deux fois.

Les résultats de cette radiographie ont été interprétés comme il a été indiqué précédemment.

Dans l'ensemble, le résultat des essais radiographiques peut être considéré comme satisfaisant, et toutes les poutres furent utilisées.

Cependant, il fut jugé prudent de renforcer, au moyen de couvre-joints rivés, les soudures les plus fatiguées des 145 poutres considérées, ce qui représentait du reste un très faible pourcentage de poids supplémentaire.

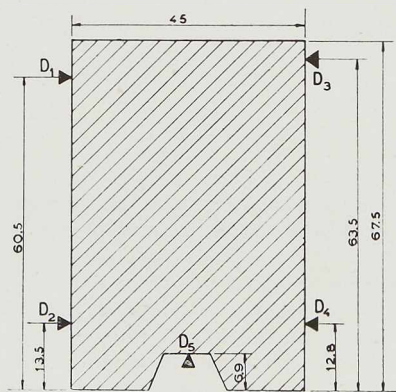


Fig. 606. Mesure des déformations dans la section transversale médiane de la poutre, réalisée au moyen de 4 déformètres Huggenberger (D1 à D4) et d'un tensomètre Huggenberger (D5).

4° ESSAIS MÉCANIQUES

Les essais de pliage, réalisés sur éprouvettes usinées suivant les directives du rapport n° 62 de l'A. B. S., ont été poussés jusqu'à ce que les branches des éprouvettes soient parallèles. Certaines éprouvettes se sont alors ouvertes dans la zone de liaison ou dans le métal de base.

Les essais en traction en travers de la soudure ont été satisfaisants. Ils montrent que l'essai statique ne révèle pas les quelques défauts qui ont été mis en évidence par l'examen des radiographies.

En ce qui concerne les essais d'endurance, la rupture s'est faite après 465.000 pulsations, alors que l'éprouvette aurait dû résister à 2.000.000 de pulsations.

B. Essai en laboratoire

La poutre, qui devait être essayée, fut bétonnée au laboratoire de l'Université de Bruxelles et le béton fut mis en place par vibration. Le dosage du béton était le suivant : 350 kilos de ciment H. F. N. Inrodor Thieu; 880 litres de gravier du Rhin 5/25; 440 litres de sable du Rhin 2/5.

L'armature de la poutre était réalisée par une des poutres prélevées à Willebroeck et fabriquées au moyen des aciers dont il a été question précédemment.

Pendant le bétonnage, on a prélevé des cubes et des prismes destinés à contrôler la résistance propre du béton et à déterminer son module d'élasticité.

La poutre était placée ensuite sur un bâti métallique spécial (fig. 604) réalisé par les Ateliers de Construction de Willebroeck et la mise en charge était obtenue par la machine de compression de 300 tonnes du laboratoire de l'Université

Libre de Bruxelles. La figure 605 donne une vue d'ensemble de la poutre montée pour l'essai.

La flexion de la poutre est obtenue par l'application de deux charges symétriques distantes entre elles de 2^m75 afin que son tiers central soit soumis à un moment fléchissant constant.

La poutre fut essayée 51 jours après le bétonnage. Une première série de cubes fut écrasée après 51 jours et ont donné les résistances suivantes : 180, 173, 168 kg/cm². Une seconde série de cubes écrasés après 55 jours ont donné les résistances suivantes : 165, 150 et 142 kg/cm². Les prismes essayés ont donné des tensions de rupture valant respectivement 106, 112, 122 kg/cm² et les diagrammes tension-déformation sont indiqués à la figure 607.

Différentes mesures ont été faites sur la poutre pendant l'essai et divers appareils ont été placés en contact avec le béton et avec l'acier.

1° RÉSISTANCE THÉORIQUE DE LA POUTRE

La poutre a été calculée comme une poutre en

6,98 t/m² y compris le coefficient d'impact et le poids propre. Ce qui fait pour une poutre de 45 centimètres de largeur : 3.140 kg/m.c., qui se décompose en 760 kilos de poids propre et 2.380 kilos de surcharge.

Les moments fléchissants en service sont donc les suivants :

$$\text{à la charge totale } \frac{3.140 \times 8,25^2}{8} = 26.700 \text{ kgm.}$$

dont 6.400 kgm dus au poids mort et 20.300 kgm dus à la surcharge. ce qui correspond aux tensions théoriques sur béton :

$$\sigma_b' = \frac{2.670.000}{37.000} = 72 \text{ kg/cm}^2$$

et sur acier

$$\sigma_a' = \frac{2.670.000}{4.000} = 670 \text{ kg/cm}^2$$

2° MESURE DE LA FLÈCHE ET DES TENSIONS

Pour mesurer la déformation de la poutre, cinq

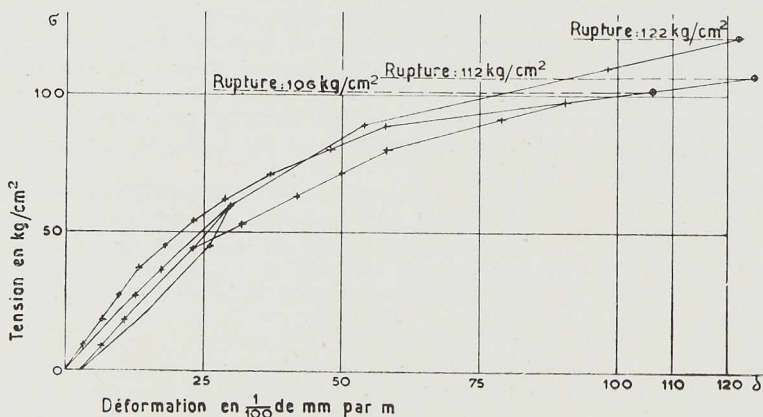


Fig. 607. Diagramme tension-déformation relevé sur des prismes de béton coulés en même temps que la poutre d'essai.

béton armé ordinaire. La théorie classique donne les valeurs suivantes :

Hauteur de l'axe neutre : $v' = 31,4$ cm.

Moment d'inertie (valeur béton) : 1.170.800 cm⁴.

$$\frac{I}{v'} (\text{béton}) = 37.000 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{10v} (\text{acier}) = 4.000 \text{ cm}^3$$

La valeur de m a été prise égale 10, comme il est prescrit par l'A. B. S.

En service, le platelage, dont la poutre est un élément, doit pouvoir résister à une charge de

appareils fleximètres Stoppani ont été placés en contact du béton aux points indiqués à la figure 608.

Les tensions étaient mesurées dans la section médiane de la poutre, c'est-à-dire dans la zone où le moment fléchissant est constant, au moyen d'un tensomètre Huggenberger amplifiant 1.200 fois les déformations. Les tensions sur acier étaient mesurées par cet appareil mis directement en contact avec la semelle inférieure de la poutrelle et maintenue contre elle au moyen d'un électro-aimant. Les tensions sur le béton étaient mesurées dans la même région sur les deux faces de la poutre à deux niveaux différents, au moyen



d'un déformètre Huggenberger permettant de déterminer les déformations unitaires avec une précision de $1/100.000^e$ (fig. 609).

3° DESCRIPTION DE L'ESSAI

Un essai préliminaire a été exécuté le 31 mai pour se rendre compte du fonctionnement des appareils de mesure: Au cours de cet essai, le moment de flexion maximum appliqué a été de 18.800 kgm. Aucun désordre n'a été constaté dans la poutre.

L'essai définitif a été fait 51 jours après le bétonnage. La poutre a été soumise à trois mises en charge et décharge successives. Dès sa mise en place, la poutre est soumise à un moment fléchissant dû à son poids mort égal à 6.400 kgm. Pour stabiliser l'ensemble, une légère charge préalable a dû être appliquée. Les mesures n'ont donc pas pu être faites à partir d'une sollicitation nulle.

Les mesures faites ont permis de suivre les variations des flèches de l'ensemble de la poutre et les déformations de la matière dans la section

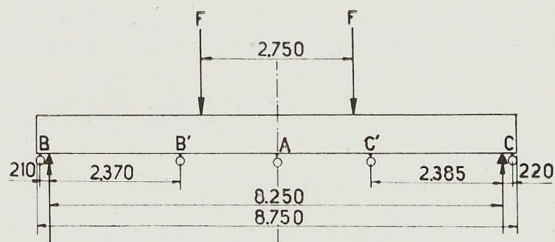


Fig. 608. Schéma indiquant la disposition des charges et des appuis ainsi que les positions des fleximètres.

médiane, aux endroits où les appareils ont été placés.

Pour une sollicitation de flexion correspondant à la flexion de service (moment fléchissant : 26.700 kgm.), aucun phénomène anormal n'a été constaté. Entre cette sollicitation et l'application de la charge suivante provoquant un moment fléchissant de 34.300 kgm, trois fissures de flexion ont apparu dans la zone de moment constant. On constate donc que la sécurité contre la fissuration ne dépasse guère l'unité.

Pour un moment fléchissant voisin de 55 tm, des fissures se produisent près du point d'application d'une des charges et l'on juge prudent d'enlever les appareils de mesure.

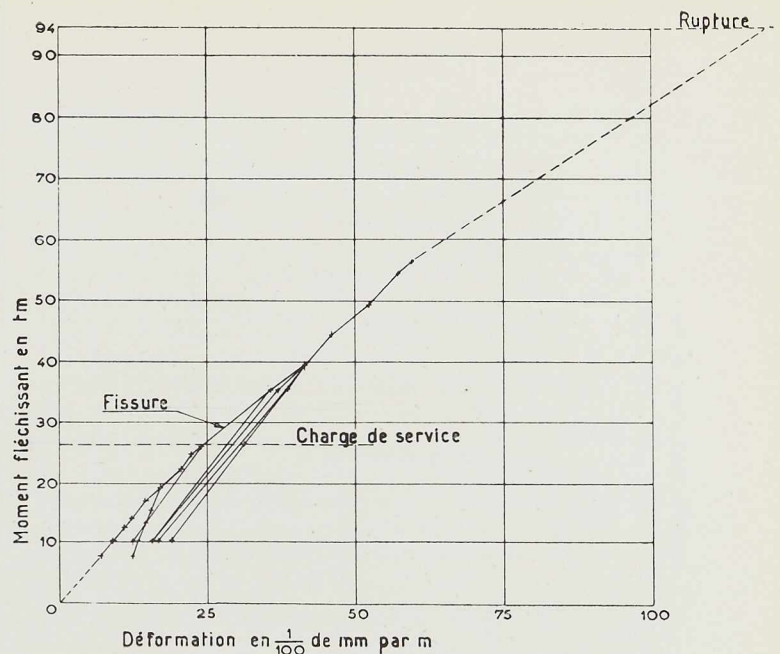
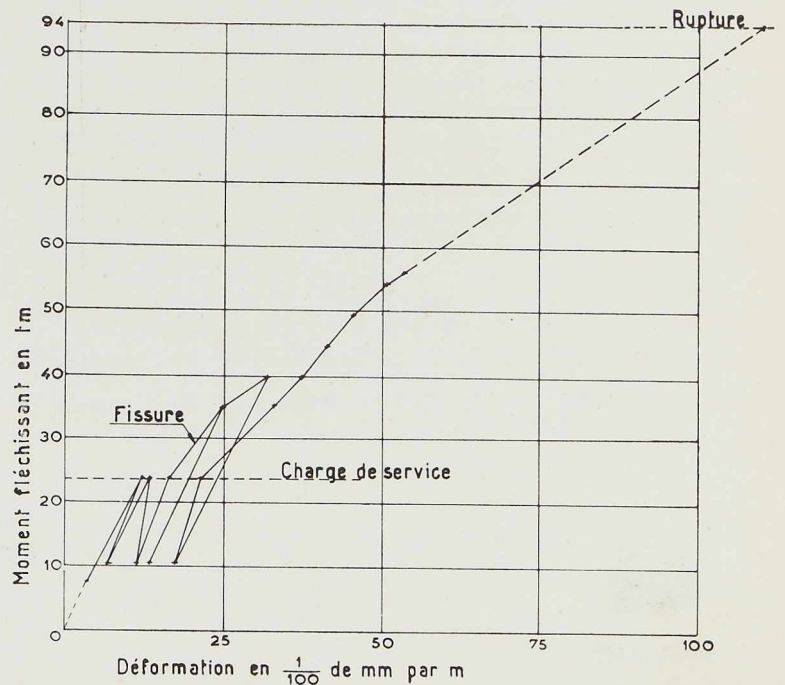


Fig. 609. Courbe de déformation de l'acier relevée par l'extensomètre Huggenberger D5.

Pour un moment fléchissant d'environ 90 tm, on constate l'apparition d'une fissure approximativement à 45^e , due à une rupture d'adhérence. Cette fissure se produit entre l'application de la charge et l'appui, à un endroit où l'âme de la poutrelle n'est pas interrompue.

Enfin, pour un moment fléchissant égal à 94 tm, une écaille de compression se produit entre l'application des deux charges et la résis-

Fig. 610. Courbe de déformation du béton sur le flanc antérieur de la poutre, relevée par le déformètre Huggenberger D1.



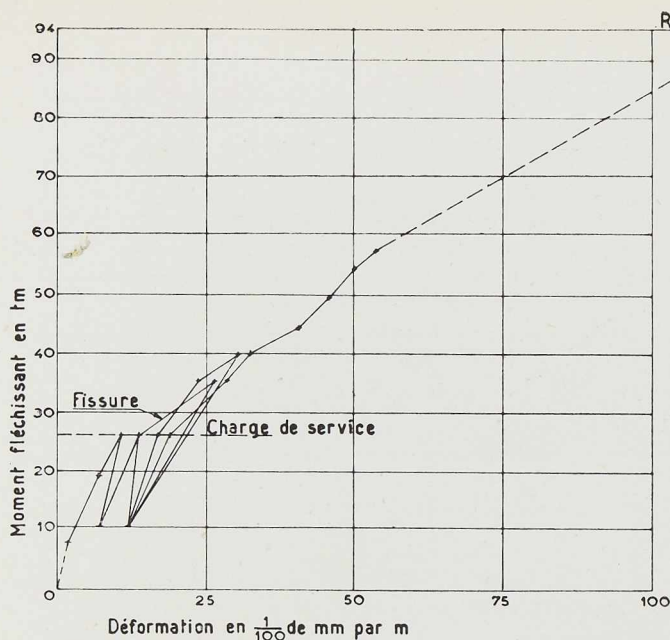


Fig. 611. Courbe de déformation du béton sur le flanc postérieur de la poutre, relevée par le déformètre D3.

lance de la poutre diminue fortement. On constate cependant qu'elle résiste encore à 76.000 kgm.

Les coefficients de sécurité à la rupture sont donc les suivants :

$$\text{par rapport à la charge totale} = \frac{94}{26,7} = 3,5$$

$$\text{à la surcharge} = \frac{94 - 6,4}{20,3} = 4,3$$

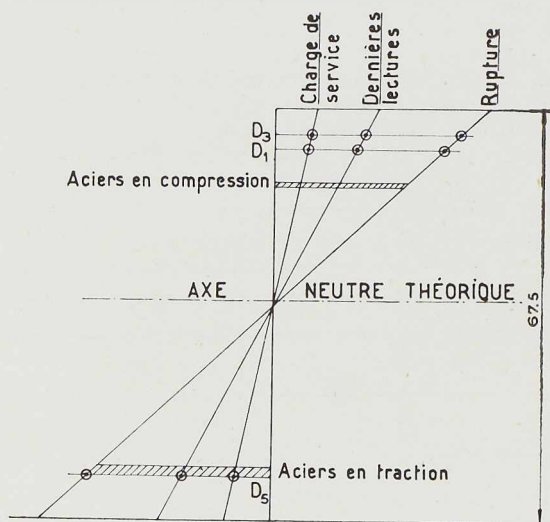


Fig. 612. Courbes de déformation de la section médiane.

4° INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE L'ESSAI

a) *Détermination des tensions.* — Les déformations de la matière ont été mesurées en cinq points de la section médiane.

Les diagrammes figures 609, 610 et 611 donnent les déformations de compression du béton à la partie supérieure des deux faces et la déformation de traction de l'acier à la partie inférieure de l'armature, en fonction des moments fléchissants appliqués.

Comme on admet que la déformation de la section dans la zone de moment constant se fait suivant un diagramme rectiligne, on peut tracer le diagramme des déformations dans toute l'étendue de la section, puisque l'on en connaît deux points, et ceci pour les sollicitations successivement réalisées (fig. 612).

On a indiqué que les appareils n'avaient pas pu être appliqués à la poutre lorsque sa sollicitation était nulle. On a donc dû extrapoler les déformations. Celles-ci ont également été extrapolées lorsque les appareils ont dû être enlevés. diagrammes pour obtenir les valeurs absolues des déformations et des tensions au moment de la rupture.

Connaissant les déformations, il est possible de déterminer les tensions au moyen des diagrammes tensions-déformations de l'acier et du béton.

Pour l'acier, les tensions sont proportionnelles aux déformations et le module d'élasticité est égal à 2.100.000 kg/cm².

On détermine ces tensions aux trois sollicitations suivantes :

- 1° Moment fléchissant réalisé en service;
- 2° Moment fléchissant pour lequel on a dû enlever les appareils;
- 3° Rupture (valeurs extrapolées).

	Moment fléchissant kgm	Tension calculée kg/cm ²	Tension mesurée kg/cm ²
Sollicitation de service	26.700	670	505
Dernière mesure . . .	55.000	1.380	1.260
Rupture	94.000	2.340	2.500

On constate que pour la sollicitation de service, la tension mesurée sur acier est nettement inférieure à la tension calculée. Cela tient au fait, qu'à ce moment, le béton en traction intervient encore dans la résistance.

Pour le béton, la courbe tension-déformation



(fig. 607) est donnée par les essais faits sur prismes. La figure 612 montre que l'axe neutre réel correspond assez bien avec l'axe neutre théorique.

	Moment fléchissant kgm	Tension max. cal. kg/cm ²	Tension max. mesurée kg/cm ²
Sollicitation de service	26.700	72	60
Dernière mesure	55.000	150	100
Rupture	94.000	250	130

b) *Couple de flexion au moment de la rupture.*

Section de l'acier soumis à traction = 84,6 cm²;
Tension moyenne sur acier = 2.440 kg/cm²;
Effort total de traction = 206 t;

Bras de levier du couple = $\frac{94}{206} = 45,5$ cm;

Tension totale de compression: 167 t dont 141 t sur le béton et 26 t sur l'acier

On constate donc que l'effort total de compression ne correspond pas à l'effort total de traction. Cela peut s'expliquer par le fait que le béton réalisé pour l'enrobage de la poutre était de meilleure qualité que celui des prismes-témoins. Pour se rapprocher de la réalité, il y aurait lieu d'augmenter de 25 % environ les tensions mesurées du tableau ci-dessus. Cela conduit à une tension maximum au moment de la rupture de 165 kg/cm². La différence avec la tension théorique s'explique par le fait que la théorie admet un diagramme triangulaire des tensions de compression sur béton alors qu'en réalité, ce diagramme est incurvé.

c) *Adhérence du béton à l'acier*

Aucune conclusion ne peut être tirée sur ce point car le glissement du béton par rapport à l'acier était empêché, dans une certaine mesure, par les bouts de cornières fixés à l'âme aux extrémités de la poutre.

On constate cependant qu'aucune fissure due au manque d'adhérence n'est apparue, si ce n'est pour une charge à peine inférieure à la charge de rupture.

d) *Flèches et rigidité de la poutre*

La mesure des flèches a permis de constater que lors de la première mise en charge, la flèche était au moment de la sollicitation de service égale à 4,70 mm, soit 0,57 ‰ de la portée.

Lors d'une nouvelle mise en charge, cette flèche pour la même sollicitation a été de 10,28 mm, soit 1,25 ‰ de la portée. Ceci tient au fait que, lors de cette nouvelle mise en charge, le béton était déjà fissuré.

Au moment de l'enlèvement des appareils, la flèche totale était de 20,05 mm, soit 2,4 ‰ de la portée. On peut en déduire qu'au moment de la rupture, la flèche était de l'ordre de 3 à 4 cm, soit 4 à 5 ‰ de la portée.

On constate donc que la poutre essayée est extrêmement raide.

Conclusions

Les essais faits et les déductions qu'on a pu en tirer permettent de conclure ce qui suit :

1° Les tensions mesurées sont soit du même ordre de grandeur, soit inférieures aux tensions calculées. Ceci provient des hypothèses simplificatrices qui sont à la base des calculs classiques. On voit que ceux-ci augmentent la sécurité;

2° La mesure des flèches a montré que la poutre essayée était très raide. La flèche relative pour la sollicitation envisagée n'est que de l'ordre de 1/2.000;

3° Aucun désordre n'a été constaté dans la poutre par manque d'adhérence du béton à l'acier. La résistance à l'effort tranchant s'est révélée très grande. Seule, une légère fissure à 45° s'est produite peu avant la rupture;

4° L'essai poussé jusqu'à la rupture a montré que cette dernière s'est produite par écrasement du béton, par compression, comme la théorie le laissait prévoir. La résistance de la poutre est largement suffisante pour la sollicitation envisagée, les coefficients de sécurité étant respectivement de 3,5 et 4,3 par rapport à la charge totale et à la surcharge envisagée;

5° Les essais ont montré que des poutres judicieusement évidées, convenablement assemblées et enrobées dans le béton sont susceptibles de donner d'excellents résultats pour la construction des ponts de chemins de fer. Dans de nombreux cas, on pourra les préférer à d'autres modes de construction par rapport auxquels elles permettront de réaliser d'appréciables économies.

J. V.



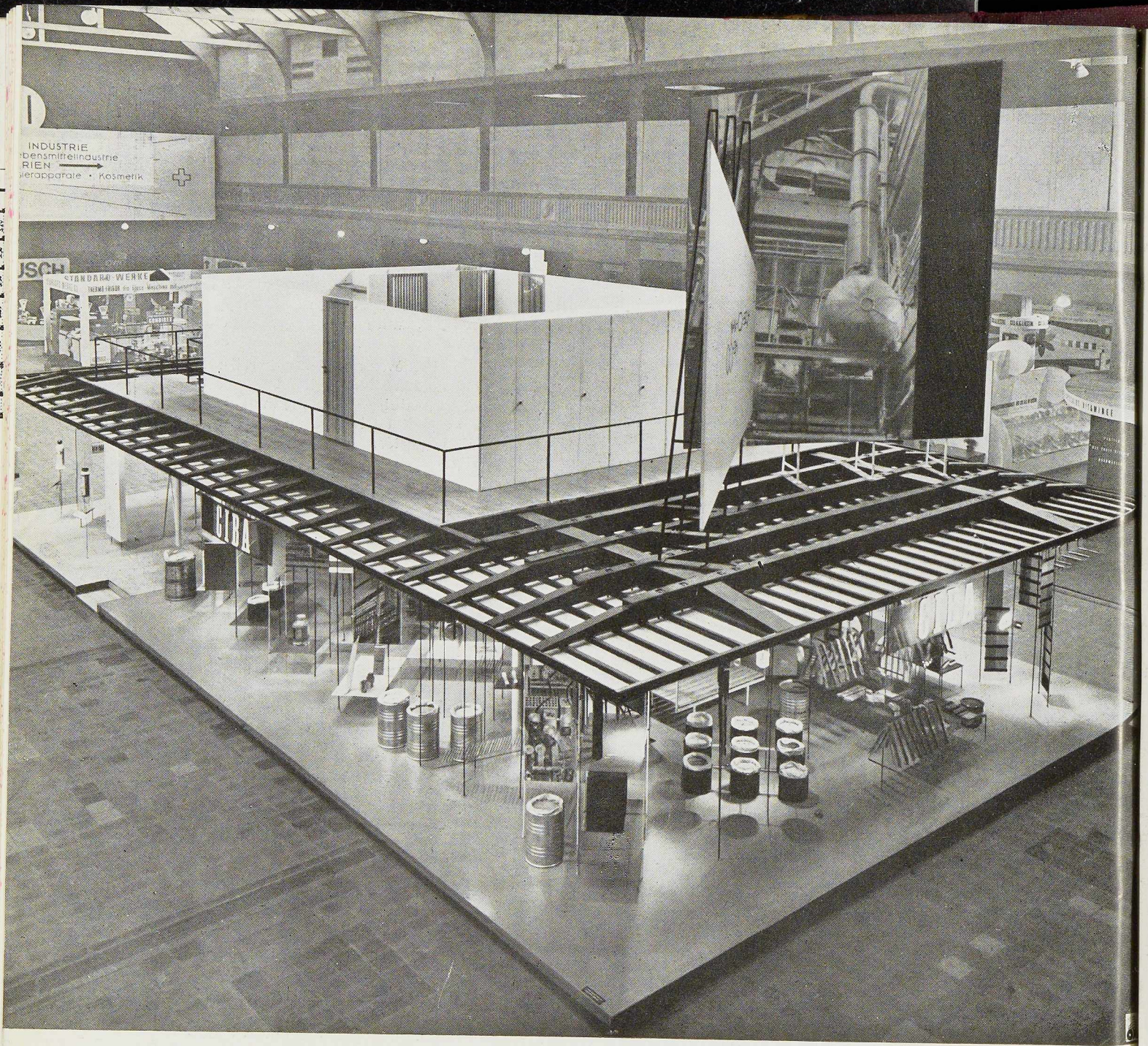


Fig. 613. Vue générale du pavillon de la Société Ciba, à la foire de Bâle.

Le pavillon de la Société Ciba à la Foire de Bâle

La Société CIBA a participé à la première Foire d'Echantillons d'après-guerre, par un important pavillon montrant l'ensemble des possibilités de production de cette Société. Le projet du stand CIBA est l'œuvre des architectes Fritz Bühler et Numa Rick, en collaboration avec le Bureau Technique E. B. Geering de Bâle.

S'écartant des sentiers battus, les architectes ont su réaliser une œuvre originale, d'une valeur publicitaire incontestable. La principale préoccupation des auteurs du projet fut, d'une part, la recherche d'une exposition maximum et, d'autre part, une visibilité parfaite.

La solution adoptée est très simple : le pavillon se présente sous la forme d'un plateau horizontal de grandes dimensions, supporté uniquement par quatre piliers métalliques intérieurs. L'ensemble forme un stand d'exposition ouvert de tous les côtés. La toiture, bien marquée, délimite cependant clairement le stand et évite que l'attention des visiteurs soit dispersée. Les visiteurs de la Foire, attirés par la beauté et le scintillement des couleurs, n'ont pas manqué de s'intéresser aux différents produits exposés.

Du point de vue technique, un des intérêts du pavillon réside dans les deux escaliers en croix, donnant accès à un bureau de renseignements se trouvant au-dessus de la toiture (fig. 614), et dont les marches en bois de frêne sont suspendues à des tubes à gaz en acier de 3/4 de pouce de diamètre. Ces tubes, à leur tour, sont fixés entre les poutrelles métalliques formant cadre supérieur et le plancher.

Mais c'est surtout le plateau supérieur, réellement suspendu à une hauteur de 3^m20 qui frap-

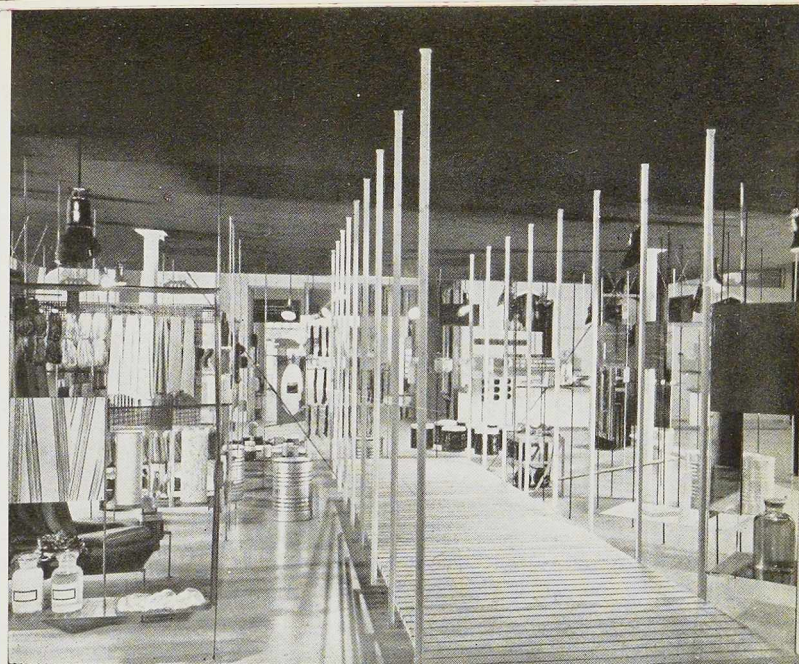


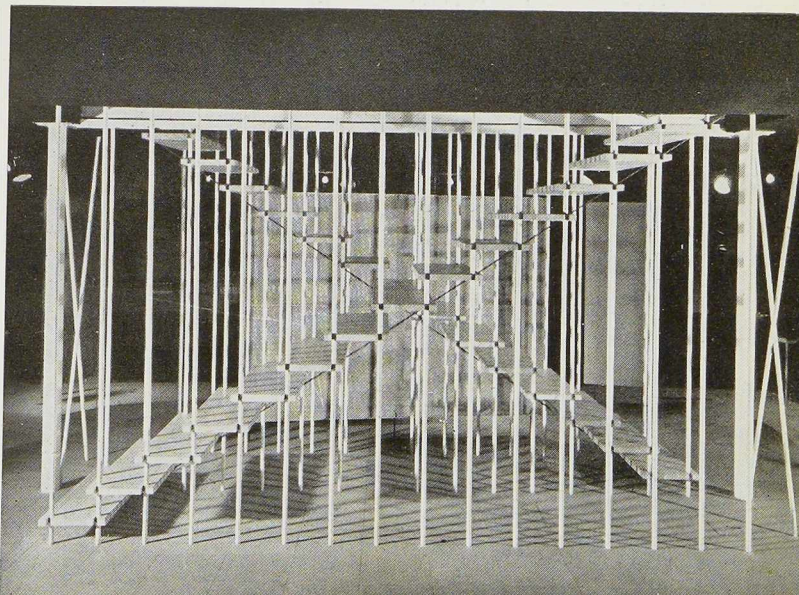
Fig. 614. Passerelle intérieure permettant aux visiteurs de traverser le stand.

paient les visiteurs. Sa dimension est de 18 × 9 mètres, les poutres ont de part et d'autre des quatre colonnes, un porte-à-faux de 2 mètres. Cette toiture-terrasse est portée par une série de poutres espacées de 70 centimètres d'axe en axe. Les quatre colonnes tubulaires métalliques ont un diamètre de 121 millimètres seulement. Elles reposent sur une plaque d'assise de 300 × 300 millimètres, de 18 millimètres d'épaisseur; la charge sur le sol se répartit au moyen de fers U posés sur un grillage en gîte.

Le stand CIBA, à la Foire de Bâle, par la recherche et la variété de forme, de couleurs et de matériaux, est une réalisation particulièrement réussie, qui met en valeur les produits exposés.

Fig. 615. Vue de l'escalier en croix donnant accès au bureau de renseignements se trouvant au-dessus de la toiture. Les marches en bois de frêne sont fixées à des tubes 3/4".

(Photos Agefoba.)



Résultats des essais de corrosion atmosphérique de longue durée sur aciers protégés par peinture, exécutés en Belgique ⁽¹⁾

par Jean Lagasse,

Licencié ès Sciences A. C. Br.,
Secrétaire technique de l'ABEM IV

Introduction

Après une période de huit ans, la Commission belge pour l'étude de la protection du fer et de l'acier contre la corrosion, a décidé de mettre fin aux essais de corrosion de longue durée qu'elle avait entrepris dans le but de déterminer un classement des peintures et enduits eu égard à leur résistance au vieillissement naturel.

La Commission a entrepris cette campagne en plusieurs parties : une première série de plaques a été exposée en 1938 et une seconde en 1941; en outre, une série de plaques de comparaison, pour les peintures destinées aux essais d'immersion a été exposée en 1943. Malgré les circonstances difficiles créées par la guerre, les essais ont été menés à bonne fin.

Stations d'essais

La Commission dispose en Belgique de huit stations visitées régulièrement et se trouvant dans des atmosphères bien définies.

Atmosphère fortement industrielle : Marly.

Atmosphère industrielle : Charleroi, Ruysbroeck, Liège.

Atmosphère urbaine : Bruxelles (Sofina) (fig. 616).

Atmosphère campagnarde ou très peu industrielle : Mol, Beeringen et Butgenbach.

⁽¹⁾ Voir également *L'Ossature Métallique*, n° 7-8/1945, pp. 147 à 155.

D'après les résultats obtenus, ces stations ont été classées par agressivité décroissante : Marly, Ruysbroeck, Liège, Charleroi, Sofina, Butgenbach, Mol, Beeringen.

Les stations Ruysbroeck, Liège, Charleroi, Sofina se suivent de très près, ayant pratiquement la même agressivité, et de ce fait, la station Sofina, bien qu'arrivant cinquième conserve ses caractéristiques de station semi-industrielle.

Le rapport d'agressivité est de 7 à 1 pour les stations la plus et la moins agressive.



Fig. 616. Vue de la station de Bruxelles, sur le toit de la Sofina, montrant la disposition des chevalets et des éprouvettes.

Éprouvettes

Les éprouvettes sont en tôle d'acier doux Thomas, de 1 mm d'épaisseur, pliées de façon à présenter une face inclinée à 45° vers le sud, une face horizontale et une face verticale exposée au nord. Ces faces sont numérotées de 1 à 6 comme le montre la figure 617.

La mise en peinture a été effectuée dans un atelier dans lequel régnait une humidité de 80 à 85 %. Les éprouvettes ont été exposées après un séchage de quinze jours.

L'acier a été fourni par l'industrie sidérurgique belge et présente la composition suivante :

Carbone	0,03 %
Silicium	0,21 %
Phosphore	0,05 %
Manganèse	0,35 %
Soufre	0,03 %



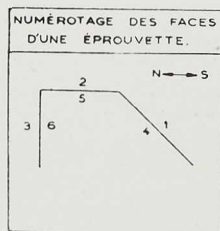
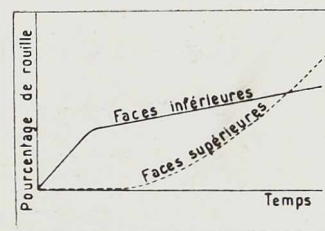


Fig. 617 (à gauche). Disposition et numérotage des diverses faces d'une éprouvette.
Fig. 618 (à droite). Vitesses comparées d'attaque des faces des éprouvettes.



La Commission a également effectué des essais sur des aciers contenant une faible teneur en cuivre.

Toutes les tôles ont été sablées, à l'exception de quelques-unes traitées chimiquement ou par le chalumeau oxyacétylénique.

L'estimation visuelle du pourcentage de rouille a été noté d'après les normes allemandes (fig. 619) :

- 0 : aucune rouille.
- 1 : 1 % de rouille.
- 2 : 5 % de rouille.
- 3 : 15 % de rouille.
- 4 : 30-40 % de rouille.
- 5 : plus de 50 % de rouille.
- 6 : complètement rouillé.

Résultats des inspections

1. Généralités

Dans l'estimation visuelle du pourcentage de rouille, on ne tient pas compte des dégâts accidentels. A la station de Liège, par exemple, beaucoup de plaques ont été abîmées par les bombardements et présentent de ce fait un pourcentage de rouille tout à fait erroné, ce qui, sans attention spéciale, conférerait à cette station une agressivité équivalente à celle du Marly.

Sur les faces supérieures des éprouvettes, la couleur des enduits s'altère assez rapidement, alors que les faces inférieures gardent presque leur éclat primitif.

Au cours du vieillissement, certains enduits présentent des phénomènes de décoloration, de noircissement, de farinage, d'alligatorisme, etc.

Dans les stations industrielles, les éprouvettes sont recouvertes d'une couche de poussière et de suie plus ou moins épaisse.

Au début des essais, on avait constaté que la corrosion progressait plus rapidement sur les faces inférieures des éprouvettes. Actuellement, les faces supérieures sont les plus attaquées. Cela doit vraisemblablement être dû au fait que les faces inférieures sont soumises à l'action de grosses gouttes d'eau de condensation ou autres, sollicitées chaque fois en des endroits presque

identiques par des irrégularités de la couche protectrice, correspondant ainsi à une application naturelle de l'essai accéléré dit « essai statique à la goutte », occasionnant une attaque rapide, intense et localisée, tandis que sur les faces supérieures, constamment lavées et séchées rapidement, l'attaque est plus lente et plus régulière, les gouttes d'eau formées disparaissant rapidement. On peut d'ailleurs constater que sur les faces inférieures, l'attaque se présente sous forme de gros points de rouille disséminés, bordés d'un épais bourrelet, alors que les faces supérieures présentent une attaque générale formée de petits points de rouille.

Une représentation graphique pourrait approximativement donner l'allure suivante pour la vitesse de corrosion des faces inférieures et supérieures (fig. 618).

Les différentes faces des éprouvettes sont attaquées dans l'ordre décroissant suivant :

- Faces supérieures : 2-1-3.
- Faces inférieures : 6-5-4.

2. Représentation graphique des résultats

L'établissement des graphiques se fait en ne tenant pratiquement compte que du degré de corrosion des faces horizontales.

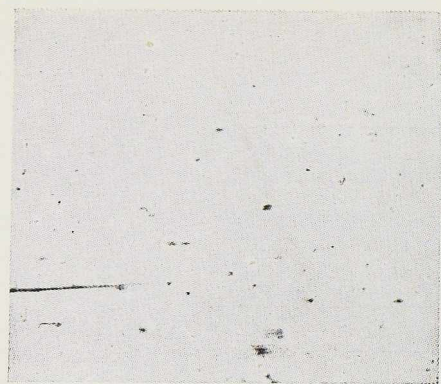
Les différentes stations sont représentées par les symboles donnés à la page 486 en dessous du tableau II.

3. Essais de 1938. Etat des éprouvettes après 8 ans d'exposition

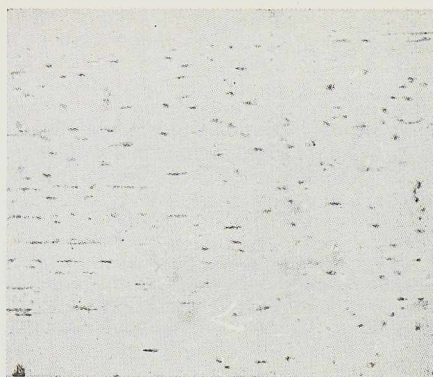
I. PEINTURES TÉMOINS

a) *Miniums de plomb* : La Commission a effectué des essais sur différents miniums de plomb à base des pigments suivants :

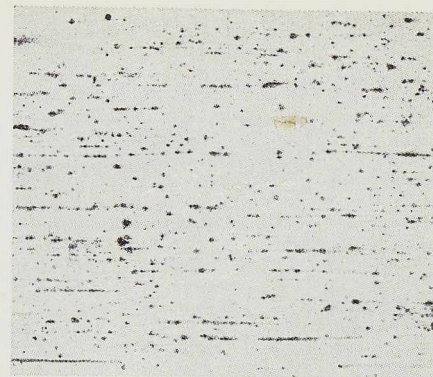
- Minium de plomb à 30 % de PbO_2 .
 - Minium de plomb à 28 % de PbO_2 .
 - Minium de plomb à 32 % de PbO_2 .
 - Minium de plomb à 30 % de PbO_2
- + 1/10^e de craie.



1



2



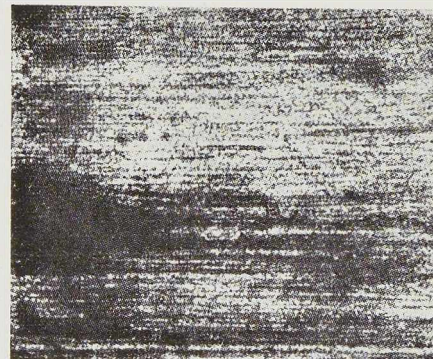
3



4

Fig. 619. Estimation visuelle du pourcentage de rouille d'après les normes DIN.

1. : 1 % de rouille.
2. : 5 % de rouille.
3. : 15 % de rouille.
4. : 30 à 40 % de rouille.
5. : plus de 50 % de rouille.



5

Comme le montre le tableau II, pour une couche, les éprouvettes sont très abîmées et il n'est pas possible de différencier les enduits. L'attaque est plus faible sur les faces inférieures.

Les éprouvettes ayant deux couches de peinture (tableau III) font ressortir la tenue quelque peu plus avantageuse du minium de plomb à 30 %. De plus, on constate que l'addition de 10 % de craie améliore légèrement les résultats. Ceci demande naturellement confirmation par des essais supplémentaires ultérieurs.

Les faces inférieures sont moins corrodées.

b) *Minium de fer* : Le minium de fer à 84 % de Fe_2O_3 ne donne qu'une protection négligeable, même en deux couches (tableaux II et III), mais l'addition d'un tiers de chromate de zinc, en deux couches, améliore les résultats d'environ 30 %.

c) Des essais ont également été effectués avec des peintures au caoutchouc chloré à base : d'oxyde de titane, d'aluminium, d'oxyde de fer rouge.

Comme on l'avait déjà constaté, la corrosion est plus intense sur les faces inférieures.

Après huit ans d'exposition, la peinture à l'oxyde de titane ne donne pas de bons résultats (tableau IV), tandis que pour les autres pigments,

la surface corrodée varie de 1 % à 25 % pour la station la plus agressive.

d) *Combinaisons de peintures* :

1° *Minium de plomb 30 % plus deux couches de blanc de zinc.*

Les résultats obtenus pour ce système correspondent à ceux obtenus par deux couches de minium de plomb à 30 % (tableau V).

2° *Minium de fer plus deux couches de blanc de zinc.*

La présence de deux couches de blanc de zinc ne se fait vraiment sentir que pour le minium mélangé à du chromate de zinc.

3° *Minium de plomb 30 % plus une couche de minium de fer.*

Il faut noter la tenue vraiment remarquable de ce système (tableau VI). Après huit ans d'exposition, avec deux couches de fond, on ne constate qu'une corrosion de l'ordre de 1 à 5 %, sauf pour la station du Marly où l'attaque intéresse environ 30 % de la surface.

Ces résultats ne sont pas de beaucoup supérieurs à ceux du système n'ayant qu'une couche de fond.

II. ESSAIS EFFECTUÉS À LA DEMANDE DES PRODUCTEURS

Il ne sera donné pour ces essais que les résul-



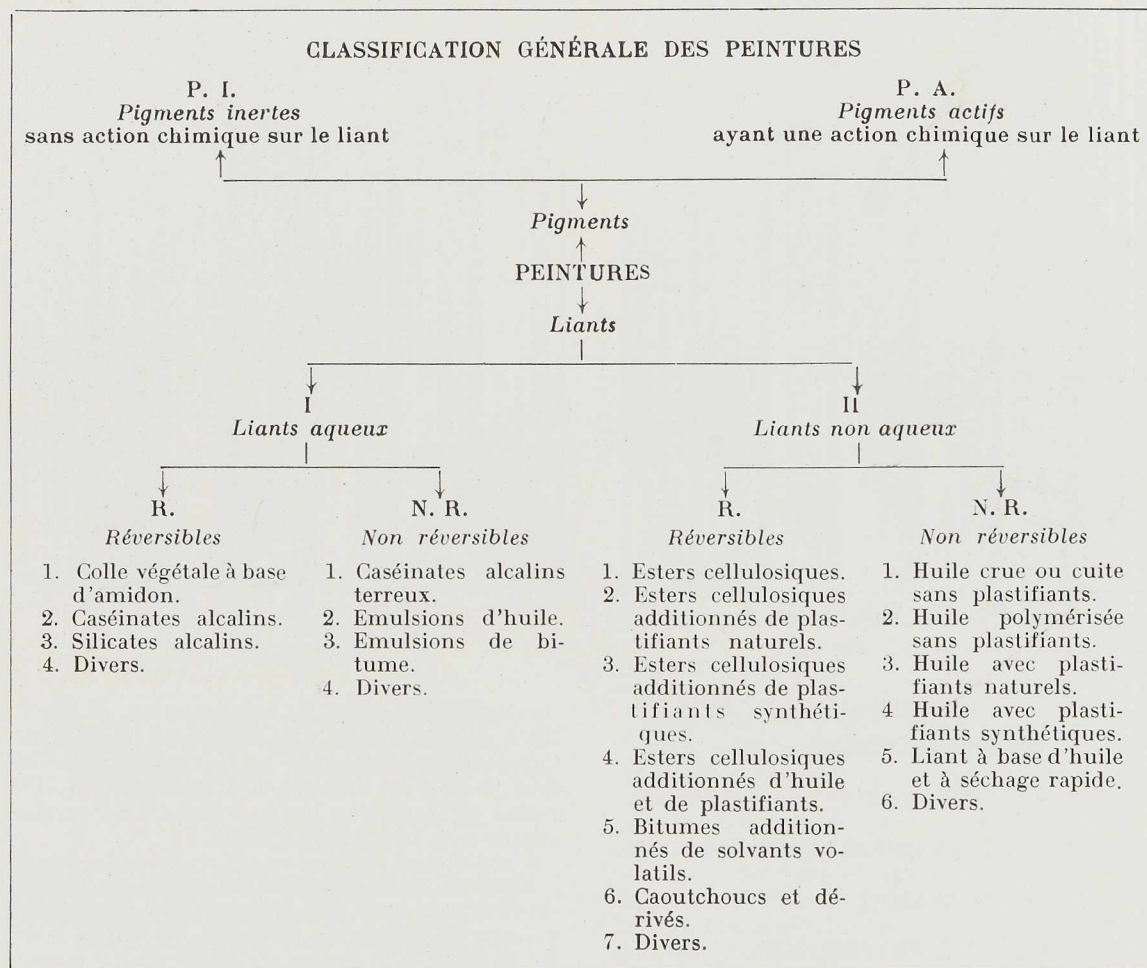


TABLEAU I

tats des stations du Marly et de Beeringen, respectivement la plus et la moins agressive.

Afin de garder l'anonymat, les firmes seront désignées par les lettres A, B, C, etc.

Les peintures seront représentées par les symboles choisis par la sous-commission de classification (tableau I).

Firme A : Les peintures appliquées en trois couches ont donné les résultats suivants (les peintures de fond sont des miniums divers).

Le premier système est composé d'une couche de peinture de fond PA II NR 1 et de deux couches d'une peinture PI II NR 1. Ce système présente à la station du Marly une corrosion de

15 % sur les faces inférieures et supérieures, après huit ans d'exposition. A Beeringen, l'attaque n'est que de 1 %.

Le second système est composé d'une couche de fond PA II NR 1, recouverte de deux couches, de deux peintures différentes ayant pour formule PI II NR 1. A la station du Marly, l'attaque est encore de 15 % tandis qu'à Beeringen, elle est de 1 % sur les faces supérieures et nulle sur les inférieures.

Le troisième système est composé d'une couche de minium spécial PA II NR 6 et de deux couches d'une peinture PI II NR 1. A la station du Marly, le degré de corrosion est respectivement pour les

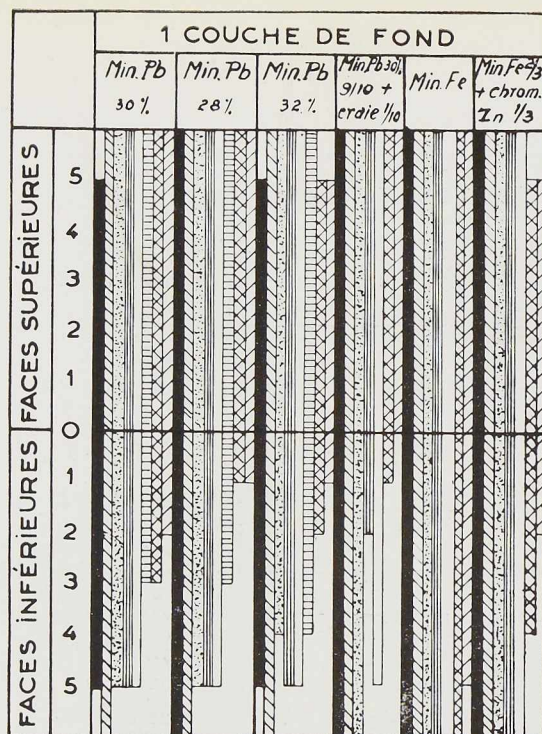


Fig. 620. Tableau II.

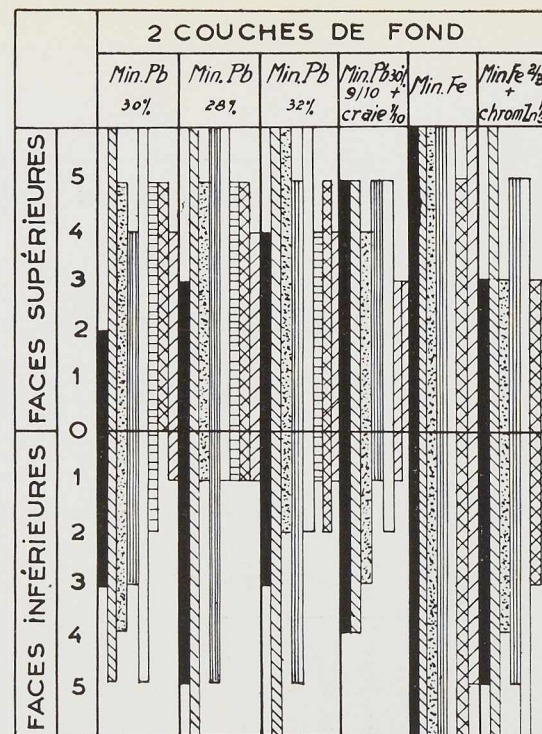


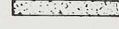
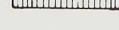
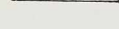
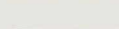
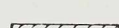
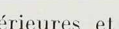


Fig. 621. Tableau III.

Stations :

-  SOFINA
-  MARLY
-  CHARLEROI
-  LIEGE
-  RUYSBROECK
-  BUTGENBACH
-  MOL
-  BEERINGEN

faces supérieures et inférieures de 15 et 30 %, alors qu'à Beeringen, il est de 1 % et nul.

Un quatrième système analogue au premier donne les mêmes résultats que le système 3, à savoir 15, 30, 1 % et nul.

Firme B : Les systèmes présentés par cette firme sont des combinaisons de PA II NR 3, PA II NR 5 et PA II NR 1. Pour les systèmes en trois couches, les plaques présentent une corrosion supérieure à 50 % pour les faces supérieures et de 30 % pour les inférieures.

Pour les systèmes en quatre couches, une pla-

que seulement donne de bons résultats : 2 PA II NR 1 + 2 PI II R 6. A la station du Marly, l'attaque est de 15 % pour les faces supérieures et de 5 % pour les inférieures. A Beeringen, la corrosion est nulle sur les faces inférieures et elle atteint 5 % sur les supérieures.

Firme C : Les résultats des essais en quatre couches sont bons. Les systèmes sont des combinaisons de différentes peintures PA II NR 3 et PA II NR 6. A la station du Marly, on ne trouve qu'une seule éprouvette donnant 5 % de rouille sur les faces supérieures et 15 % sur les inférieures. A Beeringen, toutes les plaques sont en bon état, et la corrosion nulle sur les faces inférieures atteint 1 % sur les supérieures.

Firme D : Cette firme a présenté des enduits bitumeux et asphaltiques, appliqués soit directement sur la tôle décapée, soit sur une couche préliminaire de minium de plomb. Le revêtement a une épaisseur de 3 mm environ. Dans toutes les stations, la conservation est parfaite.

A Beeringen, la face inclinée d'une éprouvette a été accidentellement fortement abimée, mais on a remarqué que l'attaque du support ne s'est pas propagée sous la couche protectrice restant.

Parmi les résultats négatifs ou presque, notons les systèmes de peintures 2 PI II NR 2 et PA II NR 1.



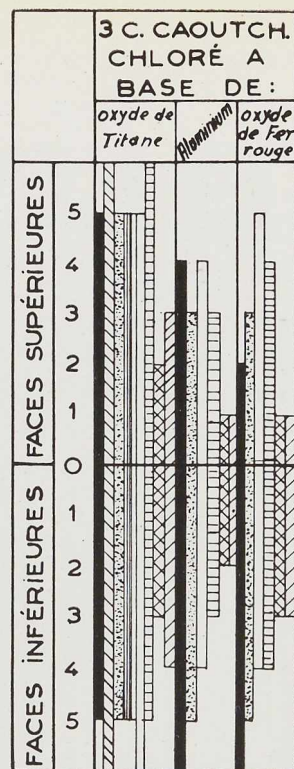


Fig. 622. Tableau IV.

Des essais entrepris sur des plaques d'acier contenant une faible teneur en cuivre n'ont pas mis en évidence le rôle anoblissant de ce métal.

CONCLUSIONS

Les meilleurs résultats ont été donnés par des systèmes de peintures composés comme suit :

- Miniums et ferrilines.
- Miniums et caoutchouc chlorés.
- Peintures à base d'huiles avec plastifiants naturels et résines synthétiques.
- Enduits bitumeux et asphaltiques épais.

4. Essais de 1941. Etat des éprouvettes après 5 ans d'exposition

I. PEINTURES TÉMOINS

a) *Influence de la dilution* : Des miniums de plomb et de fer ont été dilués dans le rapport de 125 cc pour 250 cc de térébenthine, et appliqués en une, deux, trois, quatre couches. Une couche d'enduit correspond environ à une épaisseur de 15 microns.

1. *Minium de plomb* : La protection offerte par une couche est nulle (tableau VII) et ne devient appréciable, bien qu'insuffisante, que pour deux, trois, quatre couches. Pour deux, trois, quatre couches, la protection est sensiblement équivalente.

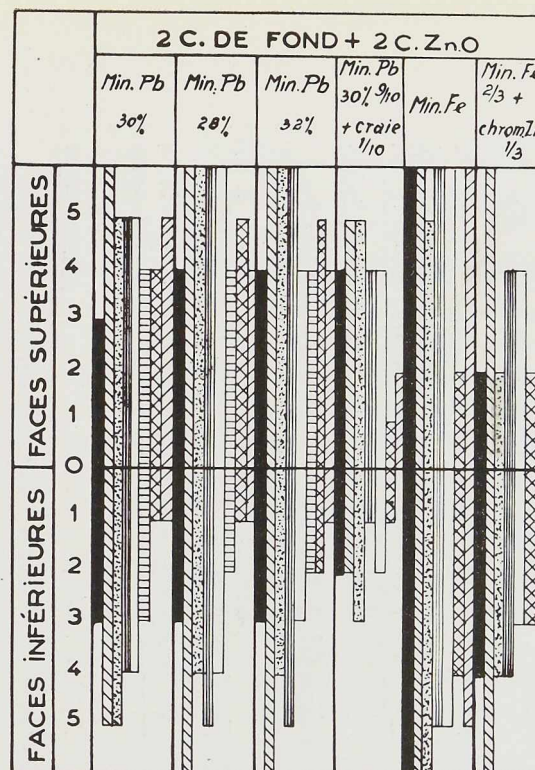


Fig. 623. Tableau V.

2. *Minium de fer* : Une fois de plus, la protection conférée par le minium de fer est insignifiante.

b) *Influence du décapage* : Ces essais, entrepris avec des miniums de plomb et de fer en une et deux couches, couvertes de deux couches de blanc de zinc, n'ont pas permis de différencier nettement les deux modes de décapage étudiés : sablage et oxyacétylénique. Les résultats sont cependant quelque peu meilleurs pour le décapage au chalumeau.

II. ESSAIS FAITS À LA DEMANDE DES PRODUCTEURS

La firme A a présenté une série de systèmes dont les meilleurs sont des combinaisons de 2 PA II NR 6 + 2 PI II NR 6. Dans un premier système, l'attaque à la station du Marly est de 20 % alors qu'elle est nulle à Beeringen. Pour un deuxième système de formule identique, l'attaque est au Marly de 1 % sur les faces supérieures et de 15 % sur les inférieures. Elle est nulle à Beeringen.

La firme B a fait essayer des éprouvettes zinquées, dont l'attaque est nulle pour toutes les stations.

Les éprouvettes métallisées présentées par la firme C ont les degrés de corrosion suivants :

Plomb : 1 % sur les faces supérieures et 15 % sur les inférieures.

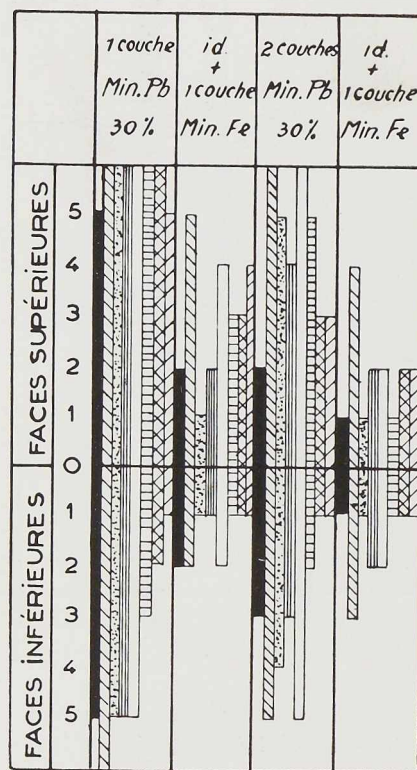


Fig. 624. Tableau VI.

Zinc : La corrosion sur les faces inférieures est quasi nulle. Les faces supérieures présentent une attaque inférieure à 1 % sauf à la station du Marly où elle atteint 5 %.

Aluminium : Suivant les stations, l'attaque varie de 0 à 5 % pour les faces supérieures alors qu'elle est de 1 à 5 % sur les inférieures.

La firme D a exposé des éprouvettes galvanisées qui ne présentent aucune attaque dans aucune des stations.

CONCLUSIONS

Les meilleurs résultats ont été donnés par des systèmes protecteurs composés de

- Peintures au chromate de plomb et au fer micacé.
- Peintures spéciales à base d'huile et à séchage rapide dont les formules n'ont pas été communiquées par le producteur.
- Couches protectrices métalliques.

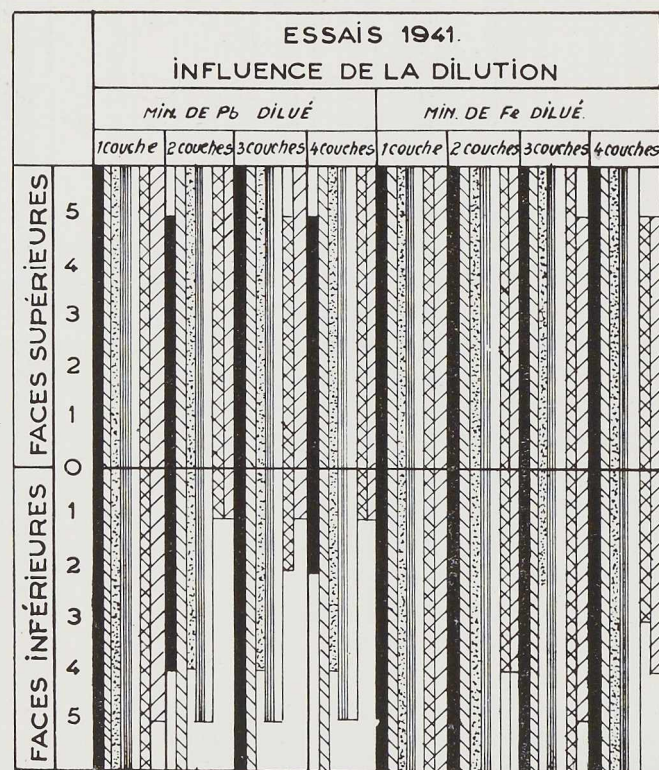


Fig. 625. Tableau VII.

Essais de comparaison, plaques exposées en 1943

Ces essais ont été effectués avec les mêmes peintures que celles destinées à être immergées à Oolen.

Les meilleurs résultats ont été donnés par des systèmes composés de :

- Miniums.
- Peintures dont les formules n'ont pas été communiquées.
- Peintures à base de lanolines.

Stations du Congo belge

La Commission disposait au Congo belge de trois stations situées à Elisabethville, Coquilhatville, Costermansville.

A la variable « temps » près, les résultats obtenus en notre colonie sont les mêmes que ceux obtenus dans les stations de Belgique.

J. L.



CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois de septembre 1947

	Production acier lingot en tonnes		
	Belgique	Luxembourg	Total
Janv.-sept. 1946	1.576.297	910.975	2.487.272
août 1947	217.086	158.420	375.506
septembre 1947	197.365	165.283	362.648
janv.-sept. 1947	1.977.479	1.214.914	3.192.393

La production belge est tombée à 197.365 tonnes, contre 217.086 tonnes, en août. La grève qui a paralysé la sidérurgie liégeoise pendant quinze jours est la cause de ce recul. Par contre, la production luxembourgeoise marque un léger progrès et le tonnage atteint au Luxembourg constitue un record pour l'après-guerre.

Un haut fourneau ayant été allumé aux Usines d'Athus, le total des appareils à feu dans les deux pays atteint le chiffre de 50. L'approvisionnement en minerai et en charbon étant assuré, on s'attend à une production accrue pour les prochains mois.

Des dispositions sont à l'étude pour augmenter la production de fonte de moulage et celle des tôles fortes et moyennes en acier Thomas.

Marché intérieur

La hausse des mitrailles d'une part, la réduction — à partir du 11 septembre et pour une durée de six mois — des prix intérieurs belges de 100 francs la tonne, et les nouveaux avantages accordés au personnel sous forme de primes de productivité et d'assiduité, caractérisent la situation actuelle.

D'autre part, les usines luxembourgeoises ont pratiquement relevé leurs prix intérieurs, notamment par suite d'une augmentation de 50 % des prix du coke de la Ruhr. Il en est résulté une disparité entre les prix intérieurs belges et luxembourgeois qui fausse complètement la situation et a ses répercussions, chez les marchands de fer, les transformateurs et les constructeurs. En fin du mois de septembre des négociations étaient en cours pour régler cette situation.

Tout en s'ordonnant progressivement la demande intérieure reste très forte. Dans de nombreux secteurs cependant les délais ont tendance à devenir normaux, notamment en aciers mar-

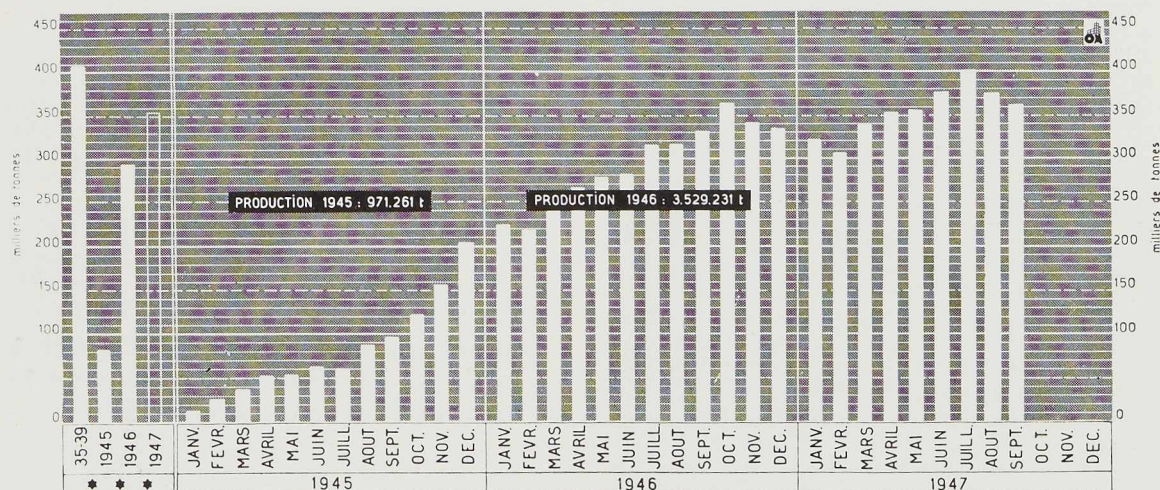


Fig. 626. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

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

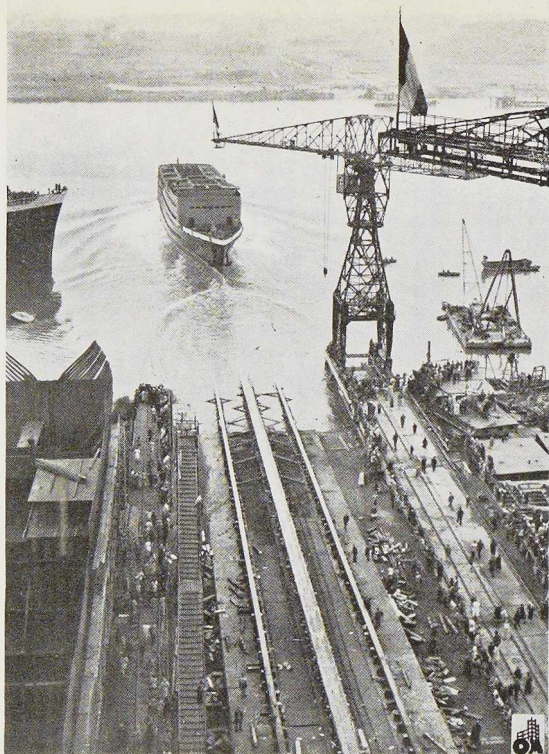


Fig. 627. Vue de la malle-poste « Prince Philippe » en cours de lancement.

chands, en profilés, en rails, etc. Par contre en tôles fortes la tension a été au cours du mois de septembre très élevée, la production étant insuffisante pour faire face aux demandes des constructeurs notamment.

Nos ateliers de constructions continuent à enregistrer des commandes importantes. Ils viennent de noter 50 wagons-lits et 60 fourgons à fournir à l'Argentine, ainsi que 25 automotrices doubles à livrer à la S. N. C. B. D'autre part, on a en vue la réparation de locomotives des zones anglaise et américaine d'Allemagne. Pour la France des wagons culbuteurs spéciaux ont été traités.

Les expéditions des fabrications métalliques

Fig. 628. Montage de l'ossature de la charpente de la nouvelle chaufferie de la centrale de Langerbrugge.



gardent un rythme élevé. En août 1947, elles ont atteint 114.000 tonnes, dont 6.100 tonnes de ponts et charpentes, 11.800 tonnes de matériel roulant, 8.000 tonnes de produits en tôle pour le bâtiment. Un tiers environ de ces expéditions est destiné à l'étranger.

Marché extérieur

Les mesures prises à la suite de la non-convertibilité de la £ en dollars permettent de ne pas modifier notre position extérieure. Aussi, à l'heure actuelle, notre marché reste bien orienté. Des craintes se font jour en ce qui concerne l'avenir, l'Angleterre ayant l'intention d'atteindre, d'ici 1951, un tonnage d'exportation de 4 millions de tonnes et toutes les grosses usines américaines étant engagées dans de vastes investissements tendant à augmenter leur capacité de production.

En attendant, la hausse des prix d'exportation anglais, hausse sélevant à 2 £ à la tonne pour les produits lourds et applicable à la fin du mois de septembre, entraîne un mouvement de hausse qui apporte aux usines belges une certaine compensation aux nouvelles conditions du marché intérieur.

Les pourparlers relatifs aux contingents à attribuer aux marchés organisés ont donné lieu aux fixations de tonnages suivants, valables pour le quatrième trimestre :

Hollande	90.000 tonnes (plus une majoration de 30.000 tonnes).
Suède	50.000 tonnes.
Danemark	24.000 —
Norvège	18.000 —
Portugal	18.000 —
Finlande	13.000 —

La demande mondiale reste forte et les expéditions de nos usines sont inférieures aux quantités demandées. Les organismes de vente s'efforcent de répartir les expéditions en fonction des besoins immédiats.

A l'heure actuelle, nos sociétés d'exportation ont pratiquement repris contact avec tous leurs agents et ont reconstitué les réseaux de vente existant avant guerre.

Commémoration d'Auguste Goffart à la S. A. Acieries et Minières de la Sambre, Monceau-sur-Sambre.

La S. A. « Acieries et Minières de la Sambre » (A. M. S.) commémore cette année sa fondation par Auguste Goffart.

Les « Hauts Fourneaux de Monceau » furent créés en 1836 par Auguste Goffart : ce maître

de forges sut imprimer à la société naissante un grand dynamisme.

La Société comportait à l'époque quatre hauts fourneaux avec fours à coke, deux fonderies, le Charbonnage de Baymont-Docheri, les concessions de minerais de fer de Beaumont, Erquelinnes, Montigny-le-Tilleul, Court-sur-Heure, des concessions de castine à Landelier et de pierres à creuset à Marchain.

En 1886, la production annuelle de la société s'élevait déjà à 70.000 tonnes de fonte et 45.000 tonnes de fer finis.

En 1936, le groupe initial agrandi, prenait le nom de « Société des Acieries et Minières de la Sambre ».

Ainsi l'œuvre, fondée par Auguste Goffart il y a plus d'un siècle, est devenue un membre important de l'industrie sidérurgique belge.

Lancement de la malle-poste « Prince Philippe »

La Société John Cockerill, vient de lancer à son chantier naval de Hoboken la malle-poste « Prince Philippe », qui est le 31^e navire construit par ce chantier pour la ligne Ostende-Douvres (fig. 627).

Ce navire, qui est le cinquième de sa série, a une longueur totale de 113^m52, une largeur de 14 mètres, un tirant d'eau en charge de 3^m79 pour un déplacement d'environ 3.230 tonnes.

Ce paquebot a deux ponts continus; son entrave est inclinée; l'arrière est en forme dite « de croiseur ». Il est pourvu de deux gouvernails, celui de l'avant épousant la forme de la coque.

Pourvu des dispositifs de navigation et de sécurité les plus modernes, il est propulsé par deux moteurs Diesel-Sulzer de 8.500 CV chacun, qui lui permettent d'atteindre une vitesse de 25,5 nœuds. Le chauffage s'effectue par des aérochauffeurs ainsi que par des radiateurs électriques. La ventilation s'effectue au moyen d'air frais, éventuellement chauffé.

Le lancement a été effectué avec plein succès : simultanément le navire de la même série « Koning Albert » se préparait à ses essais.

Construction de la nouvelle chaufferie de la centrale de Langerbrugge

Les Ateliers Métallurgiques de Nivelles ont commencé le montage de la nouvelle chaufferie de Langerbrugge. La charpente de celle-ci comprend trois travées principales et pèse 2.200 tonnes. Le montage se poursuit à pied d'œuvre en utilisant un derrick de montage de 40 mètres de hauteur, capable de lever des éléments de charpente de 15 tonnes (fig. 628).

Echafaudages tubulaires

La firme Alexandre Devis et C^{ie} de Bruxelles vient de monter un échafaudage type « Burton » sur une des tours de l'église du Collège Saint-Michel, à Bruxelles.

La partie supérieure de cette tour, en pyramide carrée, est entièrement en pierres de taille; elle a été touchée par la foudre, qui a arraché et brisé différentes pierres le long d'une arête.

L'échafaudage principal prend appui sur la partie supérieure de la tour, qu'il entoure complètement; d'autres échafaudages secondaires, contournant les différents corps de bâtiments, assurent l'accès et l'acheminement des ouvriers et des matériaux du sol extérieur au sommet de la tour.

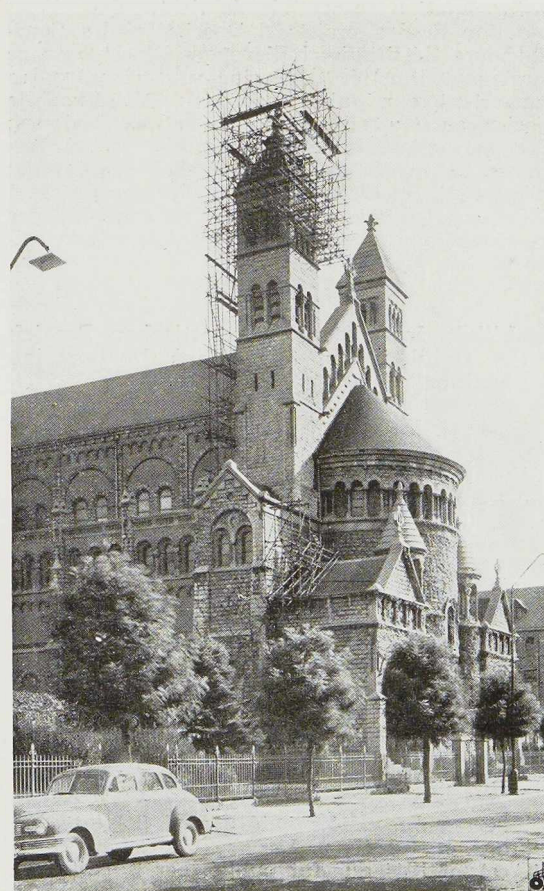


Fig. 629. Echafaudage utilisé pour la réparation des dégâts causés par la foudre à une des tours du collège Saint-Michel.

Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

Costruire in acciaio (Construire en Acier)

Un ouvrage de 142 pages, format 15 × 21 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par l'Associazione fra i Costruttori in Acciaio Italiani, Milan, 1947.

Construire en acier est non seulement une nécessité technique mais également un moyen avec lequel l'architecte peut exprimer et matérialiser ses conceptions.

Pour mettre à la portée de l'architecte une documentation susceptible de l'aider dans l'élaboration de ses projets, l'Association des Constructeurs Métalliques Italiens, publie cet ouvrage largement illustré. Les principaux chapitres se rapportent aux sujets suivants : Résistance de l'acier au feu et aux agents atmosphériques; Transformation des constructions en acier; Toitures; Bâtiments à ossature métallique; Ponts; Piles; Pylônes; Châteaux d'eau; Barrages; etc.

Cet ouvrage très complet est remarquable par sa rédaction concise et sa présentation très soignée.

Stabilität der Platten im plastischen Bereich (La stabilité des tôles dans le domaine plastique)

par C. F. KOLLBRUNNER et G. HERRMANN

Un ouvrage de 81 pages, format 15 × 23 cm, illustré de 13 graphiques. Edité par la Maison A. G. Gebr. Leeman et Co; Zurich, 1947. Prix : 12 francs suisses.

Cette brochure publiée par la Société Conrad Zschokke, Döttingen (Suisse) dans la série des « Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik », illustre la théorie de A. Iljuschin en donnant des tableaux de comparaison des valeurs obtenues à la suite de nombreux essais; elle constitue la deuxième communication de la « Technische Kommission des Verbandes Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen » concernant le voilement des tôles, et dont un compte rendu a été publié dans *L'Ossature Métallique*, n° 3-1947, p. 153.

C'est en 1944 que fut publié, par l'Institut de

Mécanique de l'Académie des Sciences de l'U. R. S. S., le mémoire de A. Iljuschin concernant la stabilité des tôles au delà de la limite d'élasticité; cette théorie se base sur un coefficient de Poisson constant et égal à $m = 0,5$, c'est-à-dire sur un matériau plastique, mais de densité constante.

L'ouvrage de MM. Kollbrunner et Herrmann reprend cette théorie en l'accompagnant de nombreuses explications pour en faciliter la compréhension aux lecteurs.

Le Centenaire des Chemins de fer Suisses

Un ouvrage de 160 pages, format 16 × 24 cm, illustré de 75 figures et 8 planches en couleur. Publié par la Direction Générale des Chemins de Fer Fédéraux, Zurich, 1947. Prix : 5,50 francs suisses.

La Suisse célèbre cette année le centenaire de ses chemins de fer. A cette occasion, la Direction Générale des Chemins de Fer Fédéraux (C. F. F.) a publié un livre qui donne un aperçu de l'œuvre accomplie par les C. F. F.

Abondamment illustré et présenté avec soin, l'ouvrage contient une série d'articles sur différents sujets intéressant les chemins de fer. Citons notamment : La technique des chemins de fer 1847-1947; De la vapeur à l'électricité; Le financement des chemins de fer; Les C. F. F. au cours des deux guerres mondiales; Le premier chemin de fer suisse Zurich-Baden; La Suisse, plaque tournante de l'Europe; Perspectives d'avenir; etc.

Publications de l'Académie des Sciences d'Ukraine

L'Académie des Sciences d'Ukraine, dont le siège est à Kiew, nous a envoyé deux ouvrages relatifs à la soudure et rédigés par l'Institut de l'Electro-soudure « E. O. Patton ». Ce sont :

Avtomaticheskaja svarka pod flussom naklonnym elektrodom (Soudure automatique sous une couche de poudre, au moyen d'électrodes inclinées)

par B. I. MEDOVAR

Svarotchnijé golovki i pitanjé ikh tokom (Soudeuses automatiques et leur alimentation en courant)

par B. E. PATTON

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



Bibliographie

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

20.12a. — Le pont « Pigeaud »

J. TRÜB, *Bulletin Technique Vevey*, n° 1, 1947, pp. 6 à 8, 4 fig.

Les ponts du type Pigeaud sont des ponts standard en treillis en X, d'une portée de 50 mètres divisée en 20 panneaux d'une longueur de 2^m50 et d'une hauteur totale de 3^m40. Le tablier inférieur est constitué par des madriers transversaux sur longerons en fer I PN 18.

Ce système présente les avantages propres à une construction simplifiée :

1° L'emploi de tôles et profilés normaux, généralement en stock. Ainsi, ces ponts peuvent être construits avec des tôles de 8 à 10 mm d'épaisseur; des fers cornières de 100 × 100 × 10 et 80 × 80 × 8 mm; des poutrelles I PN 18 ou autres (éventuellement du bois et des boulons de 20 mm de diamètre).

2° La construction est rivée et boulonnée, sans soudure, de sorte que, s'il le fallait, elle pourrait être exécutée ou réparée avec des moyens de fortune.

3° Les pièces sont facilement transportables, la plus lourde pesant 660 kg.

4° Le montage peut se faire facilement par lancement ou par tout autre système. Les boulons de montage et d'assemblage sont les mêmes.

20.12a. — Renforcement des ponts-rails au Brésil

Railway Gazette, 18 avril 1947, p. 388.

Trois ponts de la Compagnie des Chemins de Fer de Parana ont été renforcés, en plaçant en dessous de leur tablier, des arches métalliques en treillis polygonaux, articulées sur deux rotules. Leur durée de vie fut prolongée et leur capacité de transport doublée.

Les travées sont respectivement de 46^m60 et 79 mètres. Sans ces renforcements, elles auraient été soumises à des fatigues variant de 19 à 28 kg par mm². Maintenant, les tensions maxima attei-

gnent 10,5 kg par mm² et la structure métallique supplémentaire n'a exigé que 32 à 60 % du tonnage d'acier requis pour la construction d'un nouveau pont.

Ces arches de renforcement supportent les anciennes poutres en treillis à chaque tiers, par intermédiaire de montants verticaux. Quelques-unes de ces diagonales ont dû être renforcées dans les environs immédiats des nouveaux points d'appui intermédiaires.

Le pont São João livre passage à un chemin de fer au-dessus d'une gorge de 70 mètres de profondeur. L'arc de renforcement, en treillis métallique polygonal, repose sur les anciennes culées; il supporte l'ancien pont en quatre points. Une grue mobile, se déplaçant sur la partie avant de la poutre horizontale, a amené les pièces destinées à la structure de renforcement. La grue portique a été conçue pour permettre la circulation et en tenant compte des surcharges supplémentaires qu'elle occasionna lors du passage des trains et du montage simultané des plus lourdes pièces. Pour des raisons de sécurité, la circulation fut limitée à une vitesse de 8 km par heure, en vue de diminuer les effets d'impact. Après avoir maçonné les appuis de la nouvelle arche sur les culées existantes, l'arche elle-même fut montée en deux demi-sections séparées, suspendues par des câbles

40.1. — Renouvellement des voies des chemins de fer par tronçons préfabriqués

Construction Methods, août 1947, p. 88, 1 figure.

Les Southern Railway d'Angleterre renouvellent les voies de chemin de fer, en construisant des tronçons de 18 mètres de longueur de voie, complètement fabriqués à l'avance. Les rails sont fixés aux traverses au moyen de crapauds-attaches, en des chantiers spécialement outillés.

De là, les tronçons entiers sont chargés sur des chariots plats et transportés vers leur lieu de destination où ils sont mis en place par une grue montée sur rails et faisant partie du même convoi de transport. Pour le déchargement de chaque tronçon on utilise un palonnier en poutrelle aux extrémités duquel un dispositif à quatre crochets de suspension de sécurité porte le tronçon de voie. Ce dispositif de mise en place est calculé pour éviter la flexion du tronçon de voie durant la manœuvre de transbordement.

Le Southern Railway qui utilise cette méthode

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

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



de travail, y trouve une économie de temps de 50 % sur l'ancien procédé et de 13 % sur le poste « main-d'œuvre ».

52.4. — Pose d'une conduite de 35 km de longueur à travers un pays marécageux

Engineering News-Record, 17 avril 1947, pp. 86 à 88, 4 figures.

La pose des conduits se fait ordinairement par des méthodes nécessitant un matériel approprié que possèdent la plupart des entrepreneurs. Grâce à ce matériel hautement mécanisé il est possible de creuser la tranchée, de souder les conduites, les placer dans la tranchée et les recouvrir de terre.

Ces procédés usuels ne purent toutefois pas s'appliquer à la pose des conduites à travers les marais de la Louisiane, les boues ne permettant pas l'utilisation du matériel de campagne, d'usage courant. Il fallait donc recourir à une méthode spéciale de pose, adaptée à ces marais. Après une exploration rapide du pays, on a décidé de faire passer la conduite dans les environs immédiats de certaines rivières et canaux permettant un transport économique par barges et le rassemblement des conduites sur quelques petites buttes aménagées comme entrepôts et ateliers volants.

Le matériel utilisé par le creusement de la tranchée de pose était une charrue en forme de V, montée sur un châssis à quatre roues. Cette tranchée, de 60 × 60 cm de section, était relativement droite, recoupant les buttes précitées. Comme cette tranchée se remplit rapidement d'eau, il fut décidé de faire flotter la conduite asphaltée et rendue étanche, puis de souder les différents tronçons bout-à-bout et de les pousser

dans la tranchée au fur et à mesure de la soudure. Grâce au coefficient de frottement minime de la conduite sur l'eau boueuse, on est ainsi parvenu à pousser des tronçons atteignant 4.800 mètres.

54.14. — Les progrès récents de l'Industrie des Peintures aux Etats-Unis

A. BYLS, *Le Génie Civil*, 15 août 1947, pp. 317 à 318.

Pour peindre les charpentes métalliques on emploie de plus en plus des peintures à base de chromate de zinc à la place des peintures classiques, composées d'huile de lin et de minium de plomb.

Le liant employé pour ces nouvelles peintures est principalement la résine phtalique et pour peindre les surfaces exposées à l'eau, comme la coque des navires, la résine phénolique; on voit ainsi sur les chantiers navals de nombreuses coques de navires peintes en jaune citron. Le chromate qui est alors employé doit être exempt de chlorure et de sulfate.

La pénurie d'huile de lin a conduit à des recherches relatives à l'emploi d'autres huiles, pures ou en mélange. C'est ainsi que l'huile de ricin, l'huile de soya, l'huile de tall (résidu de la fabrication de la cellulose) ont donné des résultats intéressants en mélange avec les résines synthétiques. La célophane a ainsi remplacé le copal et d'autres résines naturelles. Les caoutchoucs chlorés ont été employés comme enduits pour les matériaux devant être immergés. On utilise de plus en plus des peintures insecticides contenant 5 % de D. D. T.

Les brosses en nylon sont parfois utilisées pour étendre des peintures à l'huile et à l'eau.

ABONNEMENTS 1948 A L'OSSATURE MÉTALLIQUE

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

France et ses Colonies : 850 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences GIRARDOT & C^{ie}, 27, quai des Grands-Augustins, Paris 6^e (Compte chèques postaux : Paris n^o 1760.73).

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

Autres pays : 350 francs belges.

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



P

our tout ce qui concerne

La Soudure Electrique.



Electrodes
Transformateurs statiques
Groupes convertisseurs
Génératrices & alternateurs
Groupes électrogènes

Soudeuses par résistance
Soudeuses par points
Soudeuses continues
Soudeuses par rapprochement

Matériel de soudure automatique
Sous flux électro-conducteur

Agents exclusifs de la
Société Anonyme Française **UNIONMELT** à Paris

consultez

L'AIR LIQUIDE

Société Anonyme

Reg. de Commerce Liège, N°1056

LIÈGE

Quai Orban, 31.
Tél: 625.80.

GAND

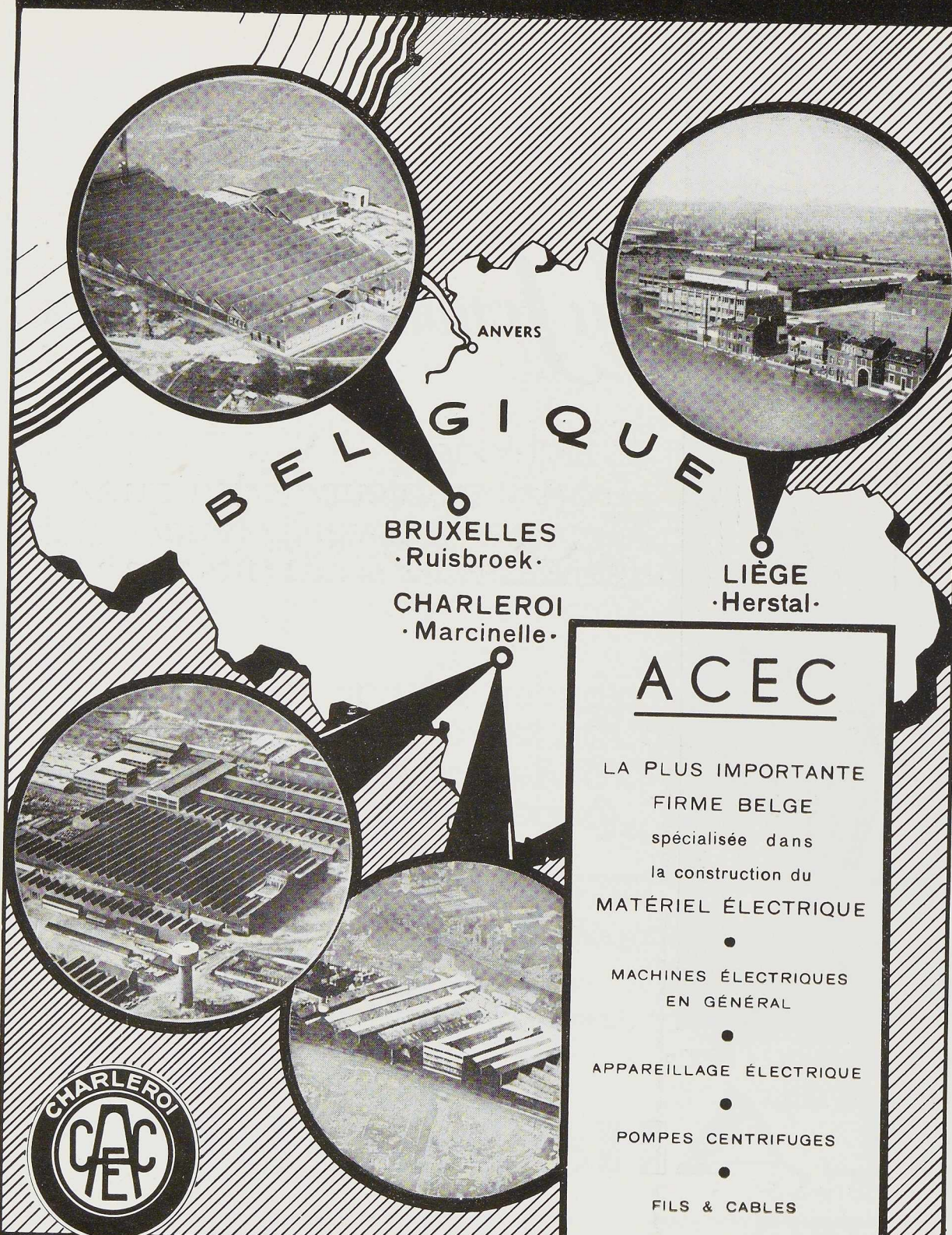
Rameau des Capucins, 5
Tél: 533.40.

BRUXELLES

Rue J.B. de Cock, 71.
Tél: 26.71.30.

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

REPRODUCTION INTERDITE - 1938 - 1939 - 1940 - 1941 - 1942 - 1943 - 1944 - 1945 - 1946 - 1947 - 1948 - 1949 - 1950 - 1951 - 1952 - 1953 - 1954 - 1955 - 1956 - 1957 - 1958 - 1959 - 1960 - 1961 - 1962 - 1963 - 1964 - 1965 - 1966 - 1967 - 1968 - 1969 - 1970 - 1971 - 1972 - 1973 - 1974 - 1975 - 1976 - 1977 - 1978 - 1979 - 1980 - 1981 - 1982 - 1983 - 1984 - 1985 - 1986 - 1987 - 1988 - 1989 - 1990 - 1991 - 1992 - 1993 - 1994 - 1995 - 1996 - 1997 - 1998 - 1999 - 2000 - 2001 - 2002 - 2003 - 2004 - 2005 - 2006 - 2007 - 2008 - 2009 - 2010 - 2011 - 2012 - 2013 - 2014 - 2015 - 2016 - 2017 - 2018 - 2019 - 2020 - 2021 - 2022 - 2023 - 2024 - 2025



BELGIQUE

ANVERS

BRUXELLES
· Ruisbroek ·

CHARLEROI
· Marcinelle ·

LIÈGE
· Herstal ·



ACEC

LA PLUS IMPORTANTE
FIRME BELGE
spécialisée dans
la construction du
MATÉRIEL ÉLECTRIQUE

- MACHINES ÉLECTRIQUES EN GÉNÉRAL
- APPAREILLAGE ÉLECTRIQUE
- POMPES CENTRIFUGES
- FILS & CABLES

ATELIERS DE CONSTRUCTIONS ELECTRIQUES DE CHARLEROI

SOCIÉTÉ ANONYME

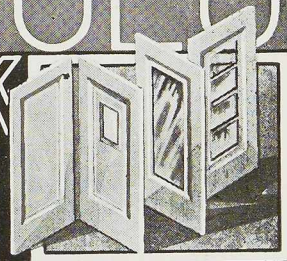


légère, indéformable standardisée pour l'intérieur
PORTES

METALLIQUES

VANDERPLANCK

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



**pour vous
aider...**

NOUS POUVONS VOUS DOCUMENTER
SUR LES PROPRIÉTÉS ET APPLICATIONS
DES ALLIAGES SPÉCIAUX AU NICKEL

DEMANDEZ NOS BROCHURES ET AVIS POUR
ACIERS, FONTES ET NON-FERREUX.

★ tous nos services sont gratuits.

Centre d'Information du NICKEL

22, Place de Brouckère, Bruxelles.

Tél. : 18.01.00



TELEGRAPHIEZ OUTRE-MER
VIA BELRADIO

La voie nationale belge rapide
et sûre vers tous les continents

Renseignements et dépôt des
messages dans tout bureau
télégraphique belge

TELEPHONES : A BRUXELLES 12.30.00; A ANVERS 399.50

MÉCANIQUE ET CHAUDRONNERIE DE BOUFFIOLX

Anciennement
« LA BIESME »

Société Anonyme
◆

BOUFFIOLX
(Belgique)

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

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

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

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

MECANIQUE GENERALE - CHAUDRONNERIE

Accélérez vos opérations de parachèvement avec une machine à *Deux Vitesses*

Meulage, nettoyage à la brosse métallique, limage, polissage, toutes ces opérations sont accomplies mieux et plus rapidement, quand on a recours à une machine "Wolf" à transmission flexible. Le dispositif de commande à deux vitesses, est à l'abri de toutes pannes et permet d'utiliser des limes rotatives et des outils fraiseurs à 1.200 t.m. et des meuler de formes à 11.500 t.m. Cette machine est soumise des décharges de 1.500 volts et elle est de toute sécurité. En acheter une, c'est faire un placement très productif.

Wolf

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

J. & R. LENAERS, 5, Avenue Ernest Renan, BRUXELLES, 3

Meuleuse, limeuse et polisseuse électrique "Wolf" à deux vitesses et à transmission flexible (Type FF2).



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

INDUSTRIELS

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

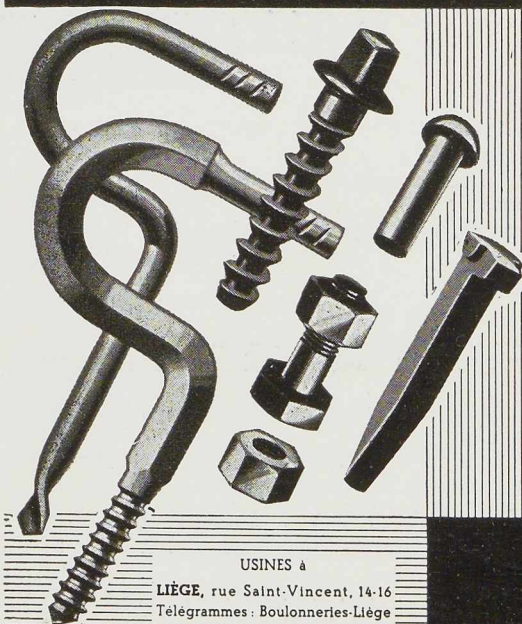


Spécialisé en
ÉLECTRICITÉ
MÉCANIQUE
THERMO-DYNAMIQUE
GÉNIE CIVIL

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

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

Système des BOULONNERIES DE LIÈGE ET DE LA BLANCHISSERIE



USINES à

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

Les Ateliers de construction

Ventola

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

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

ATELIERS DE CONSTRUCTION

PAUL BRACKE S. P. R. L.

30-40, RUE DE L'ABONDANCE. **BRUXELLES**

Constructeurs spécialisés de

TRANSPORT ET MANUTENTION

Ponts roulants - Monorails - Palans - Chariots - Mouflés - Treuils - Cabestans

CHARPENTES ET OSSATURES

Toutes réalisations en constructions métalliques

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
A. C. E. C.	30	Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi	IV
L'Air Liquide.	29	E. S. A. B.	17
Arcos, « La Soudure Electrique Auto-gène »	2	S. A. Ateliers de Construction Jambes Namur	10
Ateliers Métallurgiques Nivelles	16	Jouret	21
B. E. I.	33	Laminoirs de Longtain	13
Belradio	32	Marigrée, Société Commerciale d'Ougrée Metalcub	7
Usines Gustave Boël.	27	Nobels-Pelman	12
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis	18	L'Oxydrique Internationale	28
Mécanique et Chaudronnerie de Bouffioulx, S. A.	32	Someba	26
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie	33	Soudométal	20
P. Bracke	34	Sycomom	16
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve couv.	II	John Thienpont S. A.	11
P. & M. Cassart	5	Usines à Tubes de la Meuse	14
Centre d'Information du Nickel	31	Ucométal	19
Cockerill	8	Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L.	9
Columeta	23-24-25	Ventola, S. A.	31
Comité national de lutte contre la vie chère	couv. III	S. Wolf & C ^{ie}	34
Davum	15	Anciens Ets Paul Würth	33
Alexandre Devis & C ^o	6		22