

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

éditée par

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

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

13^e ANNÉE

N° 12

DÉCEMBRE 1948

S O M M A I R E

Construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège (Construction et caractéristiques principales), par F. Campus	505
La maison préfabriquée « Lustron Home »	520
La travée Vierendeel du pont-rails d'Hérentals sur le canal Albert, par E. Dorlet	523
Le Laurentien Hôtel à Montréal (Canada).	529
Le pont-route sur la rivière Váh (Tchécoslovaquie), par F. Lehar et V. Chmel.	533
Le pont Story à Brisbane (Australie)	537
Le troisième Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.), Liège, 1948	540
CHRONIQUE : Le marché de l'acier pendant le mois d'octobre 1948. - L'inauguration du pont-route de Fragnée, à Liège. - La reconstruction du viaduc de Moresnet. - Coordination des dimensions des constructions. - Echos et Nouvelles	551
BIBLIOTHÈQUE	555
BIBLIOGRAPHIE	556
TABLE DES MATIÈRES	558

ABONNEMENTS 1948 (11 numéros) :

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

France et ses Colonies : 1.900 francs français, payables au dépositaire général pour la France : Librairie des Sciences, GIRARDOT & 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 Industries of Belgium & Luxembourg, 30 Rocketteller Plaza, New York 20, N. Y.

Autres pays : 350 francs belges.

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

PRIX DU NUMÉRO :

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

DROIT DE REPRODUCTION :

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

1949
Avez-vous
renouvelé
votre abonnement?

•
Conditions inchangées

BIBL. UNIV.
GENT

tous les techniciens s'accordent pour dire...

QUE tout problème de soudure à l'arc peut être résolu par l'emploi d'une élec-

trode **OK**.

QUE les électrodes **OK** satisfont aux cahiers des charges les plus rigoureux,

QUE les électrodes **OK** constituent des outils merveilleusement au point pour l'exécution en atelier et sur chantier.

QUE seuls les transformateurs et les groupes de soudure **ESAB** permettent une fusion douce et stable de l'électrode.



ESAB

SOCIÉTÉ ANONYME

116 - 118, RUE STEPHENSON

BRUXELLES - TÉLÉPHONE : 15.91.26



ELECTRO SOUDURE · AUTOGENE BELGE S. A.



LE CHASSIS METALLIQUE

A • B • T • R

Confort Clarté Durée

ATELIERS DE BOUCHOUT ET THIRION RÉUNIS S. A.
BUREAUX : 249 à 253, CHAUSSÉE DE VLEURGAT • BRUXELLES
USINES A BOUCHOUT • TÉL. : ANVERS 123.64 - 123.65

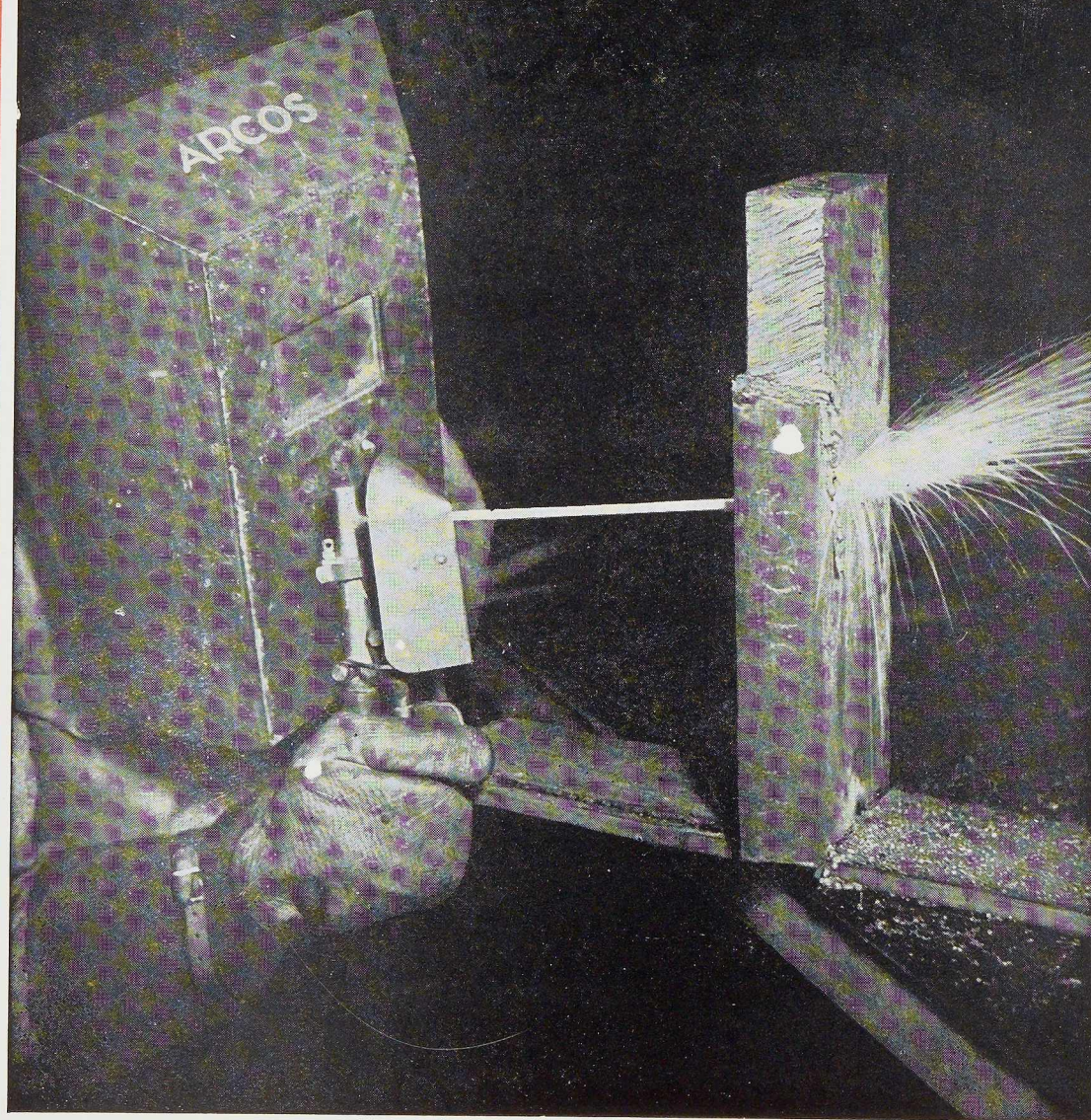
CREATIONS FRANCIS DELAMARE • 48, AV. BRUGMANN, BRUXELLES

BIBL. UNIV.
CENT

A.S.A.

A.

ARCOS OXYARC



POUR LE DÉCOUPAGE, LE DÉRIVETAGE, LE GOUGEAGE

DE **TOUS METAUX**

LA SOUDURE ÉLECTRIQUE AUTOGÈNE, S. A.,

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

L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

13^e ANNÉE - N^o 12

DÉCEMBRE 1948

Construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège

CONSTRUCTION ET CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES

par F. Campus,

Professeur à l'Université de Liège

La charpente métallique de l'Institut du Génie civil a été érigée au cours de l'hiver 1932-1933 et du printemps suivant, il y a donc plus de quinze ans. En mai 1944, les instituts universitaires du

Val-Benoît ont été gravement endommagés par les violents bombardements de l'aviation alliée. Grâce à leur exceptionnelle solidité et à leur bonne exécution, ils ont résisté sans effondre-

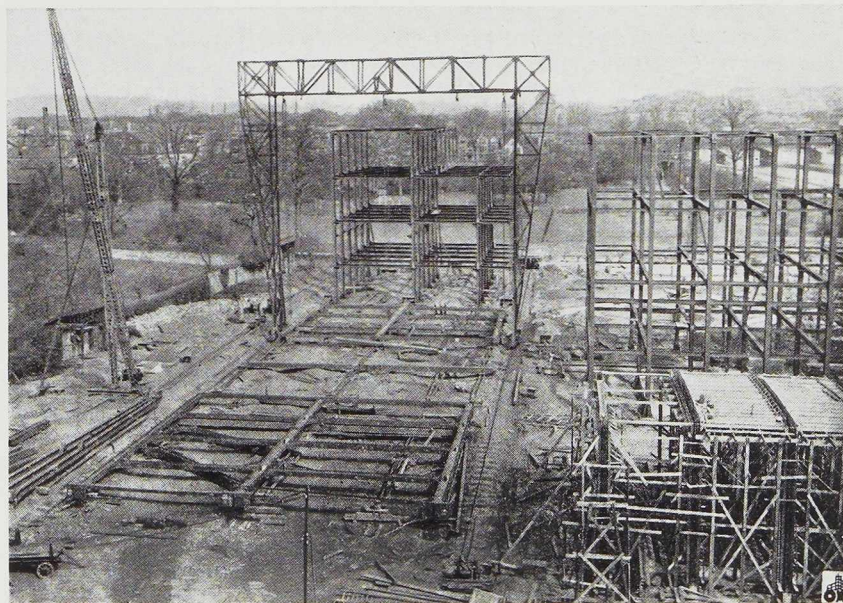


Fig. 747. Charpente métallique des blocs de laboratoires; l'assemblage des fermes par soudure au sol est à noter, le relevage se faisant au moyen du portique visible au centre de la figure.

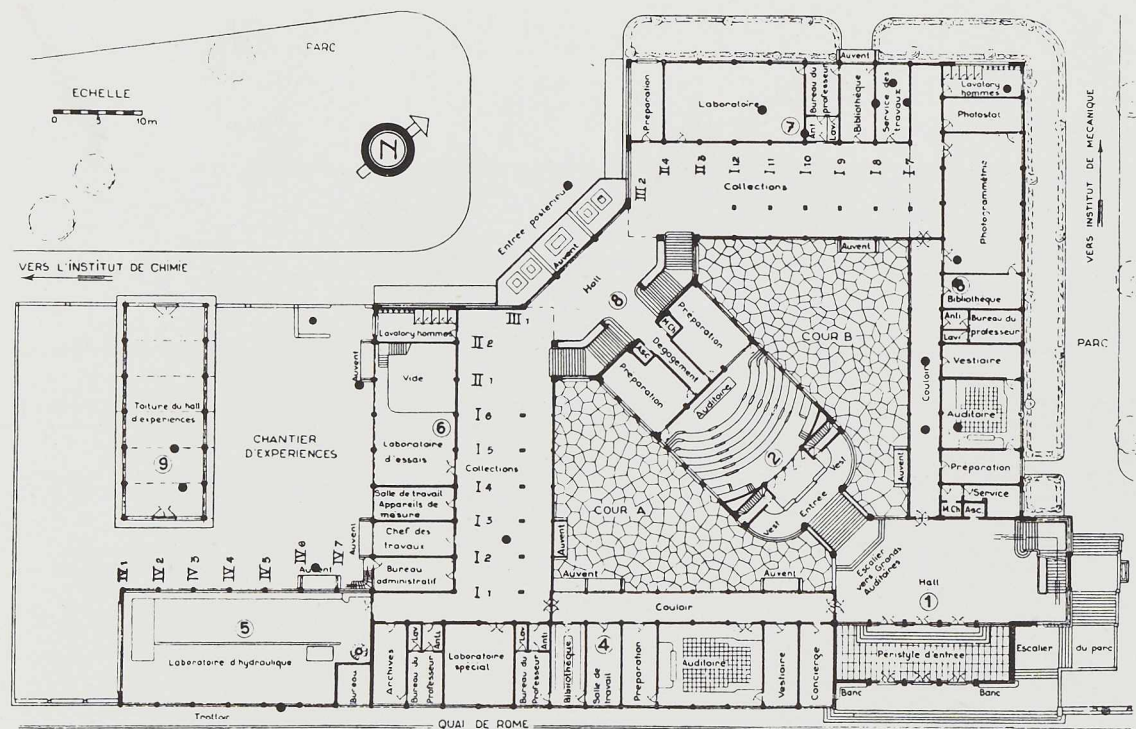


Fig. 748. Plan d'ensemble des instituts universitaires du Val-Benoît (Liège).

ment à cette épreuve et ils ont pu être restaurés dans leurs dispositions primitives. La restauration de la charpente métallique de l'Institut du Génie civil a permis de faire des observations et a présenté des particularités dignes d'être relatées. Elles sont en rapport avec les caractères de cette charpente, qui n'ont pas fait l'objet d'un exposé systématique à l'époque de la construction, en raison des circonstances. La compréhension de la relation des dégradations relevées après les bombardements et des travaux de restauration demande une description préalable de la charpente. Ses caractères sont tels qu'elle n'a pas été surpassée depuis sa réalisation, l'exposé différé n'est donc pas périmé.

Monographie succincte de l'ossature métallique de l'Institut du Génie civil

La conception de l'Institut du Génie civil procède des mêmes principes généraux que celle de

l'Institut de Chimie et de Métallurgie [2]⁽¹⁾ exécuté en premier lieu. La destination différente du bâtiment a cependant influé sensiblement sur les modalités. Le nombre des services abrités est plus élevé; le nombre des laboratoires est moindre, mais il y a plus de salles de collections et de nombreuses et grandes salles de dessin. La séparation spatiale des services est moins systématique. Les dispositions intérieures ont pu être agencées plus régulièrement que dans le premier institut, ce à quoi la direction technique a beaucoup contribué en vue de la simplification des ossatures. Une utilisation importante de l'étage inférieur a été prévue dès l'origine pour les services des laboratoires, bien qu'il soit sous le niveau surélevé de la voirie, couronnant la digue de la Meuse [10]. La façade principale est à front de cette digue (dénommée quai de

(1) Les numéros entre crochets renvoient à la bibliographie se trouvant à la fin de cet article.



Rome). Les laboratoires principaux sont situés aux deux étages inférieurs. Les salles de dessin sont presque toutes à l'étage supérieur.

Le plan général très simple (fig. 748) réalise un bâtiment carré à cour intérieure. Suivant une diagonale de cette cour, on a disposé un bloc de deux grands amphithéâtres superposés, identique à celui de l'Institut de Chimie et de Métallurgie [10]. Aux deux extrémités de cette diagonale on trouve les entrées principale (au quai de Rome) et secondaire (dans le parc). Le laboratoire d'hydraulique est placé en prolongement de la façade principale, à l'opposé de l'entrée. Cette

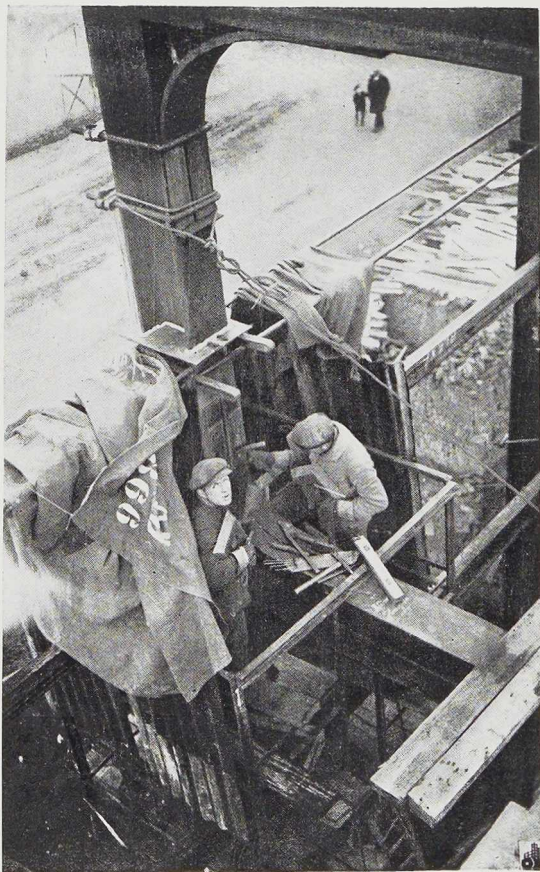


Fig. 749. Cabine de soudage, dans laquelle les ouvriers peuvent travailler à l'abri des intempéries.

disposition permet un allongement éventuel. Le bâtiment est divisé en blocs indépendants, séparés par des joints complets, comme l'Institut de Chimie et de Métallurgie, pour les mêmes raisons et de manière analogue [2].

Les deux ailes contiguës à l'entrée principale, le bloc des grands auditoires et l'entrée secondaire ont une ossature en béton armé. Les portées y sont assez réduites pour permettre l'emploi avantageux de ce matériau malgré les conditions sévères de charge [2] et les hauteurs réduites d'étages (5 mètres de plancher à plancher, sauf pour les amphithéâtres, qui ont 10 mètres de hauteur et d'assez grandes portées, mais permettent l'emploi de poutres plus hautes).

Les deux ailes restantes, qui ont 20 mètres de largeur intérieure et reçoivent les charges principales (laboratoires), de même que le laboratoire d'hydraulique, ont une ossature métallique. Les raisons justificatives sont les mêmes que celles du choix de l'ossature métallique pour l'Institut de Chimie et de Métallurgie [2], renforcées par le fait que l'argument économique s'était beaucoup amélioré en faveur de la charpente métallique, dont les prix unitaires étaient très bas à l'époque de l'adjudication.

L'ossature métallique a permis de donner au laboratoire d'hydraulique un volume minimum. Malgré une portée de 12^m86 entre axes des colonnes, on a pu réaliser, au-dessus d'un étage principal de 6^m50 de hauteur, un étage supérieur ayant 3^m50 seulement entre plancher et toiture, moyennant une hauteur libre effective de 2^m84, ceci malgré les fortes surcharges de 1 500 kg/m² (plus le poids mort) prévues à cet étage. On a pu ainsi conserver la concordance avec les niveaux de deux étages du bâtiment principal, qui ont 5 mètres de hauteur.

Pour le laboratoire d'essai des constructions du génie civil et le laboratoire de préparation des charbons et minerais et d'exploitation des mines, des surcharges de 1 250 kg/m² ont été prévues. Les portées atteignent 9^m20 et 7^m40 entre axes des colonnes. Il fallait, tout en assurant une très grande rigidité, réduire le plus possible les épaisseurs des planchers, sans colonnes dans l'intérieur des salles, ceci en vue de donner un espace utile maximum. La faible hauteur des étages rendait avantageux un gain de quelques décimètres en espace vertical disponible, pour l'emploi de machines assez hautes. L'usage de machines d'essai de précision rendait désirable une grande rigidité et l'absence de déformations croissant avec le temps. Les essais effectués sur l'ossature de l'Institut de Chimie et de Métallurgie [5] nous donnaient l'assurance que ces résultats pouvaient être obtenus par l'ossature métallique continue enrobée de béton.

La nouvelle ossature métallique a été établie selon le système de construction continue, mais

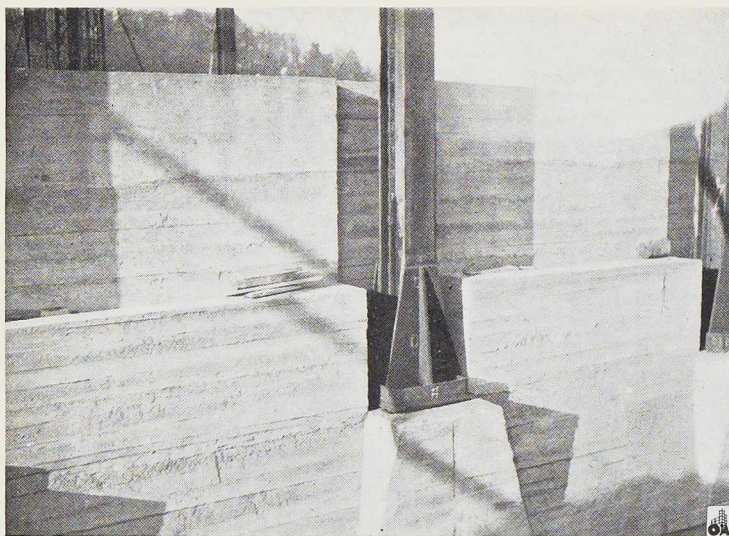


Fig. 750. Disposition d'une embase de colonne métallique.

avec assemblages entièrement soudés à l'arc électrique. Déjà pour la première charpente du Val-Benoît, j'avais envisagé l'emploi de la soudure électrique [2]. Mais j'avais préféré à cette époque ne pas prendre la responsabilité de cette étude et je m'étais borné à autoriser les soumissionnaires à présenter un contre-projet soudé s'inspirant du projet rivé. J'ai indiqué ailleurs [2] que le résultat fut négatif. J'en conclus qu'il fallait procéder à l'étude d'une charpente soudée par mes propres moyens, ce qui fut fait pour l'Institut du Génie civil. La faculté fut laissée aux soumissionnaires de présenter des contre-projets quelconques.

La plupart des firmes conservèrent le projet régulier et dix-neuf soumissions furent déposées, à des prix très intéressants. L'acier prévu était l'acier de construction prescrit par l'Etat belge, de 42 à 50 kg/mm² de résistance, 20 à 25 % d'allongement, dont la limite élastique est en général inférieure à 26 kg/mm². La S. A. d'Ougrée-Marihaye proposa, outre une offre normale, une

variante prévoyant l'emploi d'un acier spécial pour palplanches, ayant une résistance de 58 à 65 kg/mm² et un allongement de 18 à 20 %. Sa limite élastique dépasse 35 kg/mm² et sa résilience atteint 6 kgm/cm². La tension admissible a été portée de 14 kg/mm² à 20 kg/mm², d'où résultait un gain de poids très appréciable et une sensible diminution de prix. La forme et les dimensions générales de la charpente étaient conservées, de même que les nœuds d'assemblage, d'ailleurs réalisés, ainsi que les bases, en acier de 42/50 kg/mm², en vue d'éviter tout écroutissage par l'usinage. Pour le surplus, les poutrelles à larges ailes du projet original étaient remplacées par des poutrelles de profil normal renforcées de minces plats, assemblés aux ailes des poutrelles par des cordons de soudure discontinus.

Les colonnes complètes et les poutres pourvues de leurs nœuds ont été confectionnées en usine, puis assemblées entre elles sur le chantier. Deux méthodes différentes ont été employées à cet effet. Pour le laboratoire d'hydraulique, le même procédé de montage a été employé que pour l'Institut de Chimie et de Métallurgie [5]. Les colonnes ont été dressées sur leurs socles, puis les poutres ont été rapportées et soudées par leurs nœuds aux colonnes. Le joint avait été spécialement étudié à cette fin par la direction technique. Il n'y avait que des soudures d'angles verticales à exécuter. Grâce à l'emploi de cabines de soudage, la S. A. d'Ougrée-Marihaye exécuta ces soudures de montage à la perfection, en plein air et en l'air, malgré des conditions atmosphériques défavorables (en hiver et au bord d'un fleuve) (fig. 749).

Pour les deux blocs de laboratoires, formant deux complexes isolés et quasi identiques ⁽¹⁾, la S. A. d'Ougrée-Marihaye a préféré souder à terre,

(1) La ferme II-1 est anormale et diffère de sa correspondante, la ferme II-4 (voir figure 748), par la suppression de la poutre intérieure de 9m20 de portée, réalisant le vide du grand laboratoire d'essais des constructions du génie civil.

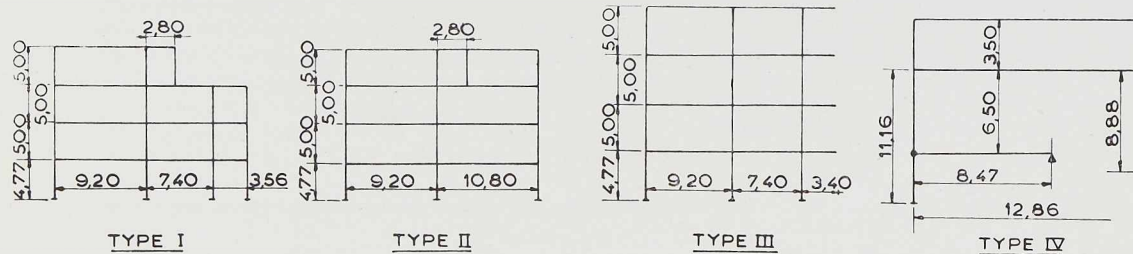


Fig. 751 à 754. Schémas indiquant les dimensions et les caractéristiques des quatre types de fermes.



couchées à plat, les grandes fermes à trois colonnes (fig. 747, p. 505). Après exécution des soudures de montage sur une face, chaque ferme a été consolidée par de fortes traverses en bois et retournée sur l'autre face au moyen d'un portique spécial de levage. Après soudage de la seconde face, chaque ferme a été dressée et posée en place au moyen du même portique (fig. 756). Les opérations de levage ont été effectuées avec une grande prudence, de manière à éviter les déformations. Elles ont été considérablement facilitées par la légèreté des fermes. Les linteaux et les entretoises ont ensuite été assemblés par soudure aux fermes, en vue de les solidariser. On a monté en général deux fermes à la fois sur le chantier, jusqu'à trois fermes vers la fin du travail. Le travail s'est effectué sans incidents notables et d'une manière exemplaire; le réglage a été satisfaisant. Le scellement s'est fait comme pour la première charpente [5], au mortier riche de ciment Portland.

La fondation des fermes était entièrement analogue à celle du premier institut [2], [5], [10], sur pieux Franki surmontés de dés rigides en béton armé. Elle a été exécutée sans aucune difficulté, le terrain étant meilleur qu'à l'endroit d'implantation de l'autre institut.

Les schémas des figures 751, 752, 753 et 754 indiquent les dimensions et les caractéristiques essentielles des quatre types de fermes utilisés. Toutes les fermes sont écartées entre elles de 4 mètres. La figure 750 montre la disposition d'une embase de colonne et la figure 755 celle d'un nœud à quatre branches. Comme dans la première charpente métallique du Val-Benoît, les éléments de tous les nœuds étaient rigoureusement identiques et interchangeables.

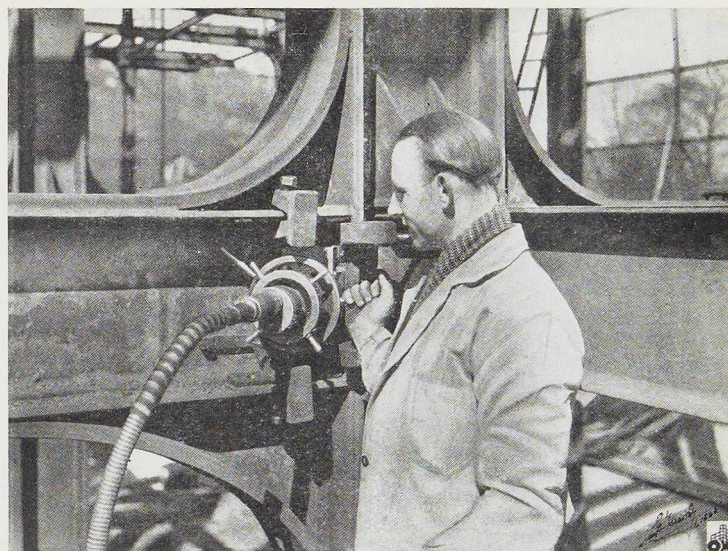


Photo G. Jacoby.

Fig. 755. Vue d'un nœud à quatre branches.

Sauf les goussets et les ailes courbes des nœuds, toute la charpente a été faite en acier à haute résistance. Les bases de colonnes sont particulièrement raidies et élancées. Comme dans la charpente rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, elles comportent une nervure sous le plateau d'assise, pour s'opposer au glissement. Elles ont aussi été simplement posées sur les blocs de fondation, sans tirants d'ancrage. Cette disposition a donné autant de satisfaction que pour l'ossature précitée. Elle a facilité la restauration, ainsi qu'il sera indiqué plus loin. Comme il a été noté précédemment, les plaques de base et les raidisseurs sont en acier 42-50.

Comme autre particularité des fermes, notons

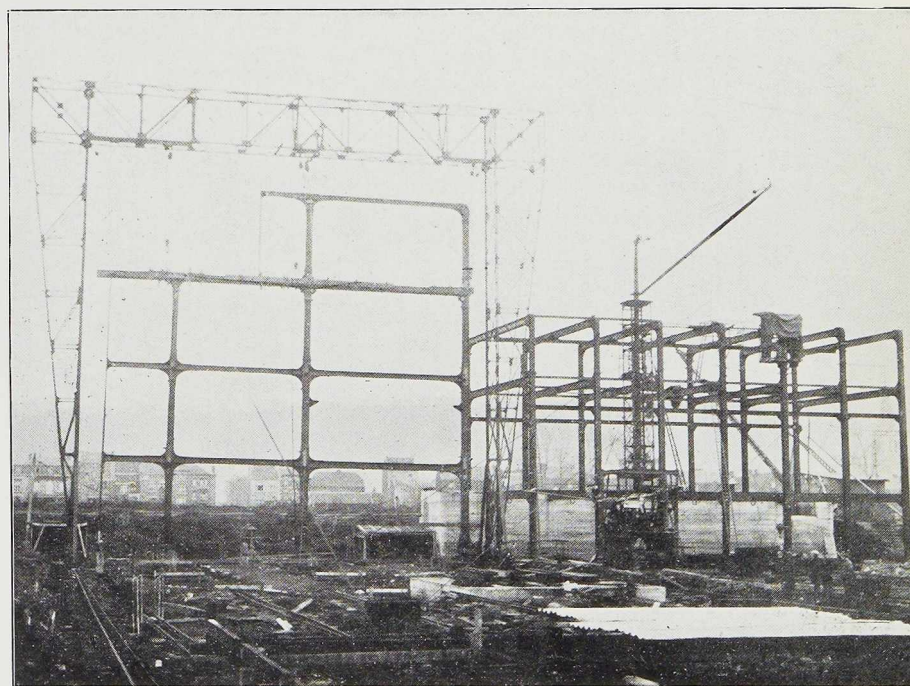


Fig. 756. Mise en place d'un cadre métallique au moyen d'un portique spécial de levage.



Fig. 757. Linteaux continus réunissant les extrémités des poutres en porte-à-faux. Les montants métalliques légers (visibles à droite) sont destinés à recevoir les châssis des vitrages et à retenir les maçonneries de remplissage.

que celles du type I, les plus nombreuses, n'ont qu'une colonne en façade extérieure; la façade vers la cour est suspendue à des poutres en encorbellement, ayant une portée de 3^m50 égale à la largeur des couloirs. Cette disposition diminue les ouvertures des cadres et améliore la sollicitation de la poutre et de la colonne contiguë à l'encorbellement. Les extrémités des diverses poutres en porte-à-faux sont réunies par des montants métalliques légers, destinés à recevoir les châssis des vitrages et à retenir les maçonneries de remplissage. Ces montants supportent à leurs extrémités inférieures des longrines qui servent de support à la partie inférieure de la façade. Aux niveaux des divers étages, des cours continus de linteaux métalliques réunissent de même les extrémités des porte-à-faux (fig. 757).

Ces dispositions ont contribué à l'économie de la charpente et à l'élégance de ses dimensions; elles ont permis des dispositions favorables des couloirs et des salles de collections; elles favorisent l'éclairage du côté des cours, qui sont de dimensions restreintes; enfin elles allègent l'architecture des façades vers les cours.

Les fermes en béton armé des autres ailes du bâtiment ont d'ailleurs reçu la même disposition.

Les nœuds rigides de la charpente continue ont été spécialement étudiés en vue de la soudure [7]. Ils ne comportent que des cordons d'angles latéraux assez légers et d'exécution facile, même au montage. A quinze d'ans d'intervalle, ce caractère pratique a été reconnu et a grandement facilité la restauration. Ces nœuds sont d'assez petites

dimensions. Le profil du gousset inférieur est elliptique; le gousset circulaire supérieur est plus petit, de manière à être entièrement enrobé dans le bétonnage sans surépaisseur.

Aux deux particularités voulues de l'ossature, d'être continue à nœuds rigides et entièrement soudée, est venue s'ajouter celle, imprévue, de l'emploi d'acier spécial carbone-manganèse-cuivre, à haute limite élastique et à haute résistance. La S. A. d'Ougrée-Marihaye avait basé son initiative sur l'expérience qu'elle avait de la soudure de cet acier dans ses palplanches, lesquelles sont soumises à des actions dynamiques brutales, qui n'étaient pas à prévoir dans la charpente. D'autre part, la soudure avait été étudiée très soigneusement et avec grande prudence: les cordons étaient réduits au minimum, étaient de petites dimensions et presque tous latéraux. Néanmoins, l'emploi de l'acier 58-65 proposé fut subordonné à une étude de soudabilité, ce qui n'était guère usuel en 1932. J'ai exposé cela avec quelques détails [11] aux Journées de la Soudure de l'A. I. Lg. (18-19 février 1938), avant que l'accident du pont de Hasselt eût perturbé les esprits à ce sujet. La disposition que je crois la plus efficace à ce sujet est que les essais d'agrégation des soudeurs étaient effectués en utilisant l'acier spécial mis en œuvre dans la charpente. La décision d'approuver la proposition de la S. A. d'Ougrée-Marihaye, qui a été prise dans l'intérêt de l'économie et de l'avancement de la technique, justifiée par les événements, a été fondée sur les éléments suivants:

1° Toutes les soudures principales sont des cordons d'angle latéraux de dimensions modérées, peu de cordons frontaux et accessoires seulement;

2° Les soudures principales sont aux nœuds et aux embases. Les éléments de ces points particuliers sont en acier 42-50. Les soudures principales réunissent donc en majeure partie des pièces en acier 42-50 et pour le reste, une pièce en acier 42-50 à une pièce en acier 58-65;

3° La soudure est réduite le plus possible. Les cordons sont d'exécution facile. Il n'y a pas de soudure au plafond. Les soudures les plus difficiles sont quelques soudures de montage verticales, relativement légères et, en fait, exécutées sans difficulté en l'air, en plein air et en hiver;

4° Des dispositions étaient prises pour une réception attentive des matériaux, une agrégation sérieuse des soudeurs et une surveillance permanente de l'exécution. L'expérience et la réputation de l'entrepreneur étaient d'ailleurs engagées par sa proposition. Toutes les garanties d'une bonne exécution paraissaient ainsi réunies, ce que l'expérience confirma.



La seule réserve à faire est la suivante. Le projet mis en adjudication prévoyait des profils à larges ailes, de telle sorte qu'il n'y avait pas de soudures dans les fermes en dehors des nœuds et des embases. L'adaptation de l'acier 58-65 se fit sans étude nouvelle de la charpente, sur la base de la substitution aux poutrelles à larges ailes de poutrelles du profil normal renforcées par de légers plats soudés aux ailes par des cordons latéraux discontinus. Cette disposition avait pour but de respecter autant que possible les dimensions extérieures du projet et de faire varier le moins possible les rapports des rigidités des poutres et des colonnes. Cela entraînait comme inconvénients :

1° L'emploi de colonnes et de poutres composées à assemblages soudés, au lieu de poutrelles laminées sans soudures;

2° Une exploitation partielle seulement des avantages de l'emploi d'acier spécial;

3° Les soudures discontinues des plats de renfort aux ailes. Une soudure continue, conforme à mes vœux, aurait exigé des cordons très minces. L'entrepreneur préférait des cordons discontinus de dimensions usuelles. Comme l'emploi des profils composés soudés constituait une proposition de l'entrepreneur, il était difficile de lui imposer une réalisation qui n'était pas conforme aux errements contemporains de la pratique. Les palplanches étaient soudées par des cordons discontinus, qui résistaient couramment aux actions brutales du battage. Il était difficile de faire prévaloir sur ce fait d'expérience une vue qui paraissait théorique, anodine et empreinte de quelque singularité, eu égard à la dimension inusitée du cordon continu. Or, après les bombardements, on a trouvé beaucoup de plats décollés par rupture des cordons discontinus; cette avarie a été la plus fréquente. On ne peut pas en conclure que ces soudures constituaient un défaut, car elles étaient suffisantes pour assurer la sécurité voulue sous les sollicitations prévues et prévisibles. Une sollicitation imprévue et des plus brutales a seulement montré que ces cordons discontinus étaient des points plus faibles que le restant de l'ossature. Aussi la réparation a-t-elle été faite en utilisant des cordons continus minces pour l'assemblage des ailes aux poutrelles. Je n'en voudrais nullement inférer que les réparations sont plus résistantes que la charpente initiale.

Auscultation élastique de la ferme IV-4 en février 1933

J'ai choisi une ferme du type IV (laboratoire d'hydraulique) pour l'auscultation parce qu'il est

le plus simple et qu'il permet le calcul le plus sûr; par ailleurs les hauteurs inégales des colonnes et la dissymétrie qui en résultait donnent cependant au problème une grande généralité. La ferme IV-4 (fig. 748) se trouve au milieu d'un groupe de sept fermes identiques, reliées entre elles par de légères poutrelles formant linteaux et supports de ponts roulants ou palans. L'emplacement médian était tout indiqué pour éviter des déformations transversales. J'indiquerai plus loin les observations faites sur les éléments de liaison entre fermes et l'appréciation de leurs effets.

L'auscultation a pour but de déterminer expérimentalement le fonctionnement élastique de la ferme. J'entends par auscultation complète un relevé des tensions sur les fibres extrêmes du système, la sollicitation d'ensemble étant réalisée dans le plan de la ferme. Un spécialiste de la photo-élasticimétrie, le professeur C. G. J. Vreedenburgh (*De Ingenieur*, La Haye, n° du 15 juillet 1932), décrivant les installations de son laboratoire à l'Ecole Polytechnique de Bandoeng (Indes néerlandaises), écrit que pour la plupart des études, il suffit de mesurer les tensions sur les tranches, parce que ce sont les plus fortes et les plus caractéristiques. Sur les modèles de photo-élasticimétrie, ce sont parfois aussi les plus difficiles à mesurer, notamment dans les angles et en certains points singuliers. Dans une auscultation élastique sur construction réelle, les tensions sur les fibres extrêmes sont les plus faciles à relever et sont effectivement les plus intéressantes pour toutes les poutres et colonnes; elles sont aussi les plus fortes. On a donc mesuré ces tensions pour tous les éléments droits de la ferme. Les nœuds ont fait l'objet de la même auscultation, très détaillée et, pour certains d'entre eux, on a en outre relevé des tensions sur les goussets, à l'intérieur de ceux-ci.

Les résultats d'une pareille auscultation sont directement comparables à ceux du calcul. D'un coup d'œil on peut, par un diagramme, apprécier le degré de concordance du calcul (c'est-à-dire des hypothèses) et de l'expérience (c'est-à-dire de la réalité), tant au point de vue qualitatif que quantitatif.

L'auscultation constitue en même temps une épreuve nouvelle et une démonstration du système de construction continue à nœuds rigides, dont l'intérêt est augmenté par l'emploi exclusif d'assemblages soudés et d'acier spécial de construction. Enfin, elle réalisait un essai de réception sévère et détaillé d'une forme de l'entreprise de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

La définition du but de l'auscultation montre



Fig. 758. Vérin hydraulique utilisé pour l'application des efforts verticaux opposés aux milieux des deux poutres d'une ferme.

qu'il n'est nullement nécessaire ni utile que la mise en charge soit conforme à la réalité d'usage courant. Les charges usuelles sont en effet complexes, peu propices à l'expérience et à établir des conditions simples. Il est au contraire désirable que le cas de charge réalisé soit très bien défini et donne lieu à la fois à une expérience facile et précise et à des calculs simples et certains. Pour la première charpente du Val-Benoît, nous avons choisi deux charges verticales symétriques et égales [5], constituées de rails et de gueuses de fonte et suspendues par des palans. Ce dispositif s'est révélé encombrant, peu sûr (incertitude de poids), manœuvre lente et incommode (vibrations et chocs dérangeant les appareils). Pour ces raisons, la S. A. d'Ougrée-Marhay a été priée de procurer, comme moyen de mise en charge, un vérin hydraulique assez puissant. Par l'action de ce vérin, des efforts verticaux opposés ont été appliqués simultanément aux milieux des deux poutres de la ferme (fig. 758), produisant une déformation importante par le moyen d'efforts

assez modérés, de 27,5 tonnes. Le cas de sollicitation est simple et facile à calculer. Le vérin a été équipé d'un poussard et de plateaux d'appuis, attachés par des étriers boulonnés aux deux poutres. Le dispositif de mise en charge était donc absolument sûr et peu encombrant. Une pompe à main assurait une mise en charge très progressive. Deux bons manomètres de contrôle tarés permettaient de connaître les efforts avec une grande précision. La mise en charge était très progressive et sans chocs, en outre rapide et facile. On a pu ainsi effectuer l'auscultation complète en moins de trois journées, interrompues d'ailleurs par les intempéries, y compris les place-

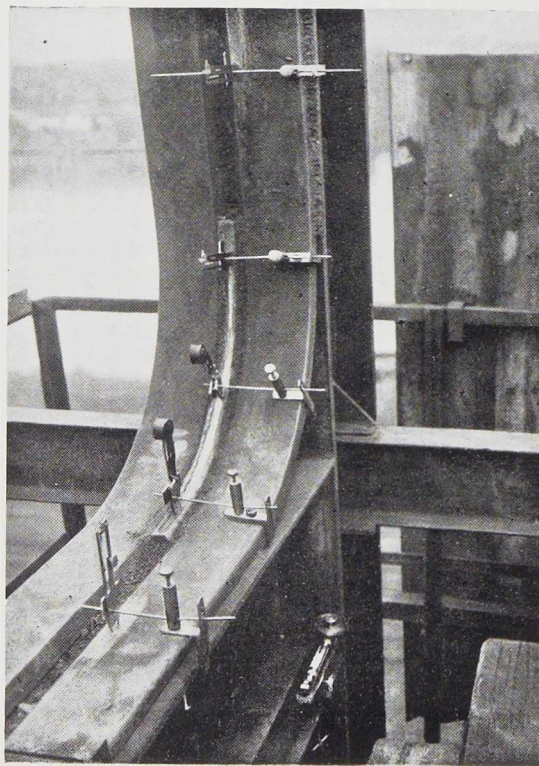


Fig. 759. Dispositif de fixation des extensomètres Huggenberger pour l'étude des nœuds de charpente.

ments et déplacements d'appareils. En outre, on a pu répéter les mises en charge un nombre suffisant de fois pour disposer d'au moins trois lectures concordantes pour chaque appareil. Les résultats de cette auscultation sont donc entièrement certains et contrôlés (ce qui ne diminue en rien le mérite des résultats plus pénibles des



auscultations de la charpente de l'Institut de Chimie-Métallurgie). On a relevé les tensions en 151 points de la ferme, dont 25 sur les poutres, 25 sur les colonnes, 50 sur les nœuds 1 et 1' et 51 sur les nœuds 2 et 2'. Le nombre de mises en charge à 27,5 tonnes a été considérable, ce qui fait que la ferme a été soumise à des charges assez fréquemment répétées. On a relevé des flèches en 8 points et des rotations en 6 points. Nous disposons du même matériel que précédemment [5], soit 12 extensomètres acoustiques Schaefer, 11 extensomètres Huggenberger, 4 fleximètres Zivy et 2 clinomètres Stoppani. Le chantier d'expérience étant monté dans de parfaites conditions, tous ces appareils ont donné complète satisfaction. Les télé-extensomètres Schaefer ont permis une auscultation parfaite des parties droites. Les extensomètres Huggenberger ont permis une étude détaillée des nœuds, grâce à un dispositif de fixation très simple et nouveau imaginé par MM. Dantinne et Sélezneff et construit par notre préparateur M. Kerfs (fig. 759). Les

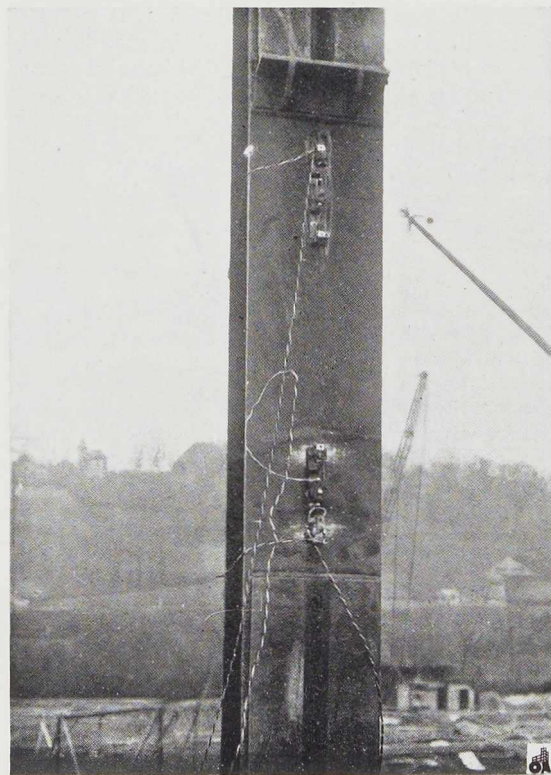


Fig. 761. Appareils utilisés pour l'étude des déformations des cadres.

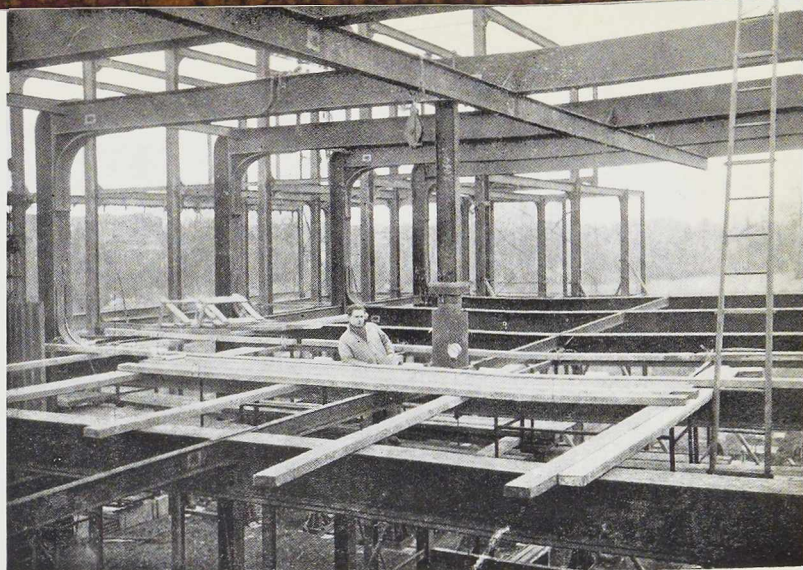


Fig. 760. Vue montrant la disposition du chantier expérimental et de certains appareils en place.

nœuds étaient facilement accessibles grâce aux cabines ayant servi à leur soudage; elles supportaient des bâches qui empêchaient le vent d'agir sur les aiguilles des appareils Huggenberger. Aussi ont-ils très bien fonctionné. L'expérience a donc été opérée dans les meilleures conditions possibles.

Les figures 760, 761, 762 montrent les dispositions du chantier expérimental et de certains appareils en place. La planche de la figure 764, page 517, indique les caractéristiques de la ferme, de la mise en charge et les diagrammes des tensions mesurées et des tensions calculées. Celles-ci ont été établies dans l'hypothèse usuelle considérant les poutres et colonnes comme prismatiques entre centres des nœuds et négligeant les renforcements des goussets. C'est la raison principale des discordances numériques entre les expériences et le calcul, ainsi que je l'ai montré déjà [5]. Mais les allures concordantes des diagrammes et les faibles écarts sont frappants. Il en est de même de l'allure rectiligne, déterminée par un grand nombre de points, des diagrammes des tensions mesurées. (Ceci prouve d'ailleurs aussi l'habileté et l'entraînement des opérateurs.) Comme dans les auscultations précédentes [5] et pour les mêmes raisons, on constate un déplacement des points d'inflexion vers l'intérieur des poutres, prouvant un encastrement réel plus grand que l'encastrement théorique. Les fatigues maxima mesurées ($13,14 \text{ kg/mm}^2$) sont inférieures de 7 % aux fatigues maxima calculées ($14,15 \text{ kg/mm}^2$).

Les tableaux suivants donnent la comparaison des flèches et des rotations des nœuds selon les mesures et selon le calcul.

	Rotations mesurées	Rotations calculées	Différence en %
$\cdot 10^{-6}$	2770.10 ⁻⁶	3525.10 ⁻⁶	21,5
$\cdot 10^{-6}$	- 3547.10 ⁻⁶	- 4377.10 ⁻⁶	19
$\cdot 10^{-6}$	- 3215.10 ⁻⁶	- 3701.10 ⁻⁶	13
$\cdot 10^{-6}$	2936.10 ⁻⁶	4326.10 ⁻⁶	32
$\cdot 10^{-6}$	- 496.10 ⁻⁶	0	-
$\cdot 10^{-6}$	473.10 ⁻⁶	0	-

TABLEAU I
Rotations des nœuds mesurées et calculées

	Flèches mesurées	Flèches calculées	Différence en %
11	24,91 mm	31,00 mm	19,7
22	23,88 mm	33,45 mm	28,6

TABLEAU II
Flèches mesurées et calculées

Pour tenir compte approximativement des variations de profil des barres dans les régions nodales, on pourrait effectuer les calculs par la méthode du moment d'inertie moyen [1]. J'ai montré à propos de la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie que les rapports des coefficients de rigidité des diverses barres sont quasi inchangés. Il en est ainsi à plus forte raison pour la charpente de l'Institut du Génie civil, car les goussets y sont encore moins développés. Aussi, les valeurs des tensions calculées n'en seront-elles guère affectées. Seules, les déformations seront diminuées en raison inverse de l'augmentation générale de rigidité considérée et l'écart entre les nouvelles valeurs calculées et les valeurs mesurées diminuera. Ce point a été suffisamment établi dans l'étude relative à la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, je ne crois pas devoir y insister. D'une manière générale, je crois pouvoir abrégier le commentaire des nouveaux essais en renvoyant aux publications antérieures pour les éléments de discussion déjà élucidés.

Le calcul des moments fléchissants et des efforts longitudinaux à partir des tensions mesurées ne donne rien de plus caractéristique que les tensions mêmes [5].

Les rotations des embases des colonnes ont été perceptibles, comme l'établissent les valeurs inscrites au tableau précédent.

Les embases étaient scellées, c'est-à-dire en contact avec la fondation pour toute leur base, mais pour le reste entièrement libres et non ancrées.

Elles témoignent donc d'un léger défaut d'encastrement. Cela tient uniquement au mode de mise en charge, qui était le plus défavorable possible pour l'encastrement des embases. En effet, il y provoquait des moments fléchissants très appréciables, sans aucune réaction longitudinale correspondante. Il devait donc se développer des extensions dans la surface de contact, c'est-à-dire plus exactement, une rupture de contact. En pratique, les charges usuelles produiront des compressions appréciables et de faibles moments fléchissants, de telle sorte que le contact sera toujours assuré partout et que l'encastrement sera pratiquement réalisé.

L'écart sur l'encastrement des bases des colonnes est donc le seul reproche qu'on puisse faire aux conditions de l'expérience. Il a nécessairement réagi sur les tensions, mais dans une faible mesure, ainsi que le prouvent les calculs. Si l'on porte en compte les rotations mesurées des embases, les nouveaux résultats de calcul des tensions, des flèches et des rotations des nœuds diffèrent d'ailleurs davantage des résultats mesurés.

Les faibles rotations des embases dans les conditions de l'expérience prouvent la grande rigidité des embases, résultant d'ailleurs de leur constitution (fig. 750). Lorsque le vérin était en charge, sa course atteignait environ 5 cm; la déformation du cadre supérieur était nettement visible à l'œil nu. On n'a observé aucune flèche permanente et toutes les soudures sont restées absolument intactes, malgré les multiples mises en charge.

Tous les observateurs ont eu l'impression d'une épreuve sévère de la ferme, qui s'est comportée parfaitement et d'une manière totalement élastique.

Il est curieux que la flèche de la poutre supérieure soit moindre que celle de la poutre inférieure, alors que le calcul initial lui assignait une plus grande valeur. Cela est dû à la liaison réalisée avec les poutres supérieures des fermes voisines par le chemin de roulement du palan supérieur, rigidement soudé aux poutres des fermes par des goussets, ainsi que l'a montré la correction ci-après.

On a mesuré les flèches des poutres supérieures des deux fermes voisines. On a trouvé ce qui suit :

Ferme voisine, côté Liège	1,820 mm
Ferme IV-4	23,88 mm
Ferme voisine, côté Seraing	1,925 mm

Au delà des deux fermes immédiatement voisines à droite et à gauche, on n'a plus décelé



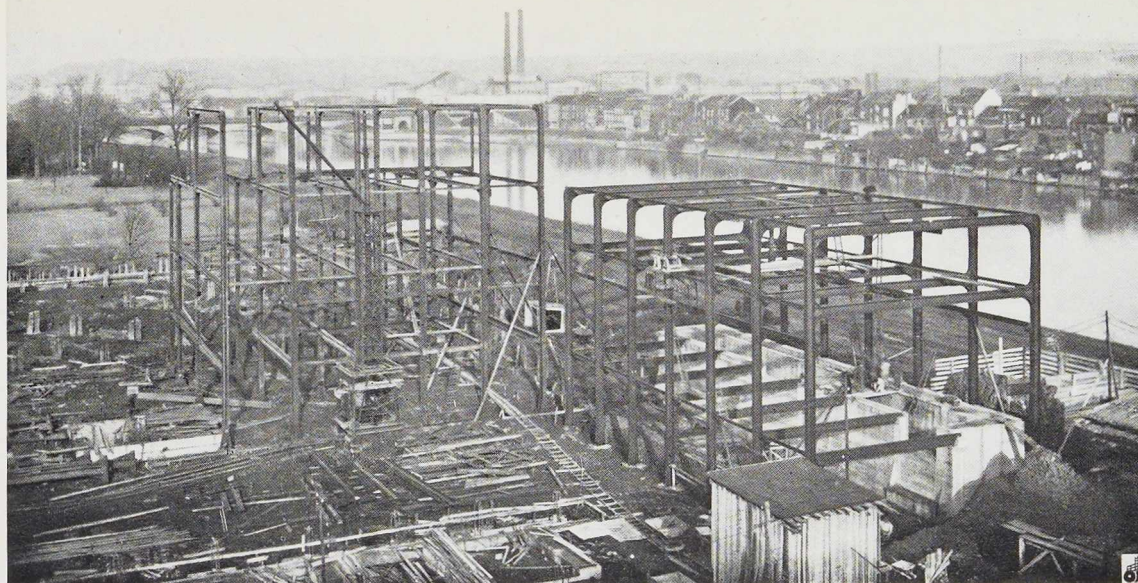


Fig. 762. Chantier des instituts universitaires du Val-Benoît.

d'influence très appréciable et on s'est borné à les considérer seules.

En admettant très grossièrement que les flèches soient proportionnelles aux charges, on peut estimer que les fermes voisines déchargent la poutre supérieure d'environ 13,5 %.

Il y correspondrait, au droit de l'attache des poutres de roulement du palan, une force de 3,75 tonnes ⁽¹⁾ agissant vers le bas sur la poutre supérieure 22'. D'où les écarts plus grands constatés par rapport au calcul pour la poutre supérieure et une explication partielle de ces écarts, en même temps qu'un exemple de l'influence de la continuité des longrines et de la soudure de leurs assemblages.

La planche de la figure 764, page 517, reproduit le diagramme corrigé des tensions calculées dans la poutre 22' en tenant compte de cette force de 3,75 tonnes. L'influence sur les tensions de la poutre 11' et des colonnes est négligeable. On voit que les nouvelles tensions calculées sont cette fois-ci inférieures aux tensions mesurées dans la zone des fatigues les plus élevées.

Cela provient vraisemblablement de ce que la décharge de 3,75 tonnes, grossièrement calculée, est exagérée. Ensuite, l'effet des charges concentrées est d'augmenter les tensions de flexion dans leur voisinage, ainsi qu'il résulte d'expériences que j'ai citées au Congrès international des Ponts et Charpentes à Paris en 1932. Enfin l'allure du diagramme des tensions mesurées

⁽¹⁾ Au lieu de 3,6 t comme il est marqué sur la planche de la figure 764.

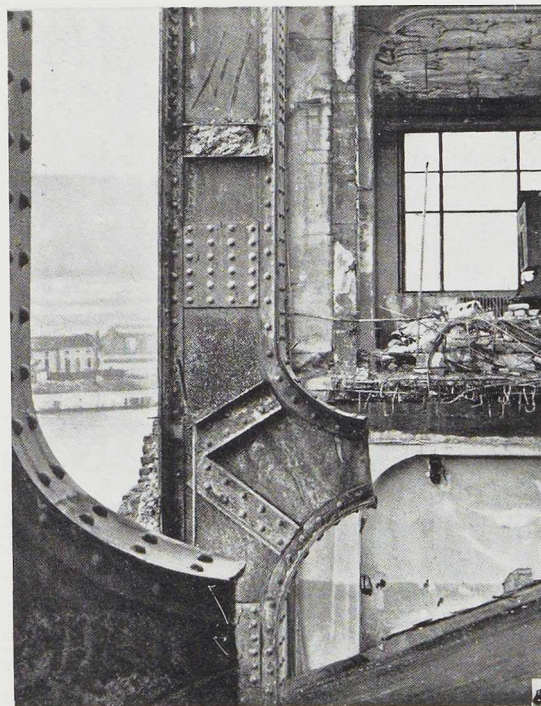


Photo G. Jacoby.

Fig. 763. Aspect d'un nœud de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie après coupage des poutres, montrant une grande fissure dans le gousset partant d'un trou de rivet.

décèle incontestablement une perturbation dans la région de l'attache des poutrelles de roulement du palan, entraînant une augmentation locale des tensions, qui dépend d'ailleurs aussi des positions des appareils de mesure.

Bref, on peut conclure qu'au point de vue de la sécurité, il est désavantageux de faire la correction qui peut provenir de la continuité des longrines ou autres éléments transversaux. Il est non seulement plus simple, mais aussi plus sûr de ne pas en tenir compte, car les tensions réelles sont plus considérables que celles découlant du calcul perfectionné.

Je ne rendrai point compte ici des résultats des essais sur les nœuds 1, 1', 2 et 2'. Ils présentent surtout de l'intérêt au point de vue de l'étude des nœuds mêmes. Ils ont été réunis aux résultats des auscultations des autres types de nœuds de la charpente, dont l'ensemble a été publié ailleurs [7].

Les nœuds assurent une excellente transmission des efforts élastiques des poutres aux colonnes. La variation des tensions est progressive et, dans le dispositif d'essai adopté, les tensions relevées dans les nœuds sont partout inférieures à celles relevées vers les milieux des poutres.

On a observé 8,5 kg/mm² au maximum dans le nœud 1 et 12 kg/mm² au maximum dans le nœud 2'.

Les nœuds soudés remplissent donc parfaitement leur office.

Avant de conclure, faisons encore observer que les tensions relevées au moyen de l'appareil acoustique sur les poutres et les colonnes, mais principalement les premières, devraient subir une correction, du fait de la flexion⁽¹⁾. Cette correction est par excès, de telle sorte que les tensions mesurées subiraient encore une diminution d'ailleurs insignifiante. Dans ces conditions et comme il n'en résulterait qu'une amplification des résultats généraux mis en évidence, je crois pouvoir me borner à cette observation générale, qui accentue encore l'impression de sécurité ressortant des essais.

On peut déduire de cette auscultation les conclusions suivantes :

I. Les fermes métalliques continues à nœuds rigides ont un fonctionnement élastique conforme à celui que leur assigne la théorie;

II. Les écarts numériques entre les résultats des mesures et des calculs proviennent principalement des renforcements dus aux nœuds et, éventuellement, de la continuité partielle établie avec des fermes voisines par le gitage;

⁽¹⁾ Voir F. CAMPUS et R. DANTINNE, *Le télé-extensomètre système Dr O. Schaefer* (Bulletin de la Société Royale Belge des Ingénieurs et des Industriels, n° 10, 1932).

III. Ces écarts peuvent être diminués en calculant par la méthode du moment d'inertie moyen. Cette complication n'est toutefois guère utile lorsque les nœuds sont aussi réduits qu'ils le sont dans la charpente de l'Institut du Génie civil;

IV. A ces écarts correspond un déplacement des points d'inflexion vers l'intérieur des poutres et une majoration du degré d'encastrement par rapport au calcul;

V. Les assemblages soudés se sont parfaitement comportés et ont permis la réalisation de nœuds idéalement rigides;

VI. Les fermes soudées n'ont malgré la répétition des efforts et une sollicitation sévère et imprévue, pris aucune déformation permanente appréciable. Leur fonctionnement a été parfaitement élastique;

VII. Les soudures ont subi les épreuves sans dommage. Les tensions calculées dans les soudures discontinues des plats aux ailes des poutrelles atteignaient 4,25 kg/mm². Les auscultations des nœuds, dont il a été rendu compte [7], ont montré que certaines soudures transmettaient effectivement des efforts considérables;

VIII. L'acier spécial s'est très bien comporté; il ne pouvait en être autrement;

IX. Il n'est pas recommandable de tenir compte, dans les calculs, de la continuité des gîtages lorsque cette action tend à décharger.

Ont participé aux essais :

MM. Dantine, Sélezneff et Spronck, collaborateurs scientifiques du laboratoire d'essai des constructions du Génie civil et M. Kerfs, préparateurs du dit laboratoire.

MM. Perelman et Sternbach, ingénieurs à la Direction technique des Travaux et M. Bosly, secrétaire;

M. G. Moressée, ingénieur et M. Melotte, chef de chantier de la S. A. d'Ougrée-Marihaye.

La S. A. d'Ougrée-Marihaye a favorisé les expériences par les moyens qu'elle a mis à ma disposition et un agencement très perfectionné des accès et du chantier expérimental.

M. l'ingénieur Perelman⁽¹⁾ avait dressé les plans de la ferme, M. Sélezneff a effectué les calculs de comparaison pour l'auscultation, collationné les résultats des essais et tracé les diagrammes.

Observations finales

Ainsi que je l'ai indiqué dans une autre publication [6], le poids de la charpente s'est élevé à 20,15 kg/m³ de volume bâti, en moyenne. Il est à remarquer que l'avantage de l'emploi de l'acier

⁽¹⁾ M. Perelman est décédé en 1947.



spécial n'est important que pour les grandes fermes. Pour les linteaux, longrines et autres éléments accessoires, qui ne constituent d'ailleurs qu'une faible part du poids total, l'acier ordinaire et les assemblages courants ne semblent pas devoir en pratique céder le pas. La continuité des longrines pourrait être assez facilement assurée par soudure, moyennant une faible diminution de poids. L'étude ultérieure de la charpente projetée pour le Laboratoire de Thermodynamique, selon les mêmes principes en envisageant dès l'origine l'acier 58-65, a permis de réduire le poids à 16,69 kg/m³ bâti.

Les facteurs de l'allègement sont la continuité, la soudure et l'acier spécial. De la comparaison des trois charpentes citées et des contre-propositions diverses présentées dans les adjudications, on peut déduire les ordres de grandeur suivants, avec des réserves qui s'imposent du fait que les termes de comparaison n'avaient pas tous la même origine et que leurs conditions d'établissement pouvaient donc différer.

1° La continuité entraîne une diminution pratique de plus de 50 % sur la hauteur des poutres et une diminution de poids de l'ordre de 15 % ou davantage;

2° La soudure entraîne une diminution de poids de l'ordre de 8 % par rapport à une charpente continue rivée;

3° L'acier spécial entraîne encore une diminution de poids de l'ordre de 10 % par rapport à une charpente continue soudée en acier ordinaire.

La cumulation des trois facteurs permet donc un allègement total de 30 % par rapport à une charpente ordinaire (non continue, rivée, en acier courant). Ces chiffres n'ont rien d'absolu. Ils s'appliquent surtout aux grandes fermes plutôt qu'aux linteaux, longrines et autres éléments accessoires et ils varient donc d'après les proportions de ces éléments dans le poids total. D'autres circonstances, telles que les portées et l'élévation, influent aussi en ce sens que l'avantage des dispositions perfectionnées croît avec ces facteurs. Enfin des facteurs personnels interviennent, dont il résulte éventuellement des avantages relatifs plus importants que ceux cités ci-dessus.

De ces divers facteurs d'allègement, celui de continuité est le plus important et le plus général. Il a des avantages indirects d'économie, car il permet d'augmenter les portées, de réduire le nombre des colonnes et de diminuer la hauteur

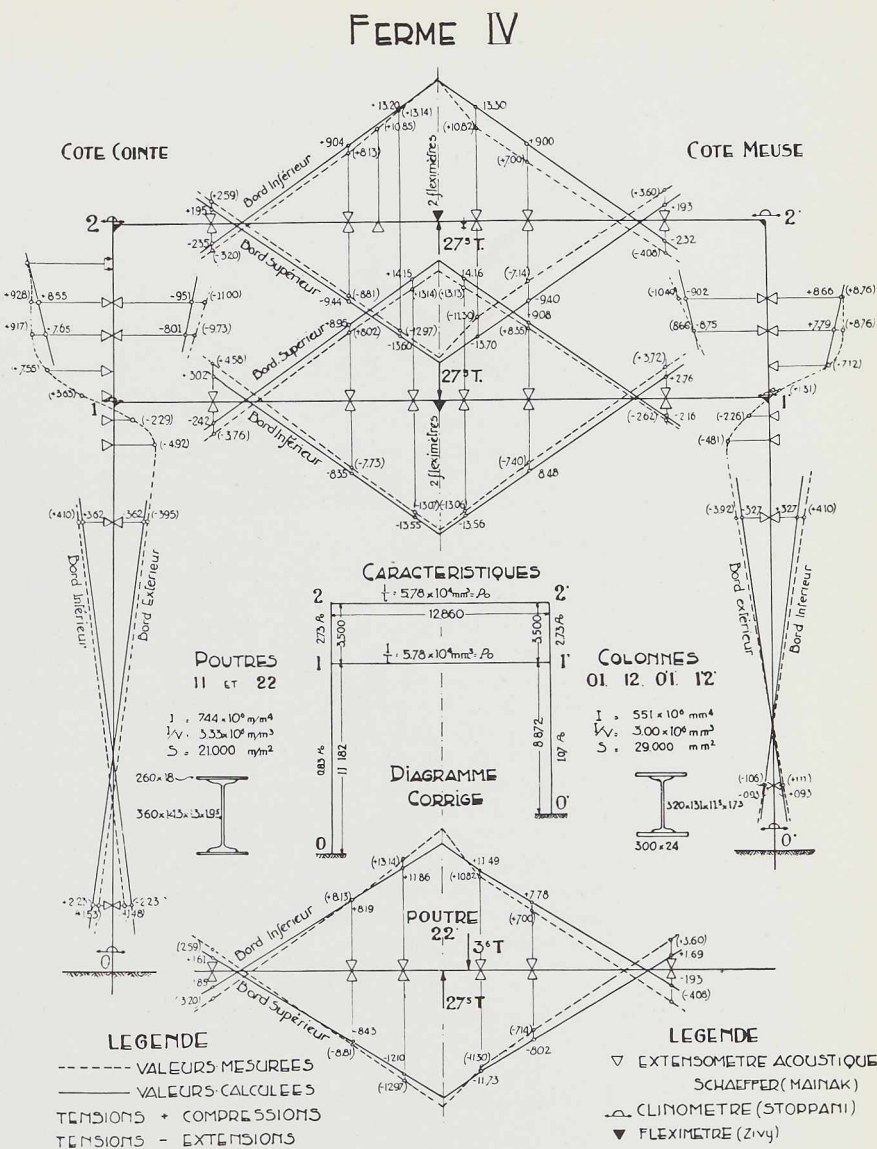


Fig. 764. Diagrammes des tensions calculées et mesurées de la ferme IV-4.

L'effort du vérin est de 3,75 t au lieu de la valeur indiquée de 3,6 t.

des poutres, ce qui entraîne une diminution du volume bâti et une plus grande utilisation de l'espace et du volume disponibles. L'acier à haute résistance vient en deuxième lieu et surtout pour les éléments importants. L'allègement dû à la soudure est très variable d'après l'importance des assemblages et peut être assez réduit si l'on s'in-

		Acier	
		58-65	42-50
Limite élastique en kg/mm ²	min.	33,6	26,3
	max.	38,5	28,4
Tension de rupture en kg/mm ²	min.	59,8	43,0
	max.	63,5	44,8
Allongement moyen de rupture en %	min.	19	23,3
	max.	25,7	30,0
Résilience en kgm/cm ²	min.	5,87	—
	max.	6,98	—
Pliage au naturel		bon	bon
Pliage après trempe		—	bon

TABLEAU III
Caractéristiques des aciers de 1932-1933

génie, par des dispositions bien étudiées, à alléger le plus possible les constructions rivées. J'ai déjà indiqué [6] que la charpente continue en acier spécial étudiée pour la Laboratoire de Thermodynamique en vue de la soudure a finalement été rivée, avec une augmentation de poids de 4 % environ [7]. Cela provient de la réduction à l'extrême des éléments d'assemblage dans ces charpentes en raison de l'emploi développé de poutrelles laminées, sans renforts. Les colonnes qui constituent une part importante du poids, sont principalement comprimées et ne sont pas déformées par la rivure. Quant aux poutres, une conformation bien étudiée des nœuds permet d'éviter le déformement des poutres en reportant les rivures dans les régions voisines des points d'inflexion.

J'ai éprouvé un vif intérêt à établir cette relation dont la majeure partie reproduit le texte de brouillons rédigés il y a environ quinze ans. Je n'ai pas éprouvé l'impression qu'ils avaient vieilli surtout après les constatations faites sur

TABLEAU IV
Caractéristiques des aciers de 1945-1946

		Acier	
		56-65	42-50
Limite élastique en kg/mm ²	min.	37,5	33,1
	max.	40,7	
Tension de rupture en kg/mm ²	min.	54,0	46,9
	max.	59,5	
Allongement moyen de rupture (en %)	min.	19,1	24,6
	max.	23,3	
Résilience au naturel en kgm/cm ²	min.	13,9	10,9
	max.	17,7	11,3
Résilience après vieillissement en kgm/cm ²	min.	10,3	11,1
	max.	11,6	
Pliage au naturel		bon	bon
Pliage après trempe		bon	bon
Ségrégation		néant	néant

les dégâts causés à la charpente par les bombardements et l'expérience de la restauration, à laquelle j'ai été personnellement étranger, mais qui a conduit ceux qui l'ont réalisée à apprécier favorablement les dispositions générales et de détail de la charpente. Sans doute, s'il fallait en établir le projet avec le bénéfice de l'expérience actuelle, y apporterais-je d'insignifiantes modifications : poutres laminées d'un seul tenant ou en cas de profils composés, soudures latérales continues; légère modification du profil courbe des nœuds, dans le sens d'une réduction des goussets [7]. Seulement, il y a la question de l'acier qui a entretemps subi des avatars dont la restauration de la charpente de l'Institut du Génie civil établit bien le caractère irrationnel. Mon intervention personnelle dans cette restauration s'est bornée à ceci : le directeur général des bâtiments civils du Ministère des Travaux publics m'a prié, en mai 1945, de l'accompagner dans une visite d'inspection des instituts universitaires sinistrés du Val-Benoît, en vue de lui donner mon avis bénévole sur les possibilités de restauration et sur les dispositions à prendre. J'établis la possibilité de reconstruction aussi bien des ossatures en béton armé que des charpentes métalliques. Je préconisai la reconstruction selon les plans primitifs, ce qui fut admis. Enfin, je préconisai de faire effectuer les travaux de reconstruction des ossatures par les entrepreneurs qui les avaient exécutées. Ce conseil fut suivi en ce qui concerne les charpentes métalliques. La S. A. d'Ougrée-Marihaye fut donc chargée de réparer la charpente qu'elle avait construite.

Celle-ci était constituée de l'acier que la Société avait proposé elle-même. A ma connaissance, elle n'avait éprouvé aucune difficulté dans l'exécution et elle n'avait reçu aucun reproche officiel ou autre à ce sujet. Les constatations faites après les bombardements avaient établi la bonne tenue de la charpente sous une sollicitation d'une brutalité tout à fait exceptionnelle et imprévue. Cependant, sous l'empire de tendances entrées en vigueur depuis 1938, la Société a tout d'abord fait des réserves au sujet de l'emploi d'acier spécial pour la reconstruction et ne s'y est finalement résolue que moyennant l'emploi d'un acier particulièrement élaboré. Les tableaux III et IV résumément les caractéristiques des aciers de 1932 et de ceux de 1945.

Les aciers de 1945-1946 étaient donc d'une très grande propreté et remarquablement élaborés. mais le 56-65 atteignait à peine la nuance, ce qui n'avait pas d'importance eu égard à la haute valeur de la limite élastique. On ne peut qu'applaudir à l'emploi d'aussi bons aciers, mais cela n'enlève rien, à mon avis, aux mérites de la



charpente de 1932-1933, qui relèvent plutôt de l'art du constructeur que de la qualité de l'acier.

Dégâts à l'ossature métallique de l'Institut de Chimie et de Métallurgie

Une monographie détaillée de cette charpente a été publiée en 1933 [5]. Elle est continue, en acier 42-50 et rivée. Elle a été moins détruite que celle de l'Institut du Génie civil, ayant été moins touchée par les bombes. Il n'y a eu de dégâts qu'aux poutres, d'une gravité comparable à celle de l'ossature soudée de l'Institut du Génie civil. La charpente s'est d'ailleurs aussi bien comportée. A signaler (fig. 763) une importante fissure dans un nœud, partant d'un trou de rivet, et la déformation considérable (fig. 765) d'une poutre touchée de plein fouet par une bombe qu'elle a fait ricocher (ferme A 6, fig. 747, p. 505) [5].

La réparation a été faite en acier 42-50, avec assemblages rivés, par les soins de la S. A. d'Ougrée-Marhay. La S. A. d'Enghien Saint-Eloi qui avait construit la charpente avait décliné la réparation, en raison de l'éloignement, de la faible importance du travail et des circonstances difficiles de l'époque. Il est à noter que pour la réparation de cette ossature entièrement rivée, on a eu recours à une application très partielle de la soudure.

Effet de l'enrobage en béton des charpentes

Les deux charpentes métalliques de l'Institut du Génie civil et de l'Institut de Chimie et de Métallurgie sont enrobées de béton [5 et 10]. Cet enrobage s'est très bien comporté malgré sa faible épaisseur. L'adhérence s'est révélée parfaite, à tel point que lors du décapage en vue des réparations, il a été difficile d'enlever les dernières pellicules de mortier. Cette adhérence était favorisée par une très légère armature pour la charpente soudée tout à fait lisse de l'Institut du Génie civil et rien que par les saillies des têtes de rivets pour la charpente rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie. Le béton d'enrobage était un béton bien composé mais formé de matériaux médiocres : 800 litres de gravier de Meuse 10/30, 350 litres de sable de Meuse graveleux, 100 litres de laitier granulé broyé et 350 kg de ciment de laitier spécial. Il avait été mis en œuvre assez mou, pour assurer un bon enrobage. Le résultat a été excellent et lors de la restauration, il est apparu que ce béton était très résistant. Un enrobage bien exécuté n'exige donc pas d'armatures de liaison.

Selon mes observations, la charpente métallique enrobée résiste mieux aux effets des bombardements et du souffle que la charpente métal-

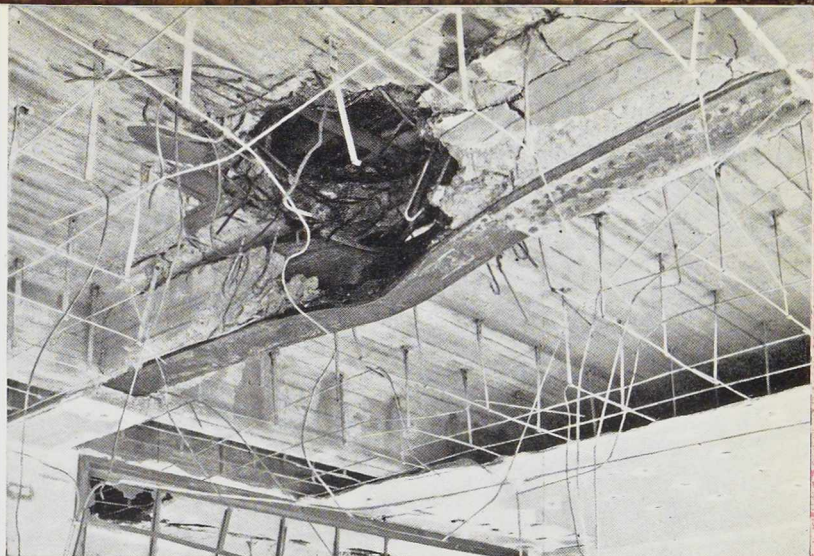


Fig. 765. Déformation d'une poutre touchée de plein fouet par une bombe qu'elle a fait ricocher.

lique nue. Elle résiste mieux aussi que le béton armé, à cause de sa faculté de résister à la flexion en tous sens, alors que la plupart des éléments résistants d'une ossature de bâtiment en béton armé sont conditionnés pour résister à la flexion seulement sous l'effet des charges verticales agissant de haut en bas, tandis que les effets de pressions considérables des explosions s'exercent en sens inverse. Il en est résulté dans les ossatures en béton armé des deux autres ailes de l'Institut du Génie civil des destructions plus importantes et des fissurations très étendues et affectant, par continuité, des colonnes et des poutres éloignées des centres d'explosions. F. C.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] F. CAMPUS, L. LEMAIRE et A. SPOLIANSKY, *Mémoire sur les gratte-ciel à carcasse métallique (Congrès international de la construction métallique, Liège, 1930)*.
- [2] F. CAMPUS, *La conception technique de l'Institut de chimie et de métallurgie de l'Université de Liège au Val-Benoît* (Conférence du 21 mars 1931 publiée dans l'Annuaire de l'A. I. Lg., 3^e et 4^e trimestres de 1931).
- [3] F. CAMPUS, *Application des principes de la continuité aux charpentes métalliques*. Communication du 26 juillet 1932 à la 52^e session de l'A.F.A.S. à Bruxelles.
- [4] F. CAMPUS, *Etudes et essais relatifs aux nœuds de charpente* (Revue universelle des Mines, 1^{er} et 15 janvier, 1^{er} février 1933).
- [5] F. CAMPUS, *Les charpentes métalliques de l'Institut de chimie et de métallurgie de l'Université de Liège au Val-Benoît* (R. U. M., 1^{er} et 15 mars, 15 avril 1933).
- [6] F. CAMPUS, *Les charpentes métalliques continues* (Deuxième Congrès national des Sciences, Bruxelles, 1935).
- [7] F. CAMPUS, *Nœuds rigides de charpentes métalliques continues* (Deuxième Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes, Berlin, 1936. Publication préliminaire).
- [8] F. CAMPUS et A. SPOLIANSKY, *Progrès réalisés en Belgique de 1932 à 1936 dans les applications de l'acier à la construction des ponts et charpentes* (Idem. Publication préliminaire).
- [9] F. CAMPUS, *Contrôle de la qualité des soudures* (Idem. Publication finale).
- [10] F. CAMPUS, *Les Instituts de la Faculté des Sciences appliquées de l'Université de Liège au Val-Benoît. La direction technique* (R. U. M., février 1938).
- [11] F. CAMPUS, *Le contrôle des constructions soudées* (R. U. M., juin 1938).

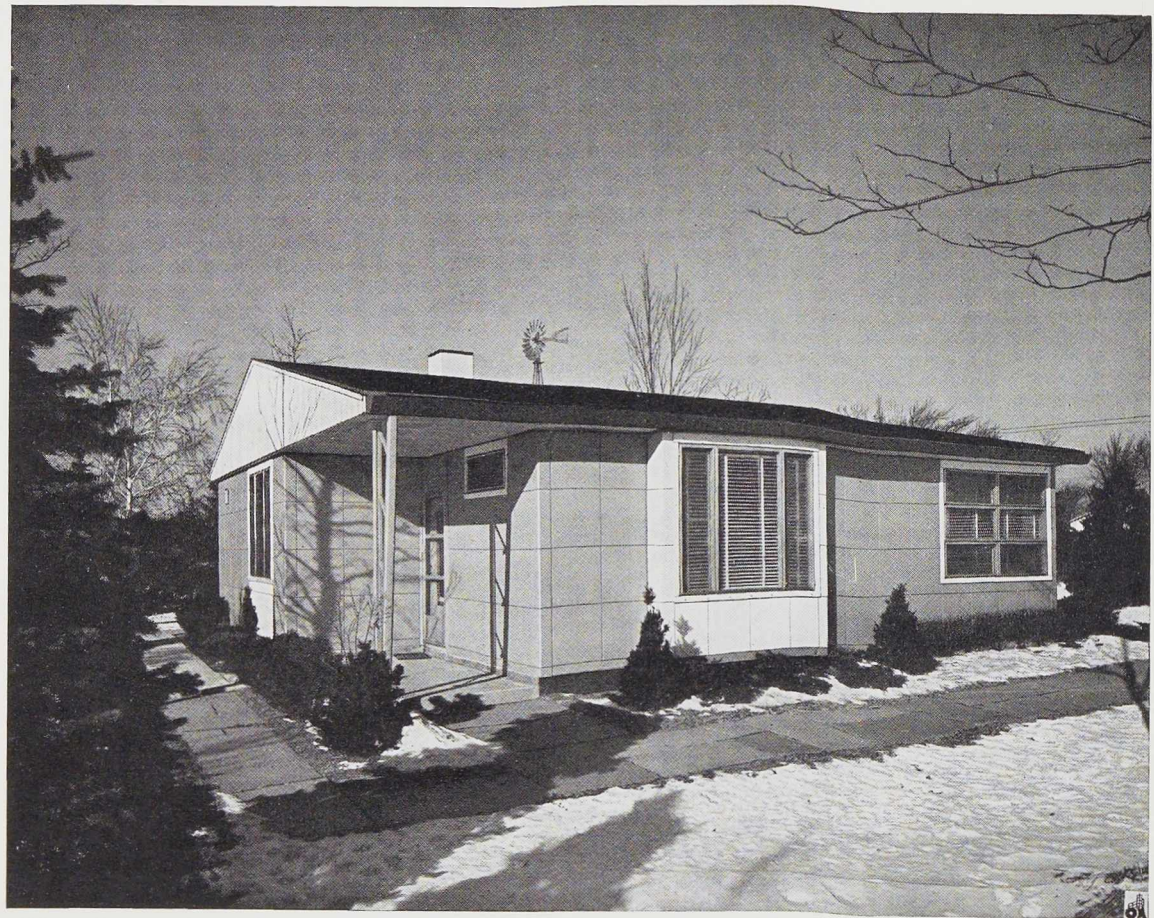


Fig. 766. Vue d'ensemble d'une maison préfabriquée « Lustron Home ». Photo Hedrich-Blessing.

La maison préfabriquée „ Lustron Home ”

La « Lustron Corporation » de Columbus (Ohio) a mis sur le marché une maison préfabriquée confortable, toute en acier (fig. 766).

Ossature

L'ossature en est constituée de profilés en tôle pliée standardisée. Un profil sert pour les mon-

tants des murs et les éléments des fermes, un autre pour les filières. On réalise ainsi des éléments standards soudés comportant deux paires de montants, des traverses et des diagonales. Ces panneaux sont fixés par boulons de scellement dans la fondation de béton. Vers le haut, ils sont réunis par une filière sur laquelle viennent s'appuyer les entrants des fermes (fig. 767). L'écartement des traverses horizontales de ces panneaux



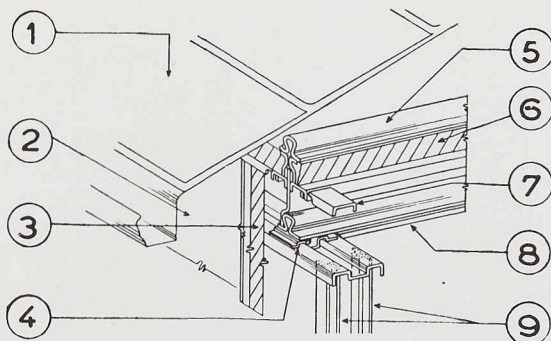


Fig. 767 et 768. Détails de construction d'une maison préfabriquée « Lustron Home ».

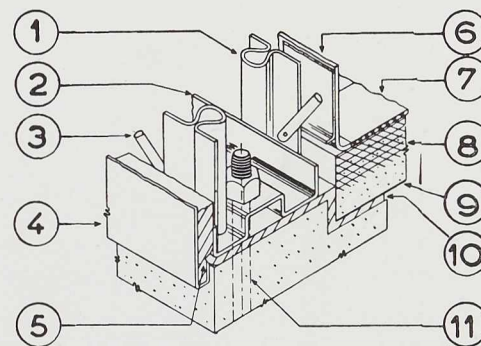
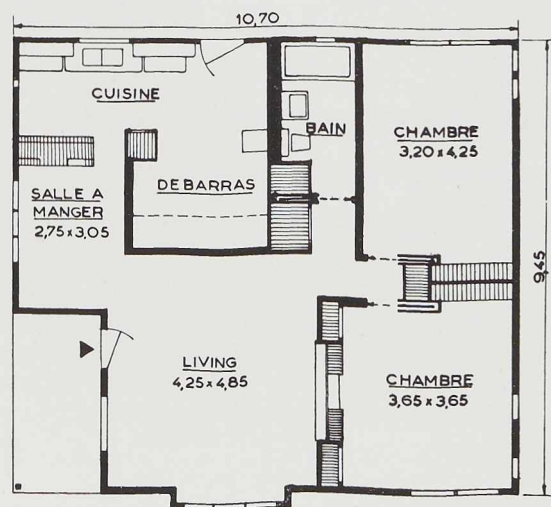
1. Panneaux de toiture émaillés. - 2. Panneau d'extérieur émaillé. - 3. Isolant. - 4. Plaque d'appui de la ferme. - 5. Ferme. - 6. Isolant. - 7. Support d'isolant. - 8. Panneau de plafond. - 9. Montants du mur.

est tel que les baies de fenêtres et de portes se forment automatiquement lors du montage; elles sont, par le fait, de dimensions standards et les châssis et encadrements viennent s'y insérer exactement.

Murs et plafonds

Les parements des murs, tant extérieurs qu'intérieurs, sont faits en plaques de tôle émaillée au feu, de dimensions telles qu'elles s'ajustent entre les montants et traverses de l'ossature: il n'y a qu'à les poser et les fixer au moyen d'un dispositif d'accrochage dont elles sont pourvues, employant un minimum de vis dissimulées. Un joint plastique serré entre panneaux contigus assure l'étanchéité.

Dans l'espace entre ces deux parements, c'est-



1. Montant. - 2. Fourrure. - 3. Entretoise. - 4. Panneau émaillé. - 5. Isolant (7 cm). - 6. Dalle asphaltée. - 7. Dalle de pavé. - 8. Béton armé de treillis. - 9. Papier goudronné. - 10. Isolant. - 11. Boulon d'ancrage.

à-dire dans l'épaisseur du mur, où sont logés les éléments de l'ossature, passent toutes les canalisations. Le reste est bourré d'un isolant thermique et acoustique. Les panneaux extérieurs sont de plus garnis, sur une épaisseur de 7 cm, d'un isolant spécial, incombustible.

Les plafonds et le toit sont également constitués de plaques émaillées standards, tandis que les parquets sont réalisés en carreaux asphaltiques posés sur une dalle en béton, isolée elle-même de la fondation par un carton bitumé et par un joint de dilatation en mastic expansible.

Aménagements intérieurs

Les couleurs des panneaux muraux ou des plafonds sont au choix de l'acquéreur. Toutes les chambres sont pourvues de placards, d'étagères ou de commodes, de sorte qu'aucune armoire n'est nécessaire pour l'ameublement: par exemple, la paroi séparant la cuisine de la salle à manger est combinée en armoire du côté cuisine et étagère à porcelaine du côté salle à manger; de plus, elle est percée d'un passe-plats, permettant un service direct.

La cuisine présente ainsi, sur une face, une armoire du sol au plafond (fig. 770). Sur l'autre face, on trouve un évier, une machine à laver la vaisselle et le linge et les emplacements pour le réchaud à gaz ou électrique et pour le frigidaire; un ventilateur électrique évacue vers l'extérieur les vapeurs et odeurs de cuisine.

La salle de bain est équipée d'une baignoire avec douche, lavabo et W. C.; les tuyauteries apparentes sont en cuivre, éventuellement chromé, l'éclairage

Fig. 769. Plan d'une maison Lustron de 100 m² de superficie.

Fig. 770. Cuisine du « Lustron Home » pourvue d'un équipement moderne facilitant le travail de la ménagère.

est assuré par tube lumineux disposé au-dessus du miroir de lavabo. La porte est coulissante; elle s'éclipse dans une rainure séparant le placard de la salle de bain de celui du dégagement. Les portes des chambres à coucher sont également coulissantes, ce qui procure un gain de place intéressant.

Le chauffage se fait par rayonnement des plafonds : ceux-ci, chauffés par le dessus par une circulation d'air chaud, rayonnent de la chaleur dans les chambres; ce système supprime les radiateurs encombrants et les courants de convection qui véhiculent les poussières. De plus, il permet l'installation du foyer au niveau du plafond, économisant ainsi de la surface de plancher. Ce foyer, qui est évidemment à fonctionnement automatique, chauffe en même temps un « chauffe-eau » qui alimente la cuisine aussi bien que la salle de bain.

L'éclairage diurne est très abondant, grâce aux larges fenêtres à châssis métallique et le soir, les appareils électriques ont un rendement lumineux extraordinaire à cause des murs et des plafonds émaillés. D'autre part, l'émail ne retenant guère la poussière, supportant parfaitement l'eau, l'entretien se réduit à un simple lavage à l'éponge. Il n'y a pas de frais de peinture ni de tapissage à envisager, la teinte de l'émail étant stable quels que soient son âge et son exposition à la lumière.

Enfin, la maison d'acier émaillée est incombustible, à l'épreuve des intempéries et du soleil



aussi bien que des insectes et des rongeurs. Désirant créer une habitation confortable et d'un prix abordable, la « Lustron Corporation » a renoncé à faire une maison démontable et transportable, mais elle est fournie par l'usine en pièces détachées, dont l'assemblage peut être fait en 3 jours, après coulée et durcissement de la dalle de fondation en béton.

Articles à paraître prochainement :

- Commentaires sur le nouveau règlement des appareils de levage, par L. Baes.
 - La charpente métallique de la nouvelle centrale de Monceau, par F. Hebrant.
 - Tableaux d'équivalence entre normes belges et étrangères, par R. Mossoux.
 - Le nouveau règlement belge concernant l'action du vent sur les constructions, par L. Blanjean.
 - Evolution dans la construction des ponts en Belgique, par J. Lourtie.
 - Soudage intégral d'un cuvelage de haut fourneau, par M. Debatty, etc.
-



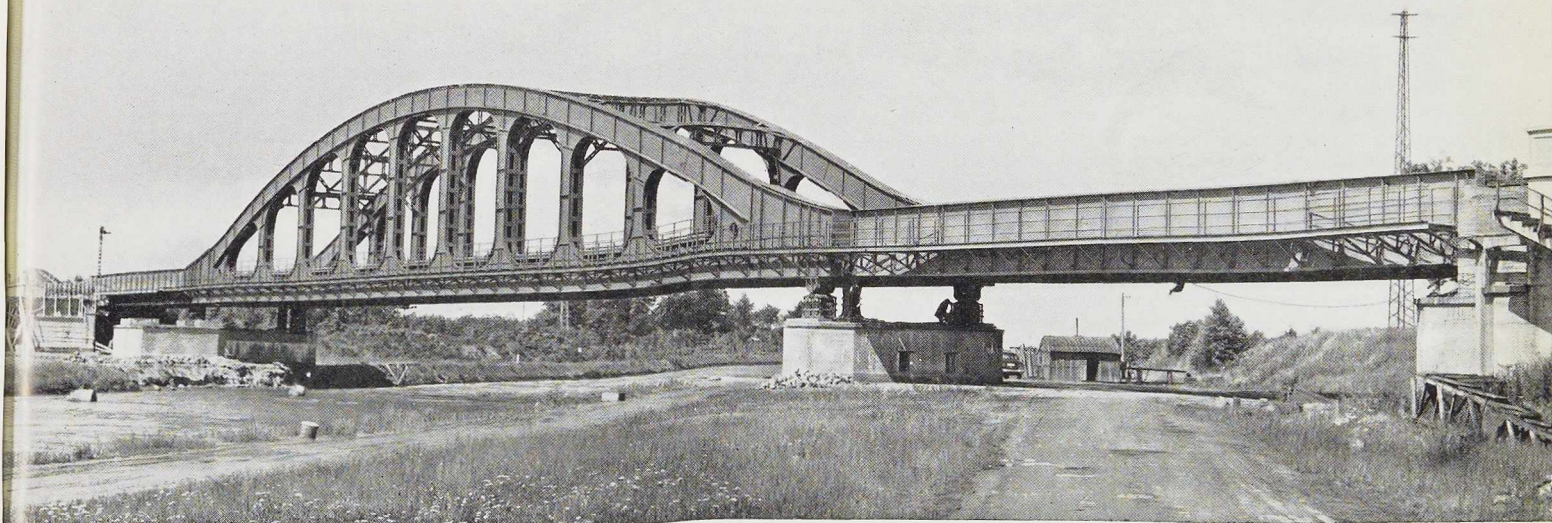


Fig. 771. Vue d'ensemble du nouveau pont-rails d'Hérentals.

La travée Vierendeel du pont-rails d'Herentals sur le canal Albert

par E. Dorlet,

Ingénieur (A. I. Br.) à la Société John Cockerill.
Professeur à l'École Industrielle Supérieure de Seraing

Introduction

Le nouveau pont-rails, à double voie, d'Hérentals, a été mis en service dans le courant du mois de mars 1948 (fig. 771).

Il s'agit d'un ensemble composé d'une travée centrale avec poutres en garde-corps du type Vierendeel de 89^m54 d'axe en axe des appuis et de deux travées d'about avec poutres principales à âme pleine de 33^m20 de portée.

Ce dispositif à appuis normaux, établi sur le canal Albert, franchit la cunette du canal et les deux chemins latéraux, malgré le biais prononcé de l'axe des voies de chemin de fer par rapport à l'axe du canal.

L'ensemble remplace partiellement un complexe formé d'un pont à double voie et d'un pont à simple voie construits en 1934 par la S. A. John Cockerill, à Seraing, pour le compte de la Société Nationale des Chemins de Fer Belges

(S. N. C. B.), et comportant 3 200 tonnes d'aciers rivés (fig. 773). Ces ponts avaient été étudiés par le Bureau d'Etudes des Ponts de la S. N. C. B. sous la direction de M. Desprets, Ingénieur en chef de cette société et Professeur à l'Université Libre de Bruxelles. Ils ont fait l'objet d'une communication particulièrement importante du Professeur Desprets, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, en octobre 1935. Une documentation fouillée en a été publiée dans *L'Ossature Métallique* de novembre 1934.

Lors des événements de 1940, le Génie militaire belge fit sauter ces ouvrages.

La reconstruction de la travée Vierendeel du pont à double voie fut confiée à la S. A. John Cockerill, à Seraing.

Mettant à profit la connaissance du comportement des ouvrages antérieurs et celui d'autres réalisations du même genre, nous avons, en relation constante avec le Professeur Desprets, revu

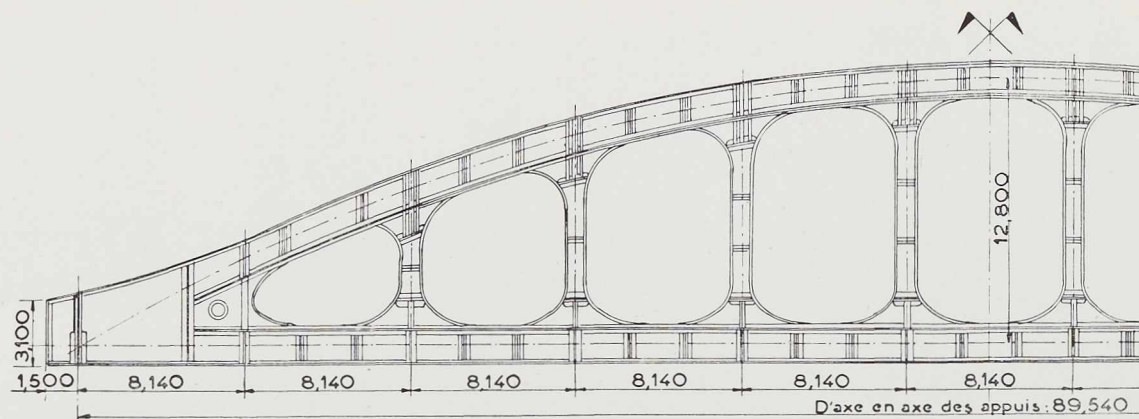


Fig. 772. Demi-élévation d'une poutre principale, constituée par un arc parabolique surbaissé au 1/7, avec onze panneaux.

l'ouvrage en ce qui concerne notamment le tablier et l'allégement des poutres principales.

Poutres principales

La travée Vierendeel du pont-rails d'Hérentals a une portée entre appuis de 89^m54.

Donnant passage à deux lignes de chemin de fer, les deux poutres principales sont écartées, d'axe en axe, de 9^m35.

Les poutres principales comprennent, dans leur dispositif essentiel, un arc parabolique surbaissé au 1/7^e avec onze panneaux (fig. 772), ce qui donne un écartement de 8^m14 entre montants. L'auteur du projet a mentionné dans la communication précitée qu'elles avaient été calculées suivant la méthode du Professeur Vierendeel, donnée dans son Cours de Stabilité.

Les éléments constitutifs sont établis en poutres à caissons en doubles T pour absorber les moments fléchissants de sens variable; les montants viennent s'insérer logiquement dans l'arc et dans le tirant.

Dans le panneau IV-V, par exemple, les profils adoptés sont indiqués aux figures 774, 775 et 776 (p. 526).

A noter que l'âme de 568 X 12 est continue sur toute la hauteur du montant.

Il est, évidemment, mis en œuvre de nombreux raidisseurs et de nombreux diaphragmes de liaison des éléments constitutifs des caissons.

La figure 778 (p. 527) montre la robustesse d'un nœud (détail du nœud supérieur au montant V). On remarquera le raccord parfaitement progressif du montant à la membrure supérieure; la même disposition est d'ailleurs respectée à tous les raccords de montant.

Il y a lieu de noter la continuité de l'arc et du tirant entre les extrémités. Cette conception est logique puisque la poutre Vierendeel travaille comme une poutre en bowstring sous une surcharge uniforme complète. A la jonction de l'arc et du tirant, il a été créé une culasse très importante, demandant la mise en œuvre de tôles de grandes dimensions.

Les joints d'atelier ont été réduits au minimum compatible avec les dimensions commerciales des laminés. La détermination des joints de montage a été influencée heureusement par le principe de fabrication en atelier de tronçons du plus grand poids compatible avec les engins de levage du constructeur. La membrure supérieure d'arc comprend 5 joints de montage; le colis le plus lourd pesait 27 tonnes, et le plus grand avait une longueur de 17^m20. La membrure inférieure de tirant a été prévue avec 6 joints de montage, y compris 2 joints aux culasses d'about, le colis d'about pesait 38 tonnes et avait une longueur de 21^m85. A chaque montant il a été prévu 2 joints de montage, le tronçon le plus long pesant 9,5 tonnes.

Tablier

La voie est posée directement sur les longrines.

Dans le but de donner au tablier la rigidité la plus grande, il y a un intérêt majeur à donner aux éléments constitutifs du tablier — longrines et entretoises — la hauteur maximum compatible avec les niveaux à respecter. D'ailleurs, la liaison des entretoises aux montants des poutres principales crée un cadre transversal dont l'influence sur la rigidité du pont est d'autant plus grande que l'entretoise est plus rigide.

La différence exceptionnelle de niveau entre



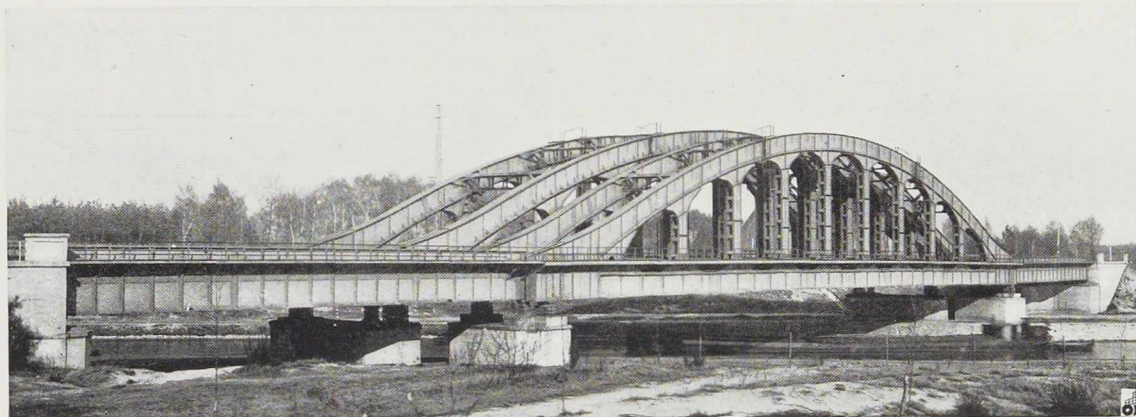


Fig. 773. Vue de l'ancien pont détruit pendant la guerre.

l'assiette supérieure des longrines et la semelle inférieure des entretoises — 2^m50 environ — a permis de placer les longrines sur les entretoises.

Les pièces de pont, d'une portée théorique d'axe en axe des montants de 9^m35, ont un profil constitué par :

- 1 âme de 1 440 × 15;
- 4 cornières de 180 × 180 × 16;
- 6 semelles de 400 × 14.

Leur hauteur représente donc un peu plus de 1/6^e de la portée théorique.

Des circonstances spéciales, dues aux conditions d'approvisionnement défectueuses au moment de la commande des matériaux, ont obligé à prévoir des *longrines* en profil composé au lieu de profil laminé Grey, comme il est logique de le faire dans les ponts-rails. On a tenu compte de la continuité des longrines, renforcée d'ailleurs par la présence de couvre-joints au droit des entretoises; de plus, la soudure des rails a été adoptée. Dans ces conditions, les longrines ont été réalisées par les éléments suivants :

- 1 âme de 880 × 10;
- 4 cornières de 120 × 120 × 10;
- 2 semelles de 300 × 12.

La portée d'entretoise à entretoise est de 8^m14. Le rapport hauteur sur portée est donc de 1/9^e.

Des consoles importantes créent une liaison rigide entre les longrines et les entretoises, d'une part, et les entretoises et les montants, d'autre part, tandis que les cadres d'entretoisement relient entre eux les éléments du platelage (fig. 779).

Contreventements

a) Pour éviter la flexion gauche et la torsion des longrines sous la réaction de lacet, on a prévu

un *contreventement* dit de *lacet* au niveau de la table supérieure des longrines. Il consiste à ajouter aux deux longrines d'une voie, des montants et des diagonales pour créer une poutre triangulée destinée à reporter les actions latérales aux entretoises.

Le contreventement de lacet est constitué de cornières de 90 × 90 × 12.

b) Contreventement général inférieur

L'action du vent sur la partie inférieure de l'ouvrage, la réaction de lacet et les autres actions horizontales sont absorbées par un *contreventement général inférieur*.

Il est constitué par un losange reliant le milieu des entretoises au milieu du tronçon de la membrure inférieure comprise entre deux montants successifs. Des bracons supplémentaires relient les longrines aux points d'attache des entretoises à la poutre principale; ils transmettent directement aux poutres principales les réactions de freinage et permettent la suppression du contreventement classique de freinage.

Dans l'esprit de l'auteur du projet, il s'agissait de créer un ensemble particulièrement rigide réalisé avec des éléments courts et attachés de façon plus efficace que les diagonales d'un contreventement ordinaire en croix de Saint-André. Régnant au niveau des semelles inférieures des longrines, ce contreventement est relié à la charpente du pont par des goussets largement conçus de 14 mm d'épaisseur.

Les diagonales du losange sont formées de deux cornières accolées de 150 × 150 × 15, tandis que pour les bracons d'angle, deux cornières accolées de 120 × 120 × 12 ont été mises en œuvre.

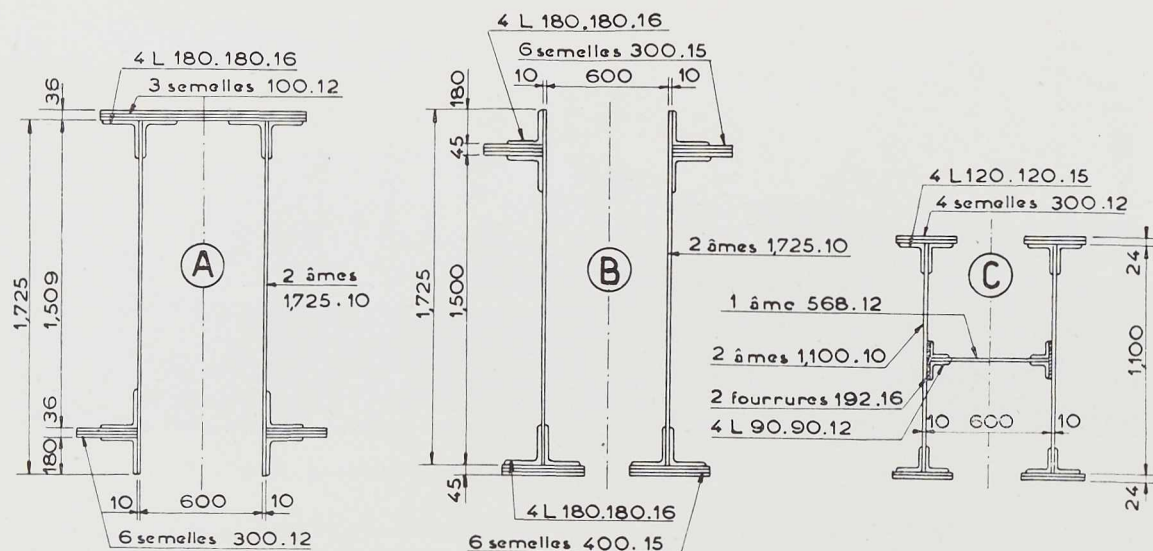


Fig. 774 à 776. Détails techniques :
A. Membrane supérieure. - B. Membrane inférieure. - C. Montant.

c) Contreventement général supérieur (fig. 777)

Dans l'étude citée dans l'introduction de la présente note, M. le professeur Desprets a montré que les arcs des poutres Vierendeel présentent une sécurité très grande contre le flambage d'ensemble entre appuis. En conséquence, le contreventement général supérieur peut être réduit à des éléments légers. La robustesse des arcs en est mieux accusée.

Ce contreventement comprend essentiellement des portiques légers entre les montants, en U de $120 \times 55 \times 7$ dans la majorité des cas. La poutre supérieure de ces portiques sans diagonales rappelle la poutre Vierendeel à brides parallèles. Pour le spectateur scrutant le contreventement, le principe Vierendeel a été également respecté puisque les portiques sont uniquement réunis aux arcs par des contrefiches.

Appuis

La travée centrale du pont d'Hérentals est montée uniquement sur appuis mobiles. Le but de cette disposition est de réduire la largeur des piles intermédiaires, moyennant une solidarisation des tabliers des travées centrale et latérales par un accrochage flexible des longrines d'about, pour reporter toute réaction longitudinale sur les appuis fixés aux culées.

La figure 780 donne une vue en élévation de l'appui mobile. Il comprend :

1 balancier de centrage de réaction du type des appuis fixes classiques;

2 segments de grand diamètre (850 mm) donnant une grande sensibilité et répartissant également la réaction d'appui entre eux;

1 parallélogramme déformable, formé par un double système de biellettes articulées, assurant une liaison effective et continue de l'appareil à dilatation et du pont.

Les appuis de l'ancien pont furent récupérés après la destruction de 1940. Il fut décidé, lors de la reconstruction, d'augmenter le tirant d'air sous le pont de 500 mm; un intercalaire fut donc placé entre l'ancien appui et le nouveau tablier. Cet élément fut exécuté en tôles soudées de 60 mm d'épaisseur recuites après assemblage.

Montage

L'ouvrage a été monté sur palées installées dans le canal Albert et sur les berges de façon à tenir compte, d'une part, de la position des joints des membrures inférieures, d'autre part, de la passe navigable à laisser libre.

La travée centrale du pont d'Hérentals franchit le canal sous un angle voisin de 45° . Le maintien de la passe navigable, laquelle exigeait la présence de 13 mètres normalement à son axe, interdisait la présence de supports de montage dans cette zone. Pour suppléer à ces supports, on installa les calages sur des poutrelles de 1 mètre de hauteur. Mesurées suivant l'axe longitudinal du pont et compte tenu de l'angle qu'il fait avec



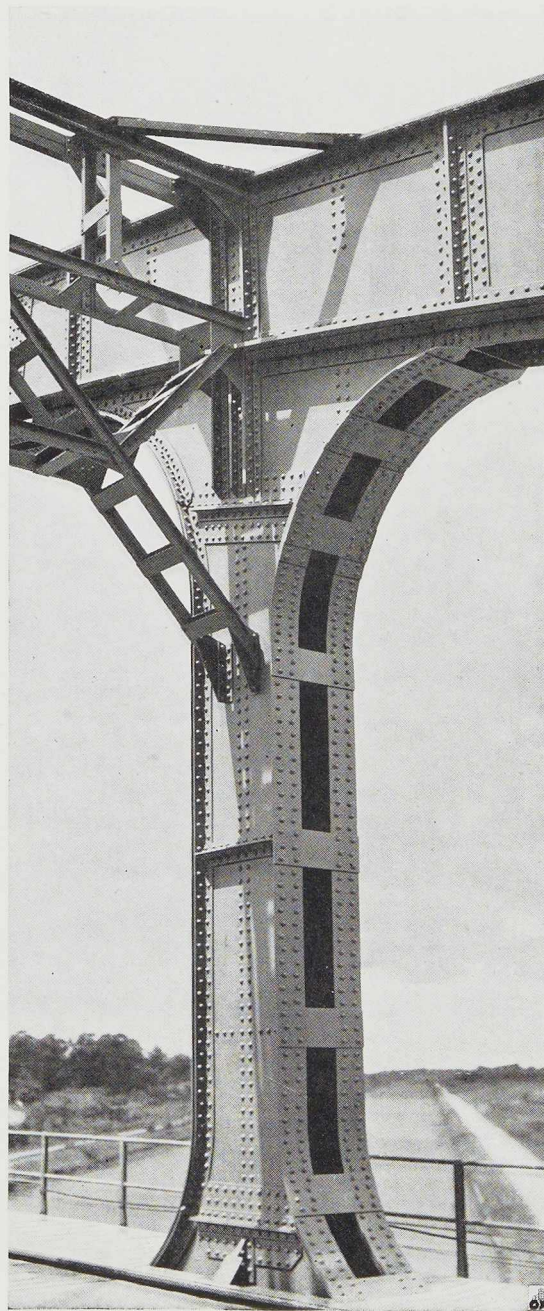


Fig. 777. Vue d'un montant avec le raccord du contreventement supérieur.

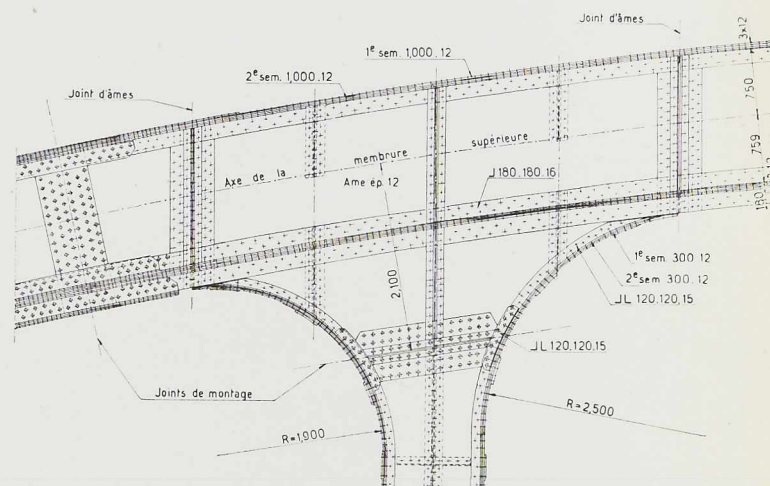


Fig. 778. Nœud supérieur au montant V. Noter la robustesse de l'assemblage.

celui de la passe marinière, ces poutrelles avaient une portée d'environ 22 mètres.

Notons, en outre, la présence d'un pont provisoire du type militaire (voir figure 183 du n° 5-6-1945 de *L'Ossature Métallique*), dont l'axe central n'était distant que de 8^m605 de l'axe de la travée centrale du pont définitif. Empiétant sur le gabarit de la travée Vierendeel, il fut nécessaire d'approprier les palées du pont provisoire pour les marier avec les palées de montage.

Le montage a débuté par la pose du tablier, c'est-à-dire, membrures inférieures, entretoises, longrines et contreventements, en commençant par l'extrémité amont. Le tablier fut placé au fur et à mesure de la mise en place des membrures inférieures. Rappelons que les tronçons d'extrémité de celles-ci, pesant chacun 38 tonnes et ayant une longueur de 22 mètres environ, constituaient les colis préfabriqués les plus pondéreux. Les autres colis des membrures tant supérieures qu'inférieures mesuraient 16 mètres pour un poids de 25 tonnes.

Les éléments arrivés par chemin de fer, dans l'axe même de l'ouvrage, furent acheminés vers celui-ci par wagons de service ensuite enlevés par des engins fixes (mâts de montage) ou bigues flottantes, selon le cas, puis mis en place.

Lorsque le tablier fut entièrement monté, on procéda à son réglage, mise sous flèche et calage définitif.

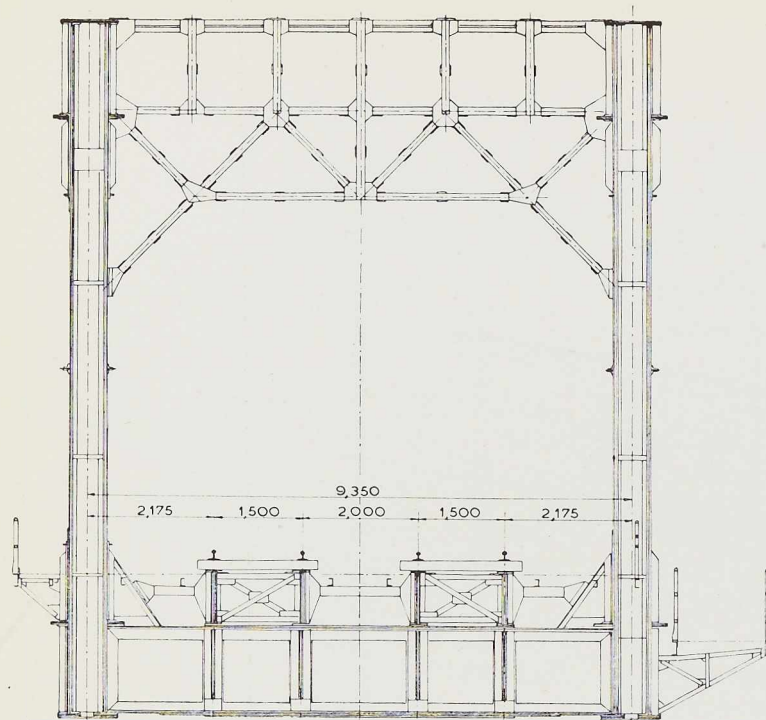
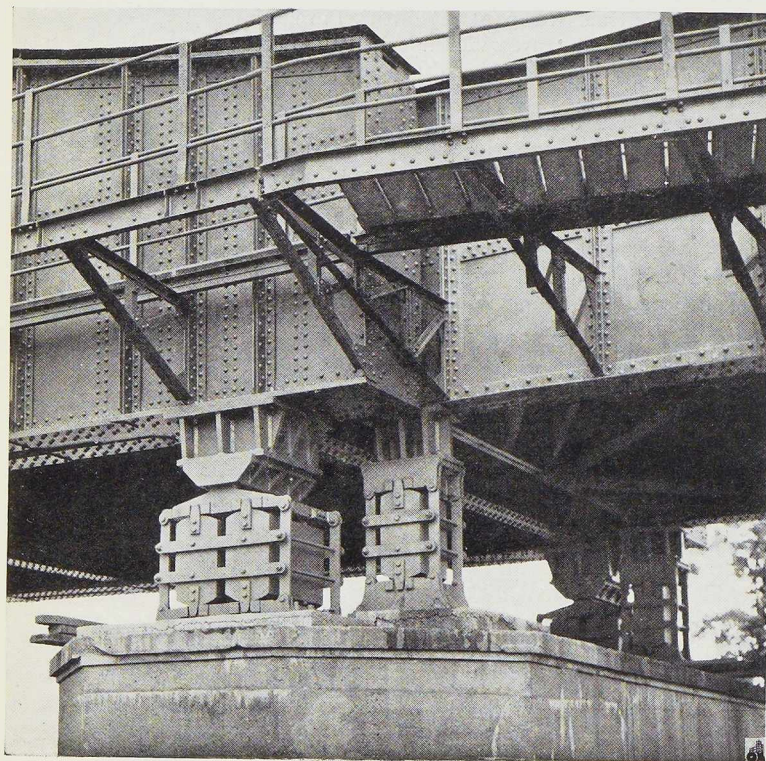


Fig. 779. Coupe transversale du pont-rails d'Hérentals.

Fig. 780. Appuis pendulaires du pont-rails d'Hérentals.



La pose des montants et membrures supérieures, en revenant de l'aval vers l'amont, fut ensuite entreprise.

Quand l'ossature métallique fut entièrement assemblée et réglée, on commença le rivetage de la zone franchissant la passe marinière de façon à conférer à celle-ci la résistance propre permettant d'évacuer les grandes poutrelles de service dont il a été question plus haut. Il fallait rendre, à cette passe, le tirant d'air de 7 mètres que l'Office de Navigation avait autorisé à restreindre momentanément pour les besoins du montage.

Le rivetage comportait le placement d'environ 45 000 rivets.

Les travaux de montage, à savoir, installation des échafaudages, montage proprement dit, rivetage, ont duré 4 1/2 mois (pour un tonnage de 1 200 tonnes environ). Ils ont été exécutés par la firme A. Janssens, d'Hoboken, pour le compte et sous la direction de la S. A. John Cockerill.

Poids de l'ouvrage

Nous croyons intéressant de donner la répartition des poids de la travée centrale du pont d'Hérentals.

a) Charpente proprement dite :

Poutres principales	833 980 kg
Traverses	101 260 kg
Longrines	124 680 kg
Supports de platelage	18 600 kg
Passerelles	20 590 kg
Dispositifs d'accrochage	890 kg
Contreventements inférieurs	39 210 kg
Entretosements supérieurs	39 160 kg

TOTAL 1 178 370 kg

b) Garde-corps :

Laminés	4 050 kg
Tubes	1 570 kg

c) Appuis :

Acier laminé (entretoises, bielles, plats guide)	1 320 kg
Goujons	100 kg
Acier moulé :	
4 sabots supérieurs	4 580 kg
4 sabots intermédiaires	6 630 kg
4 sabots inférieurs	7 640 kg
Acier forgé pour rouleaux	23 280 kg

TOTAL 1 227 540 kg

E. D.



Photo Richard Arless Assoc.
Fig. 781. Vue générale du Laurentien Hotel à Montréal.

Le Laurentien Hotel à Montréal (Canada)

Pour satisfaire l'incontestable besoin de logement pour voyageurs qui, depuis la guerre, s'était fait jour à Montréal, la Compagnie des « Elgin Hotels » entreprit la construction d'un vaste hôtel de 1.100 chambres, comportant tous les perfectionnements modernes (fig. 781).

Etant donnée la difficulté, à cette époque, de

se procurer certains matériaux et de recruter la main-d'œuvre nécessaire, les constructeurs (la *Wilson Contracting Company*) n'hésitèrent pas à avoir recours aux nouveaux matériaux mis sur le marché, aux éléments préfabriqués et aux nouvelles méthodes permettant d'économiser la main-d'œuvre.

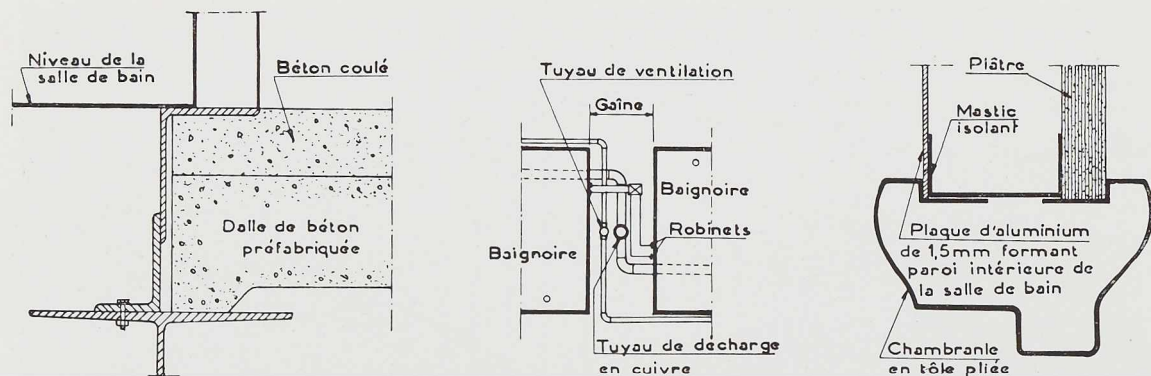


Fig. 782 à 784. Détails d'appui du plancher, de la gaine entre la salle de bain et de la pose d'un encadrement de porte

De nombreuses innovations furent mises en œuvre dans l'érection de ce bâtiment; façade partiellement revêtue d'aluminium, murs en « arborite » (mélange laminé de fibre de bois et de pâte à papier), planchers en dalles de béton armé préfabriquées, isolation thermique et acoustique par béton cellulaire ou laine de verre, éclairage électrique indirect monté sur deux circuits pour éviter l'obscurité complète en cas de panne, T.S.F. dans chaque chambre, lits « Chesterfield » facilement transformables en divan par une seule personne.

Ossature métallique

Dominée par les difficultés d'approvisionnement, de recrutement et par la nécessité d'agir vite, la *Dominion Bridge Company* n'a pas hésité à adopter, pour cette construction, des procédés originaux.

Les poutrelles servant de piliers sont continues sur la hauteur de quatre étages; d'une manière générale, on employa des pièces aussi longues que possible pour diminuer le nombre de rivures.

Le bâtiment ayant une hauteur de 80 mètres environ et ne présentant guère que 13 ou 14 mètres de façade à façade, la question de résistance au vent fut spécialement étudiée. Les règlements locaux imposaient une pression de base de 30 lbs par pied carré (150 kg/m² environ).

Il fallut renoncer, devant certaines difficultés d'exécution, aux contreventements en diagonales et il fut décidé de négliger l'effet d'entretoisement des murs et cloisons, ceux-ci devant être réalisés en matériaux légers. Par contre les hourdis en béton sont chargés du rôle de répartir la pression du vent sur les différentes lignes des

piliers de l'ossature qui résiste toute entière comme ensemble rigide.

Eu égard au peu de place disponible, les 3 520 tonnes d'acier mises en œuvre ne furent amenées au chantier qu'au fur et à mesure de leur utilisation. Toute l'ossature fut érigée au moyen de trois derricks de 12 tonnes, qu'on démontait et remontait chaque fois que le bâtiment s'élevait d'un étage. Malgré ces conditions désavantageuses, le travail fut exécuté en huit mois.

L'effet architectural obtenu est très sobre et met en valeur aussi bien les matériaux que les procédés nouveaux employés: les longues bandes cannelées recouvrent les trumeaux de haut en bas du bâtiment; leur longueur est soulignée par la saillie du solin à chaque étage, insistant sur la hauteur et l'élanement de la construction.

Salles de bain préfabriquées

Les 1 000 salles de bain furent fabriquées entièrement en atelier par la *St. Catharines Steel Products Ltd* (Ontario) puis camionnées au chantier, hissées au moyen d'un simple derrick et roulées sur galets jusqu'aux alvéoles prévues pour les recevoir, dans l'ossature du bâtiment.

Chaque salle de bain comporte une baignoire avec douche, un lavabo de faïence avec accessoires (miroir et applique d'éclairage) et un W. C. siphonique. L'ensemble pèse, terminé et équipé, 750 kg; il se compose d'une carcasse soudée en profilés de tôle pliée, d'un plancher en tôle garni d'un linoléum sur ciment isolant et de parois en plaques d'aluminium, émaillé du côté intérieur et revêtu extérieurement d'un mastic isolant aux points de vue thermique et acoustique.



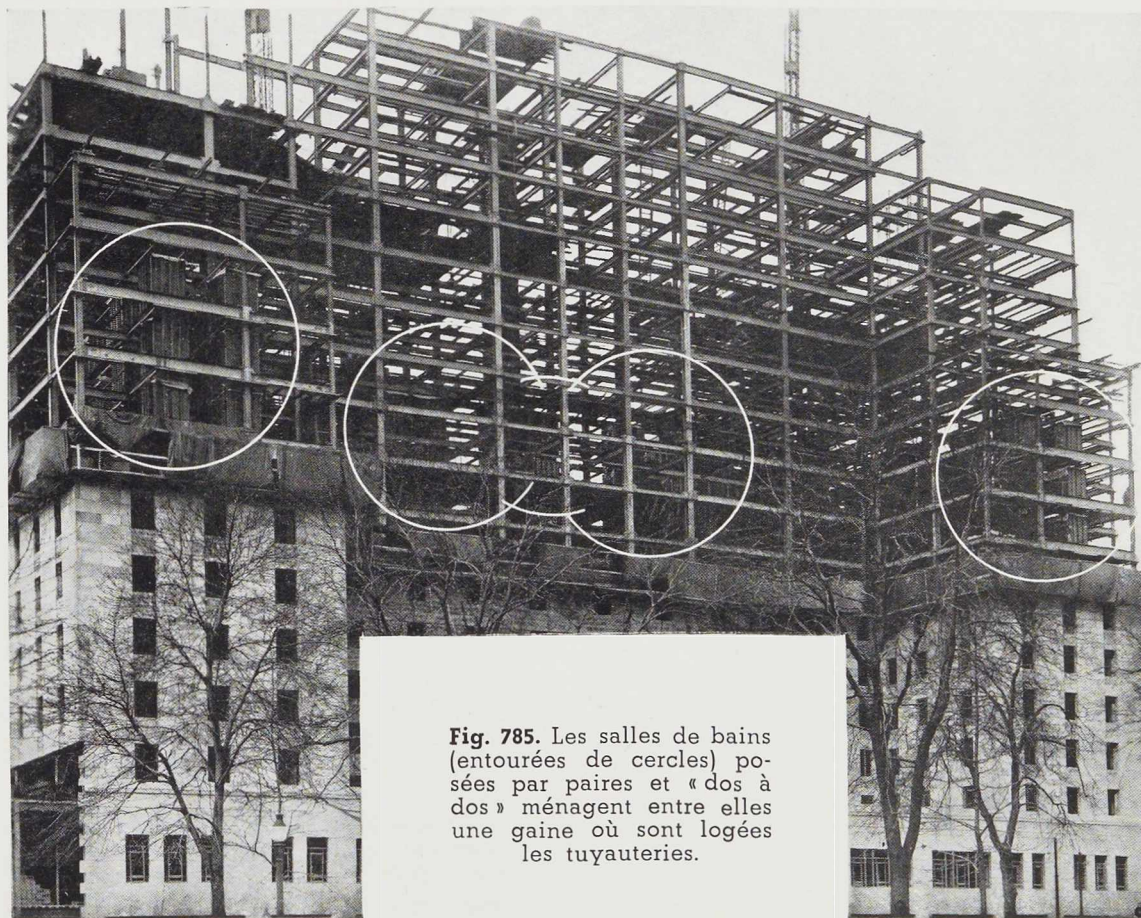


Fig. 785. Les salles de bains (entourées de cercles) posées par paires et « dos à dos » ménagent entre elles une gaine où sont logées les tuyauteries.

Photo Graetz Bros.

La carcasse d'acier peut recevoir, du côté extérieur, toute espèce de revêtement (plafonnage sur lattes, plaques de fibro-ciment, arborite, bois) et les montants métalliques du chambranle de porte sont prévus pour venir recouvrir ce revêtement (voir fig. 784).

Les tuyauteries sont rassemblées extérieurement d'un même côté sous le plancher et se logent dans l'espace vide prévu entre la paroi intérieure et celle de la salle voisine, ainsi la salle de bain peut être camionnée sans emballage aucun car elle constitue un bloc dont rien ne dépasse. Les raccords des tuyauteries d'alimentation, de décharge et d'aérage sont tous sur une même face du bloc. Leur raccordement peut s'effectuer entiè-

rement de l'extérieur, tout le travail de chantier se faisant sans ouvrir la salle de bain qui est fermée à clef.

Les salles de bain sont fabriquées en deux modèles symétriques « gauche » et « droite », ce qui permet, comme il a d'ailleurs été fait au Laurentien Hotel, de les placer par paire « dos à dos » (fig. 785) laissant entre elles une gaine régnant du haut en bas du bâtiment, dans laquelle sont logées les colonnes montantes, les tuyaux de chute et de ventilation (fig. 783).

La mise en place des salles de bains est faite sans difficultés au rythme de 15 par jour et sans que l'équipe des plombiers ne dépassât à aucun moment 30 hommes pour tout le chantier.

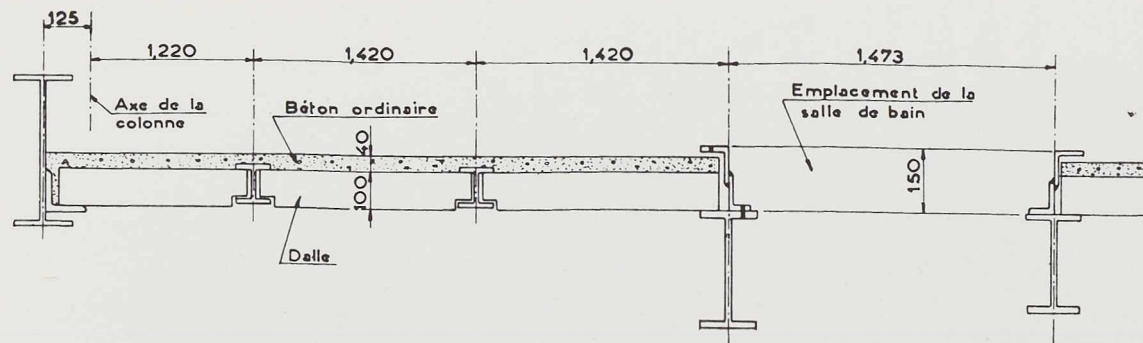


Fig. 786. Pose des dalles de béton et alvéole pour salle de bain.

Hourdis

Ils se composent de dalles en béton cellulaire préfabriquées, d'une portée de 1^m40 environ. Ces dalles posent simplement sur l'aile inférieure des poutrelles transversales. On coule ainsi sur la surface ainsi créée du béton ordinaire qui recouvre les ailes supérieures des poutrelles et solidarise le hourdis en un diaphragme rigide capable de transmettre les efforts dus au vent.

Murs intérieurs et plafonds

Les murs intérieurs sont exécutés au moyen de profils en tôle de 9/10 pliée; un profil tubulaire pour les montants, un profil en U pour les filières et un profil en cornière pour les angles. Sur l'ossature ainsi réalisée sont appliquées des plaques de plâtre ou de Gyprok et l'espace existant entre les plaques est rempli de laine de verre afin d'assurer une bonne isolation acoustique et thermique. Une équipe de 35 hommes a posé environ 5 000 m² de cloisons de ce type en une semaine.

Les plafonds sont en plâtre mêlé de vermiculite. La vermiculite calcinée remplace avantageusement le sable qui pèse 10 fois plus qu'elle. Ce minéral, qui provient de l'altération des micas, présente des propriétés d'isolation acoustique remarquables et un pouvoir isolant thermique tel qu'il procure une protection très efficace contre la propagation de l'incendie : une plaque de 2 à 3 cm de plâtre à la vermiculite, chauffée d'un côté à 900° ou 1 000° maintient sur son autre face une température ne dépassant pas 160°.

Revêtement de la façade

Parmi les innovations réalisées dans la construction du Laurentien Hotel, la plus spectaculaire est le revêtement d'aluminium qui couvre, en longues bandes verticales, presque toute la façade du corps central du bâtiment. Ce revêtement, qui recouvre un mur de blocs de béton de 10 cm d'épaisseur, est constitué de plaques d'alliage Alcan incurvées obtenues par « filage » ou « refoulement ». Les plaques ont la hauteur d'un étage et 0^m30 de largeur. Elles sont dissymétriques et comportent, d'un côté un pied en T destiné à leur fixation sur un acier en T noyé dans la maçonnerie, de l'autre côté, un tenon qui s'engage dans une rainure présentée par la plaque voisine. Elles sont fixées à leur extrémité supérieure seulement. A l'extrémité inférieure est rivé un solin qui vient recouvrir la tête de la plaque de l'étage d'en dessous, ce qui permet à la fois la libre dilatation et le ruissellement de l'eau. Les encadrements des fenêtres, linteaux, seuils et tableaux sont également en alliage d'aluminium, mais les châssis sont en acier.

Jointe à la rapidité et à la souplesse de l'exécution permises par l'emploi d'une ossature d'acier, l'utilisation d'unités préfabriquées semble devoir amener sous peu de grands progrès dans l'art de bâtir, tant au point de vue du gain de temps qu'au point de vue du prix de revient; le travail de chantier étant ainsi remplacé par du travail d'atelier beaucoup plus précis et de meilleur rendement.



Le pont-route sur la rivière Váh (Tchécoslovaquie)

par F. Lehar et V. Chmel,
Ingénieurs

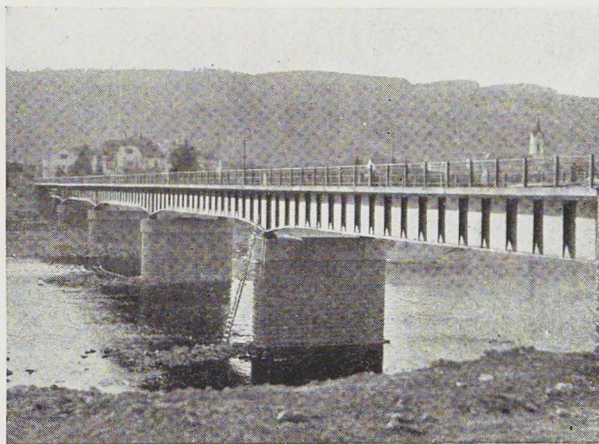


Fig. 787. Vue d'ensemble du pont-route métallique, sur la rivière Váh à Puchov (Tchécoslovaquie). Les lignes sobres de l'ouvrage s'harmonisent parfaitement avec le paysage environnant.

Le nouveau pont-route sur la rivière Váh, terminé au printemps 1947, fut projeté déjà en 1943. Il devait remplacer le vieux pont devenu insuffisant pour le trafic, en utilisant les piles en maçonnerie existantes dont on se proposait d'aménager la partie supérieure.

Le nouvel ouvrage devait comporter cinq travées : deux travées d'about de 37 mètres et trois travées centrales de 37^m60 de portée. Le tablier du pont (fig. 787) porte une chaussée carrossable de 6 mètres et deux trottoirs de 1^m50 de largeur chacun. Il est calculé pour les surcharges des ouvrages de première classe, définie par le règlement des ponts tchécoslovaques. Les poutres principales, du type à âme pleine, espacées de 7^m45 d'axe en axe, forment parapet et débordent du trottoir de 1^m30. La largeur totale du pont est de 10^m90. Le tablier, en béton armé, est supporté par un système de longerons reposant sur des

entretoises. Pour des raisons d'économie d'acier, les poutrelles furent étudiées comme poutres articulées, simplement appuyées, soudées.

Les événements de guerre ont empêché de réaliser le nouveau pont suivant le projet de 1943. Le vieux pont, malgré son insuffisance, resta en service jusqu'au moment où l'ennemi en retraite le fit sauter.

Après la libération du territoire, on a construit un pont provisoire en bois pour assurer les communications à travers la rivière. Cet ouvrage était fortement menacé par le courant torrentiel de la rivière Váh et fut, finalement, emporté par une crue. Le Ministère des Transports tchécoslovaque décida alors de reconstruire un pont définitif. Toutefois, le projet établi en 1943 ne pouvait plus servir car, entretemps, les autorités publièrent de nouveaux règlements pour les ponts-routes, sensiblement différents des anciennes spécifica-



tions. Il a donc fallu étudier un nouveau projet, dans lequel on décida de placer les poutres principales au-dessous de la chaussée afin de ne pas empêcher la vue du paysage environnant et d'éviter le danger d'accumulation des neiges sur le pont, entre les poutres principales à âme pleine, bordant la chaussée.

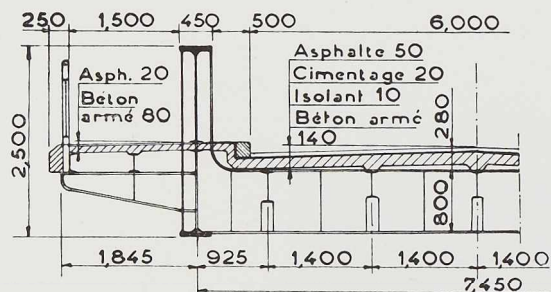


Fig. 788. Demi-coupe transversale montrant la disposition adoptée pour le tablier.

Pour ne pas augmenter les dépenses précédemment prévues, le nouveau projet comporte deux poutres principales, espacées de 7^m45 d'axe en axe, réalisées comme poutres continues. Le poids plus élevé de ces poutres par rapport aux poutres principales de l'ancien projet fut compensé par l'économie sur le tablier exécuté sans longerons

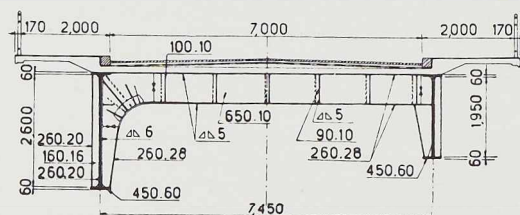


Fig. 789. Coupes transversales. A droite : à l'appui. A gauche : au milieu de la travée.

ainsi que par la suppression des consoles sous trottoirs. Il fut en effet possible de constituer le tablier en béton armé avec consoles des deux côtés du pont.

La dalle en béton armé du tablier est placée directement sur les entretoises, espacées de 1^m88 d'axe en axe, reposant elles-mêmes sur les poutres principales. Grâce à cette disposition et notam-

ment à la rigidité des poutres principales, les déformations de la dalle ont pu être réduites dans de notables proportions.

La disposition du tablier est donnée par la coupe transversale (fig. 788). La largeur de la chaussée est de 7 mètres au lieu de 6 mètres dans l'ancien projet; quant aux trottoirs, leur largeur est de 2 mètres (au lieu de 1^m50). La largeur totale du pont, mesurée entre les parapets, est ainsi de 11 mètres au lieu de 10^m90 dans l'ancien projet.

La hauteur des poutres principales varie de 2^m07 au milieu de la portée à 2^m72 au-dessus des piles (fig. 789).

Malgré les surcharges plus élevées que le pont est appelé à supporter, le poids de l'ouvrage est resté sensiblement le même que celui du projet de 1943 et s'élève à environ 490 tonnes.

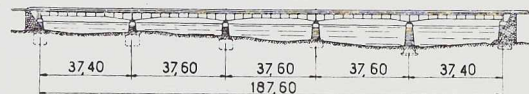


Fig. 790. Elévation du pont.

La nouvelle disposition a permis une simplification considérable de la fabrication des pièces qui se réduit à l'exécution d'une série de 95 traverses identiques et de 6 traverses d'appui constituées comme profils I, composées d'une âme pleine de 650 mm de hauteur et de deux semelles de 260 × 28 mm, de deux poutres principales d'une longueur totale de 2 × 187^m60 ainsi que de 100 diagonales en profils U. Ces dernières ne furent pas soudées aux endroits de joint mais rivées, pour éviter la soudure au plafond et pour permettre une manutention rapide lors du montage de l'ouvrage sur place.

Comme matériau de construction, on a utilisé de l'acier St 37 soudable, conformément aux prescriptions sur la construction des ponts en acier de 1930. L'acier pour les semelles des poutres principales (plats de 450 × 40 à 450 × 60) fut spécialement recuit et des essais de soudure ont été effectués au moment de la réception de l'ouvrage.

On a employé les électrodes BH-47 Rekord, d'une résistance de 48,53 kg/mm², possédant un allongement de 24-30 % et donnant, à l'essai aux chocs, sur éprouvette entaillée, une résistance de 9 à 12 kgm/cm².

L'acier a donné de très bons résultats au cours des essais de soudabilité. Les semelles des poutres



principales ont montré notamment une résistance élevée. La fabrication en atelier des entretoises soudées n'a pas présenté de difficultés spéciales étant donné qu'il s'agissait de la fabrication de poutres en I de dimensions courantes. En ce qui concerne celle des poutres principales soudées, il convient de mentionner que, dans le but de réduire au maximum les joints de montage, on avait exécuté des tronçons ayant jusqu'à 25 mètres de longueur et pesant 22 tonnes.

Les laminoirs ne pouvant pas, pour des raisons techniques, livrer des plats de 60 mm d'épaisseur de grande longueur, pour les semelles ayant subi des traitements thermiques, ont fourni des pièces relativement courtes d'environ 6^m50 de longueur; il a fallu en conséquence prévoir entre les joints de montage, deux ou trois joints d'atelier. Dans l'âme des poutres principales, les joints d'atelier furent exécutés par soudures en X, usinées dans la partie en traction.

Le procédé appliqué pour la soudure en atelier est le suivant : les joints d'âme sont soudés en position horizontale pour les poutres principales. A côté des âmes, on soude les semelles en longueurs appropriées, également en position horizontale. Grâce à ce procédé, les tensions internes dans les joints soudés sont réduites au minimum. Les âmes furent renforcées par des raidisseurs qui mesuraient 4 mm de moins que la hauteur de l'âme, de façon que celle-ci dépasse le raidisseur de 2 mm de chaque côté. Lorsque les raidisseurs furent mis en place, on a apposé les semelles aux âmes et on les a soudées en position inclinée, suivant la méthode courante. L'opération finale consistait à souder les extrémités des raidisseurs verticaux aux semelles. La soudure s'effectua sous le contrôle permanent des ingénieurs et toutes les soudures ont été usinées par la suite par polissage.

Les pièces de montage des poutres principales ainsi assemblées furent transportées au chantier où l'on procéda à l'opération la plus importante qui consistait à assembler par soudure l'ensemble des poutres, en veillant à ce que les tensions soient minima. Il est intéressant de signaler que l'emplacement des joints de montage fut choisi de telle façon qu'ils se trouvent dans les endroits les moins sollicités.

L'assemblage des pièces de montage peut se faire de plusieurs manières différentes, suivant l'ordre de succession de soudure des semelles et de l'âme. Chaque procédé a ses avantages et ses inconvénients. Théoriquement, le meilleur procédé consiste à souder simultanément les deux semelles du profil I et l'âme. Les tensions internes provoquées par la soudure sont, dans ce cas, réduites au minimum, étant réparties uniformé-

ment dans tout le profil. Cependant, l'exécution pratique de ce procédé se heurte à des difficultés techniques, car il est bien difficile de travailler à plusieurs soudeurs sans que ceux-ci n'éblouissent les uns les autres. On peut se prémunir contre cet inconvénient par des parois de protection qui constituent néanmoins des entraves.

Mais une difficulté plus grande réside dans le fait qu'il est pratiquement impossible d'obtenir que la soudure dans l'âme et dans les semelles progresse uniformément, c'est-à-dire qu'elle commence et finisse simultanément. De cette façon, les tensions provoquées par la soudure sont réparties d'une façon indéterminée et l'on ne possède plus de contrôle sur son influence sur les tensions. A noter que la soudure du joint de la semelle aurait nécessité, dans le cas présent, 10 à 13 heures

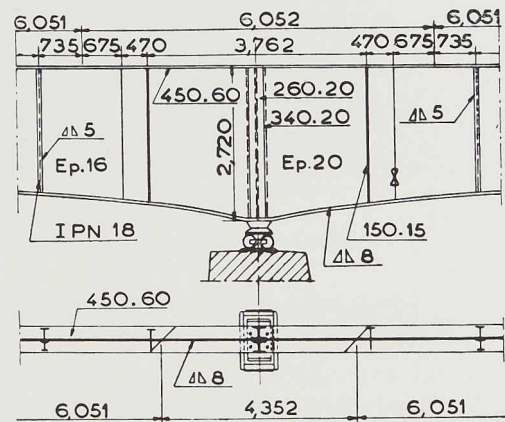


Fig. 791. Détail de la maîtresse-poutre au-dessus de l'appui.

de travail, tandis que celle de l'âme n'aurait exigé que 4 heures.

Un autre procédé consiste à souder d'abord les joints des semelles simultanément et ensuite à procéder à la soudure des joints de l'âme. Le résultat en est que les tensions dans la soudure des semelles sont faibles, car les semelles ont la faculté de se rétrécir librement lors du refroidissement, n'étant pas entravées par là. Après la soudure des joints de l'âme, il se produit dans celle-ci, lors du refroidissement et du retrait, une traction, tandis que les deux semelles sont le siège de compressions dues à l'assemblage rigide des semelles. Ces compressions supplémentaires allègent la tension dans la semelle en traction. Par contre, elles s'ajoutent à la compression causée dans la

semelle par les efforts extérieurs. Une soudure sollicitée à la compression n'est toutefois pas aussi dangereuse que celle travaillant en traction et une augmentation de compression, surtout lorsqu'il s'agit d'une section non sollicitée, ne présente pas de danger.

On voit que par un choix convenable de la succession des joints soudés des différents éléments du profil I, on peut obtenir que les tensions supplémentaires allègent la tension provenant des forces extérieures.

Enfin, un troisième procédé consiste à exécuter d'abord la soudure de la semelle soumise à traction, puis celle de l'âme et finalement la soudure de la semelle sollicitée par des efforts de compression. Mais l'influence réciproque des tensions des différentes soudures consécutives est déjà, dans ce cas, plus compliquée et le schéma de la distribution des tensions supplémentaires provenant des soudures devient peu claire. La possibilité d'exécuter les joints de montage au moyen de ce procédé n'a pu être retenu.

Les joints de montage ont été exécutés aux endroits soumis alternativement à la traction et à la compression. C'est le deuxième procédé qui a été adopté en soudant d'abord les semelles et ensuite l'âme, de façon à avoir un contrôle sur les tensions supplémentaires provoquées par la soudure.

Les soudures d'angle assemblant les semelles à l'âme furent exécutées sur une longueur d'environ 50 centimètres du joint de l'âme afin que l'âme puisse s'allonger librement sous l'influence du retrait, sans être empêchée par les soudures d'angle.

Le montage s'effectua sur un échafaudage fixe établi sur toute la longueur du pont. Les pièces de montage des entretoises et des poutres principales qui atteignaient des longueurs de 25 mètres pesant jusqu'à 22 tonnes furent amenées par rails tout près du chantier. Elle furent déchargées ensuite au moyen d'une grue-portique et placées sur des wagonnets qui les transportaient à destination grâce à des voies spécialement construites. La mise en place s'est effectuée également au moyen d'une grue.

Les joints des entretoises des poutres principales ainsi que les joints des poutres principales elles-mêmes furent choisis de façon à éviter autant que possible de procéder aux soudures au plafond. Pour cette raison, les semelles des poutres principales ont été soudées au moyen de points en U.

Afin d'éviter, après l'achèvement du montage, la délicate descente de la poutre continue sur les appuis, les poutres principales furent montées

directement sur des appuis, dûment aplanis lors du montage.

Les pièces des poutres principales, déposées au moyen de petites piles en bois sur l'échafaudage de montage, furent l'une après l'autre soudées, à partir d'une extrémité du pont; en même temps, on a exécuté les travaux de soudure assemblant les entretoises aux poutres principales.

Après l'achèvement de ces travaux, l'enlèvement des piles en bois et le rivetage des diagonales du contreventement, l'ensemble de l'ouvrage fut prêt pour la mise en place de la dalle en béton armé du tablier. Le montage de l'ouvrage s'est effectué en automne et au cours des travaux, contre toute attente, il fit extrêmement froid pendant quelques jours. Afin d'éviter l'influence nuisible du refroidissement des endroits soudés à la température voisine de 0°, on a établi, à proximité des joints, des abris en bois, chauffés par des braseros, dont la chaleur radiante maintenait l'acier à une température suffisante.

La qualité des soudures d'atelier et de montage fut contrôlée par des appareils à rayons X. Les radiographies ont montré que les soudures d'atelier, tant pour les semelles que pour les âmes, ainsi que les soudures de montage des semelles ont été irréprochables. Dans un petit nombre de soudures de montage des âmes, on a trouvé de petites inclusions de scories, ce qui peut s'expliquer par la difficulté du travail, lors de l'exécution des joints soudés de l'âme, en position verticale. Un des joints soudés de l'âme, dont le film avait révélé une pénétration insuffisante, fut ressoudé.

La soudure appliquée à l'ensemble du pont-route de Váh a donné incontestablement de bons résultats. Elle a permis d'obtenir un gain d'argent et de temps, car il fut possible de commencer les travaux de bétonnage du tablier avant les grands froids de l'hiver.

La construction métallique du pont fut confiée aux ateliers de charpentes de la *Báňská a Hutní Společnost*, Société Nationale tchécoslovaque qui s'est acquittée du montage proprement dit du pont sur la Váh, d'une longueur de 190 mètres et d'un poids de 490 tonnes, en moins de 8 semaines.

F. L. et V. C.

BIBLIOGRAPHIE

Svařování, n° 1-1948.
Technický Obzor, n° 4-1948.



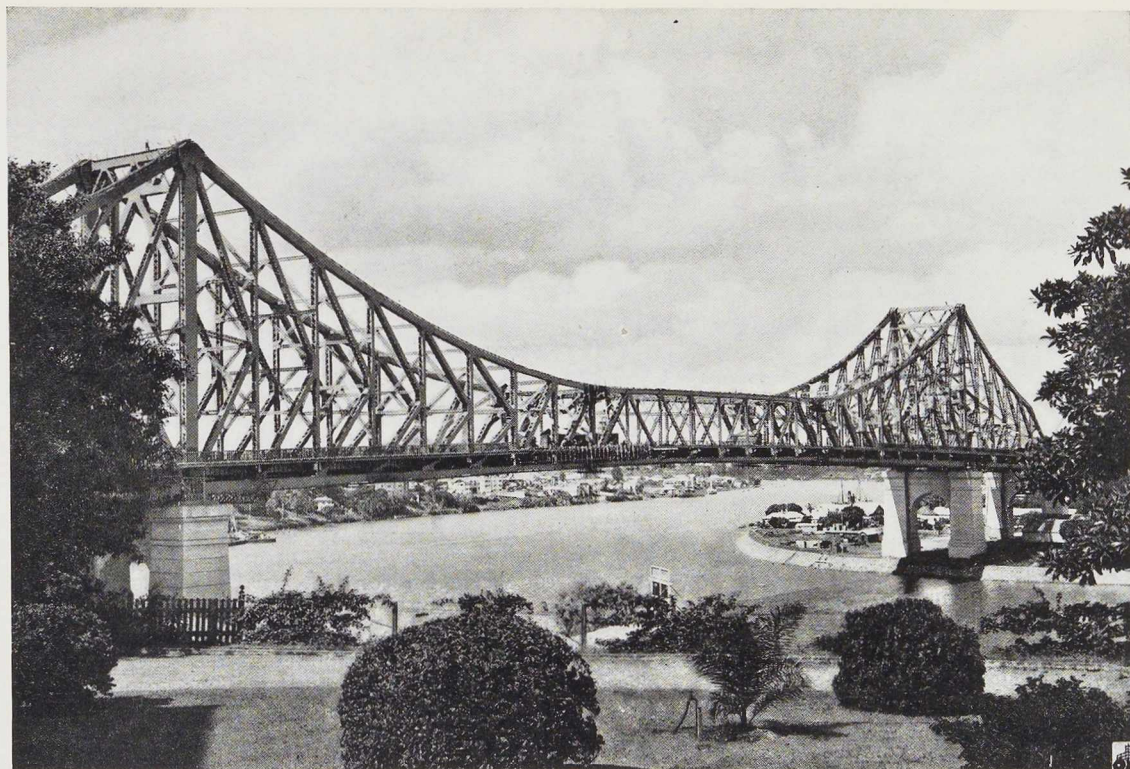


Fig. 792. Vue générale du pont Story à Brisbane.

Le pont Story à Brisbane (Australie)

Un peu avant la seconde guerre mondiale, on a achevé en Australie un important pont cantilever sur le Brisbane River. Les événements de l'époque ont empêché *L'Ossature Métallique* de décrire, en son temps, ce remarquable ouvrage. Nous croyons intéressant de donner ci-après les principales dispositions techniques de cet ouvrage qui constitue le plus grand pont australien, après le célèbre pont de Sidney.

Historique

En vue d'améliorer les communications entre les deux rives du fleuve Brisbane, dans la capitale du Queensland, le Gouvernement de cet Etat a nommé en 1933 un conseil chargé d'étudier le projet de construction d'un pont au lieu dit « Kangaroo Point » (fig. 794).

En janvier 1934, le Conseil a chargé M. J. J. C. Bradfield, Ingénieur-Conseil, d'établir les plans du nouvel ouvrage. Les études commencèrent aussitôt; on avait le choix entre trois solutions : pont

cantilever, pont suspendu et pont en arc. L'état du sol, spécialement à l'endroit de la construction du pont n'était pas favorable à un pont en arc ou à un pont suspendu. Tenant compte de ce fait, l'ingénieur-conseil a soumis aux autorités un rapport recommandant la construction d'un pont cantilever comportant une travée centrale de 281^m80 de portée, ayant un tirant d'air de 30 mètres au-dessus du niveau des hautes eaux. Le tablier du pont était prévu pour porter une chaussée large de 18^m30 et deux trottoirs de 3^m05 chacun.

Après avoir examiné soigneusement le projet, le Conseil a donné son approbation avec les réserves suivantes : les soumissionnaires devaient remettre prix pour un tablier comportant une chaussée de 12^m20 et deux trottoirs de 3^m05 ainsi qu'un devis supplémentaire pour un tablier portant sur une chaussée de 18^m30.

Le rapport du Conseil fut approuvé par le Gouvernement et l'adjudication des travaux eut lieu en 1935. La construction du nouveau pont fut

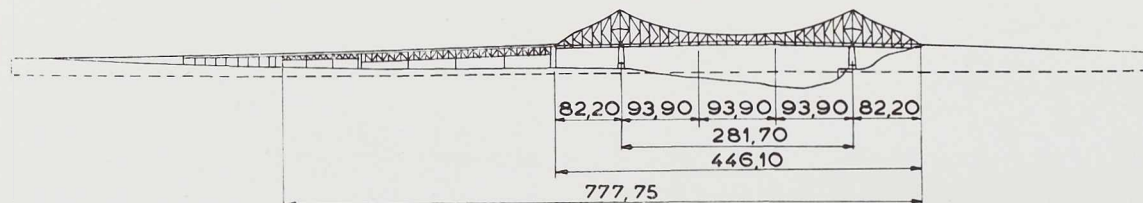


Fig. 793. Elévation du pont Story à Brisbane (Australie).

confiée par les autorités à la firme australienne Evans Deakin Hornibrook Construction Pty. Ltd. et le coût total de l'ouvrage, y compris les travées d'approche, fut estimé à 1.600.000 £.

Dispositions générales

La longueur totale du pont Story, y compris les approches, atteint 1 395^m40; la longueur du pont métallique proprement dit est de 777^m75 dont 446^m10 pour l'ouvrage principal franchissant le Brisbane River (fig. 793).

Le pont cantilever se compose d'une travée centrale de 281^m70 et de deux travées latérales de 82^m20 chacune; il est complété par sept travées d'approche en treillis dont quatre ont une portée de 57^m05 et trois une portée de 41^m10. C'est le projet de tablier ayant une chaussée de 18^m30 et deux trottoirs en porte-à-faux de 3^m05 qui a été retenu. Les maitresses-poutres sont espacées de 20^m10 d'axe en axe.

Travées d'approche

Le système portant des travées d'approche est

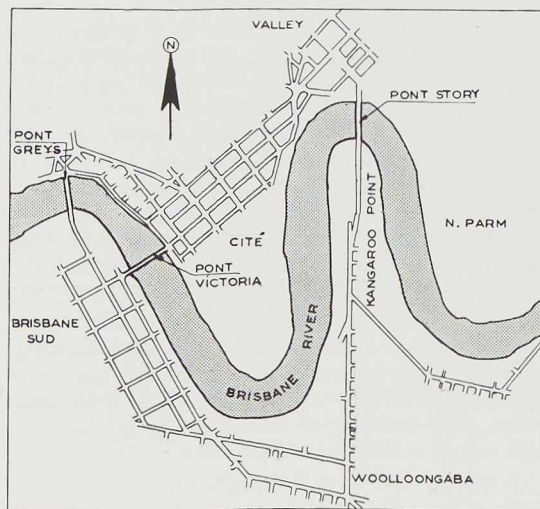


Fig. 794. Plan de situation.

constitué par des poutres en treillis du type Warren. Elles sont réalisées en profilés assemblés par rivure. Après avoir étudié différentes solutions, les ingénieurs se sont prononcés pour le système à poutres simplement appuyées. Cette solution présente des avantages au point de vue constructif qu'aurait donné une solution continue. En effet cette solution convient particulièrement pour le montage en porte-à-faux d'une portée relativement importante des poutres. Les maitresses-poutres prennent appui sur des piles en béton par l'intermédiaire d'articulations en acier forgé. Le tablier est constitué par une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur revêtue d'un pavement d'usure en béton asphaltique de 5 cm d'épaisseur.

Pylônes

Chaque pylône du pont Story se compose de deux mâts en béton armé dont la section rectangulaire prend un léger fruit vers la base. A la partie supérieure, les mâts sont réunis par une poutre arquée. La section des mâts est généralement creuse, l'épaisseur des parois variant de 3^m05 à 2^m30.

Les pylônes sont fondés sur des caissons en béton armé dont la section à la base est de 9^m75 × 11^m90, les deux caissons de chaque pile étant reliés entre eux par une forte poutre en béton armé. A l'intérieur, des diaphragmes longitudinaux et transversaux divisent les caissons en six compartiments.

Maitresses-poutres des travées centrales

La partie principale du pont Story d'une longueur de 446^m20 se compose des parties suivantes:

1° Deux travées latérales de 82^m25;
2° Une travée centrale de 281^m70 comportant deux cantilever de 93^m90 et une partie médiane suspendue de 93^m90.

Les maitresses-poutres sont espacées de 20^m10 d'axe en axe. Elles sont en treillis du type en K pour les travées latérales et les six premiers panneaux en cantilever et du type en N pour la partie



médiane suspendue. La longueur des panneaux (11^m75) a été choisie conformément aux dimensions des profilés et des plats laminés par les laminaires australiens, de façon à réduire les joints dans les éléments du treillis. Tous les assemblages ont été réalisés par rivure.

Tablier

La chaussée est portée par une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur. Cette dalle, qui est pourvue d'un revêtement d'usure en béton asphaltique de 5 cm d'épaisseur, prend appui sur une série d'entretoises à âme pleine. Comme la longueur de ces entretoises atteint 18^m60, il a fallu les réaliser en deux tronçons, réunis entre eux par un joint soudé.

Montage

La réalisation d'un ouvrage de l'importance du pont Story exige une méthode de montage soigneusement mise au point. Aussi, le Bureau des Ponts a estimé nécessaire de spécifier dans les plans remis aux soumissionnaires les conditions régissant le montage du pont. Celui-ci devait être réalisé en cinq étapes (fig. 795).

PREMIÈRE ÉTAPE

Mise en place d'un tablier de service posé sur un échafaudage en bois. Ce tablier servit de che-

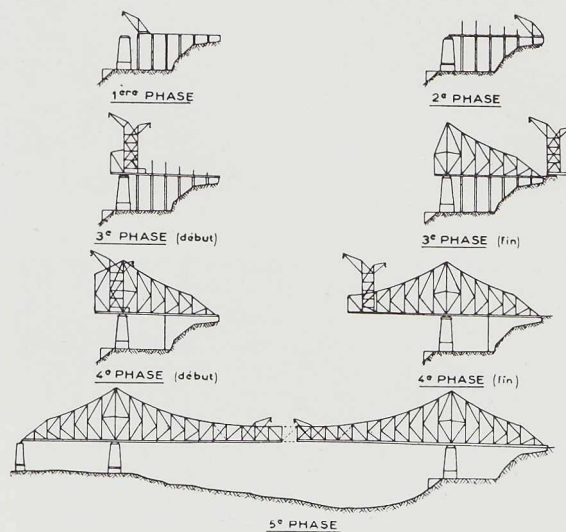


Fig. 795. Schéma montrant les différentes phases de montage du pont.

min de roulement à une grue derrick de 40 tonnes qui procéda au montage des premiers éléments du pont et notamment des appareils d'appui des pylônes.

DEUXIÈME ÉTAPE

Montage des éléments des maîtresse-poutres des travées extrêmes. A la fin de cette étape, l'entière des membrures inférieures de ces poutres, de même que le contreventement inférieur, était en place.

TROISIÈME ÉTAPE

Le derrick est placé sur une tour métallique, érigée en vue du montage des parties supérieures des maîtresses-poutres. La tour métallique, pesant 200 tonnes, prenait appui sur la pile.

QUATRIÈME ÉTAPE

On procéda ensuite au montage des sept premiers panneaux, bras cantilever de la maîtresse-poutre. Une fois le septième panneau mis en place, on dressa sur le tablier un petit derrick destiné au montage du huitième panneau ainsi que de la partie suspendue. La tour de montage portant le derrick de 40 tonnes fut démontée et remontée à l'autre extrémité du pont.

CINQUIÈME ÉTAPE

Montage du dernier panneau des bras cantilever et de la partie suspendue au moyen de deux grues avançant simultanément des extrémités vers le milieu de l'ouvrage. Le raccordement des deux moitiés de la travée suspendue la transformant en une structure librement suspendue, fut effectuée au moyen des coins appropriés.

Quantité et coût

La plupart des matériaux utilisés pour la construction du pont furent d'origine australienne. Au total, il fut mis en œuvre près de 11 300 tonnes d'acier, dont 7 000 tonnes d'acier à haute résistance.

Le coût de l'ouvrage s'est élevé à 1 163 708 £ (environ 285 millions de francs belges au cours actuel du change) chiffre sensiblement voisin des estimations.

*
**

Les données contenues dans cet article nous ont été obligeamment fournies par le Bureau d'Information australien à Londres.



Photos Robyns.

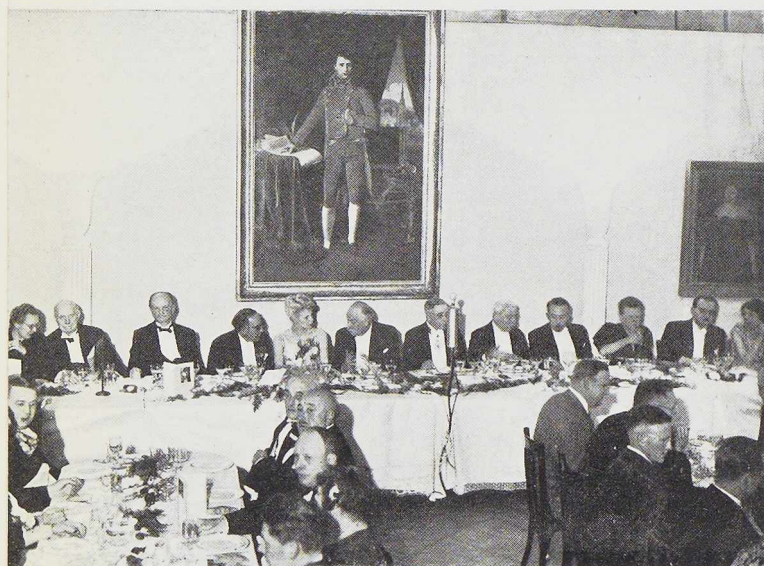


Fig. 796 (ci-dessus). Le Président de l'A.I.P.C. prononçant le discours d'ouverture du 3^e Congrès à l'Emulation, le 13 septembre 1948.

De gauche à droite :
MM. F. Stüssi, F. Campus,
C. Andreae, A. Devallée,
E. S. Andrews, P. Lardy.

Fig. 797 et 798 (au milieu). Banquet de clôture du Congrès.

Fig. 799 (ci-contre). Excursion des dames.





Troisième Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.) Liège 1948

L'Association Internationale des Ponts et Charpentes vient de tenir son troisième Congrès à Liège. L'organisation de ce Congrès, qui s'est tenu du 13 au 18 septembre, a été confiée au Groupement Belge de l'A. I. P. C. Cinq questions furent l'objet des travaux du Congrès :

- 1° Moyens d'assemblage et détails de la construction en acier;
- 2° Nouveaux modes de constructions en béton, béton armé et béton précontraint;
- 3° Ponts métalliques à grande portée;
- 4° Dalles, voûtes et parois en béton armé;
- 5° Analyse de la notion de sécurité et sollicitations dynamiques des constructions.

Des rapports généraux ont été présentés pour chacune de ces questions respectivement par le professeur Dr F. Stüssi (Suisse), le professeur A. Caquot (France), le Dr O. Ammann (Etats-Unis), le professeur Dr P. Lardy (Suisse), le professeur F. Campus (Belgique). La discussion des communications présentées par les congressistes eut lieu pendant cinq séances de travail, chaque séance étant présidée par un président du Comité de Travail.

Les personnalités suivantes ont été choisies pour présider ces comités : l'ingénieur L. Cambournac, Directeur de la S. N. C. F., Paris; le professeur G. Magnel, Directeur du Laboratoire de béton armé à Gand; le professeur P. P. Bijlaard, de l'Ecole Polytechnique de Delft; le professeur E. Torroja, Directeur du Laboratoire Central d'essai des matériaux de construction de Madrid et le professeur G. Wästlund, Directeur de l'Institut suédois de recherches sur le ciment et le béton. Une sixième séance, présidée par l'ingénieur C. S. Chettoe, du Ministère des Transports à Londres, était consacrée à la discussion libre des différents sujets présentés au Congrès.

On trouve ci-dessous un résumé succinct des travaux qui intéressent particulièrement la construction métallique.

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

Dans son rapport général, le professeur Stüssi a souligné que, dans l'état actuel des connaissances, il est caractéristique que les échecs subis par les ouvrages pendant les années récentes ont leur origine dans l'effet de retrait et qu'il est essentiel de mieux le connaître et le contrôler. D'autre part, la question de soudabilité d'un acier ne doit plus être envisagée du seul point de vue métallurgique, mais uniquement en relation avec le genre de construction et l'exécution de chaque cas particulier.

L'ingénieur G. De Cuyper, Directeur des Ponts et Chaussées, Bruxelles, a présenté une communication sur les échecs dans la construction soudée. Les applications de la soudure ont conduit, en Belgique (comme d'ailleurs dans quelques autres pays étrangers), à certains déboires qui se sont révélés au fur et à mesure que les constructions devenaient plus importantes et nécessitaient des épaisseurs plus grandes pour les profils plats et laminés mis en service. Ces échecs ont donné lieu à des recherches et à des essais qui ont fait apparaître des particularités tant dans la conception que dans l'exécution des ouvrages et il a été possible de fixer approximativement les limites d'utilisation des dimensions et des nuances d'acier en fonction des difficultés propres à chaque construction. La description d'une série d'accidents présentés par l'auteur a pour but de justifier quelques critères constructifs préconisés actuellement en Belgique, en matière de technique de la soudure.

Dans sa communication sur les aciers pour construction soudée⁽¹⁾, l'ingénieur R. A. Nihoul, Directeur du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier a rappelé qu'il existait di-

⁽¹⁾ Voir à ce sujet l'article « Spécifications belges des aciers pour construction soudée », par R. A. NIHOUL, paru dans *L'Ossature Métallique*, n° 1-1947, pp 35-48.



verses définitions de la soudabilité. Le professeur Campus a donné récemment la définition suivante : « La soudabilité des aciers de construction est l'aptitude à subir, sans insécurité, les effets du retrait dans les conditions de l'application. » A la suite d'accidents survenus à des constructions soudées en Allemagne et en Belgique, il a fallu examiner le problème de résistance des matériaux, ce qui a permis de se rendre compte que les charpentes complexes soudées constituaient un ensemble constructif entraînant dans le métal une sollicitation plus favorable aux ruptures par décohésion que par déformation plastique. Sachant quel serait le mode de rupture du métal, on a été amené à rechercher les conditions métallurgiques pour y faire face.

Une Commission Technique de spécialistes des aciers pour constructions soudées, créée en Belgique, a recherché quelles étaient les conditions de réception qui permettraient de fournir un métal ayant une résistance à la décohésion plus ou moins élevée.

En ce qui concerne les propriétés chimiques, la teneur des aciers en certains éléments doit être limitée du seul point de vue de la soudabilité et on constate que ces exigences sont aisément satisfaites par les aciers ordinaires.

Quant aux essais mécaniques, à côté des essais de pliage habituels, on a retenu le principe d'un essai de pliage après trempe ainsi que certains essais spéciaux, notamment l'essai de vieillisse-



Fig. 800. Eclatement d'une sphère par pression hydraulique; cet essai réalisé à la Smith Corporation (U. S. A.) montre un cas de rupture sans déformation apparente.

ment et l'essai de traction sur éprouvettes entaillées et sur éprouvette comportant des cordons de soudure longitudinaux. Ces divers éléments ont servi à la rédaction de conclusions techniques et d'une feuille de qualité des aciers pour constructions soudées. Il résulte de ce tableau que le constructeur dispose pour certaines nuances de trois degrés : ordinaire, soudabilité courante et haute soudabilité, permettant de résoudre tous les problèmes posés par la pratique.

Les ingénieurs L. A. Lévy et M. Durand-Dubief, des Ponts et Chaussées, Paris, et l'ingénieur G. Kienert, des Travaux Publics de l'Etat, Paris, ont donné d'intéressants détails sur la construction des ponts de Saint-Cloud et de Neuilly-sur-Seine. Ces ouvrages, construits en 1937 et 1941, en acier à haute résistance, entièrement soudés à l'arc électrique, sont les premières grandes réalisations françaises de ponts métalliques soudés.

Le pont de Saint-Cloud⁽¹⁾, d'une longueur de 186^m50 et d'une largeur de 30 mètres, comprend sept travées (cinq travées de 31^m50 et deux de 14^m50) se composant de 13 poutres droites de hauteur constante, réunies par des cadres d'entretoisement; ces poutres sont continues sur les quatre premières travées d'une part et sur les trois autres d'autre part. L'exécution de la charpente a nécessité la mise en œuvre de 1 700 tonnes d'acier et l'emploi de 1 400 000 électrodes.

Le pont de Neuilly-sur-Seine⁽²⁾, d'une largeur de 35 mètres, comporte deux arches, l'une de 67 mètres et l'autre de 82 mètres de portée, surbaissées respectivement au dixième et au douzième. Chaque arche comprend 12 arcs de section constante avec articulation aux naissances, reliés par des butons et supportant le tablier par l'intermédiaire de montants articulés.

L'ensemble de la charpente métallique pèse environ 2 200 tonnes; 1 500 000 électrodes ont été employés pour son exécution. Des précautions et des soins spéciaux ont été apportés dans la conception et l'exécution de ces ouvrages d'art. Des précisions sont fournies à ce sujet sur les points suivants :

- 1° Simplification des éléments constructifs de la charpente;
- 2° Dispositions prises pour la réalisation en atelier et sur le chantier;
- 3° Elaboration du métal de base et choix des électrodes;
- 4° Contrôle des soudeurs et des soudures.

Concernant ce dernier point, il est intéressant de mentionner que les constructeurs ont fait un

(1) Voir *L'Ossature Métallique*, n° 7/8-1945, pp. 121-131.
 (2) Voir *L'Ossature Métallique*, n° 3/4-1946, pp. 49-56.



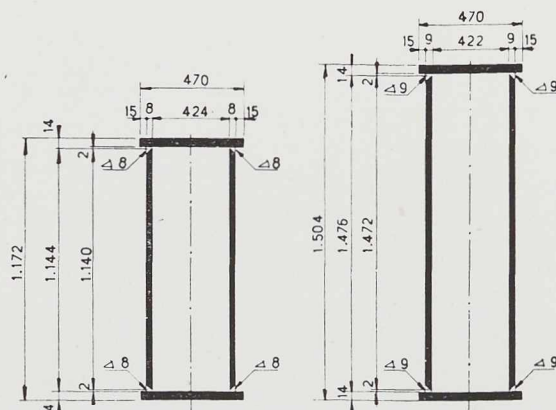


Fig. 801. Sections en caisson des arcs du pont de Neuilly-sur-Seine.

très large emploi du contrôle radiographique, tant en atelier que sur le chantier. Ce contrôle a rendu de grands services dans la mise au point de la technique d'exécution de joints en permettant de suivre l'influence de divers facteurs et de modifier ceux-ci jusqu'à disparition complète des défauts constatés.

Il a ainsi été possible notamment d'éliminer un défaut systématique apparu dans le joint âme-profilé à téton des poutres du pont de Saint-Cloud en prenant des dispositions particulières

pour la présentation des éléments à assembler et l'exécution de la reprise à l'envers.

Grâce à une étude et à une exécution rationnelles, les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly constituent des réussites certaines à l'actif de la technique de la soudure et doivent inciter au développement de celle-ci.

L'ingénieur C. T. Ingwall, Norrköping (Suède), a fait le point du développement actuel de la soudure en Suède. Il a donné notamment la description d'un pont-raîls métallique sur un fleuve important en Suède et dont la superstructure (un arc raidi par des poutres continues à âme pleine) fut entièrement soudée (fig. 804). Les mesures de dilatation faites pendant la soudure ont donné des indications quant aux tensions subies par les matériaux de base, tandis que les contrôles nombreux des cordons de soudure au moyen de rayons X permirent d'obtenir des appréciations concluantes quant à la qualité de la soudure.

La soudure a été appliquée d'autre part à de nombreux ouvrages d'art en Suède, notamment à un viaduc de chemin de fer courbe, d'une longueur totale de 250 mètres, ayant des poutres continues à âme pleine, ainsi qu'à une série de ponts militaires construits au moyen d'éléments en tubes d'acier. Ces ponts militaires, du type en treillis, sont entièrement assemblés par soudure. Ils ont été exécutés en acier à haute résis-



Fig. 802. Vue générale du pont de Saint-Cloud.

Photo H. Baranger.

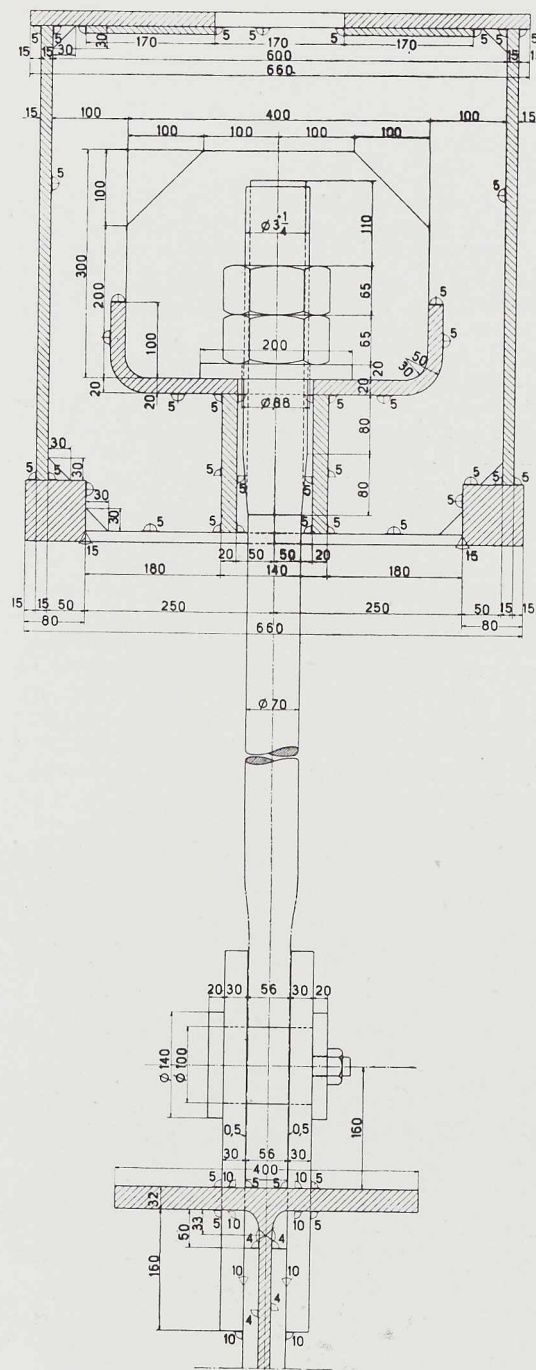


Fig. 803. Dispositif réalisé en Suède pour la fixation des suspentes.

lance St 52, ce qui a eu comme résultat une économie notable du prix de revient. D'ici quelques années, on pourra juger de la durabilité de ces ouvrages, compte tenu des sollicitations dynamiques.

Récemment, un pont-route temporaire a été construit à Stockholm. A cette occasion, on fit usage d'une nouvelle électrode à grande pénétration; elle permet l'assemblage, sans préusinage, de tôles d'une épaisseur jusqu'à 16 mm.

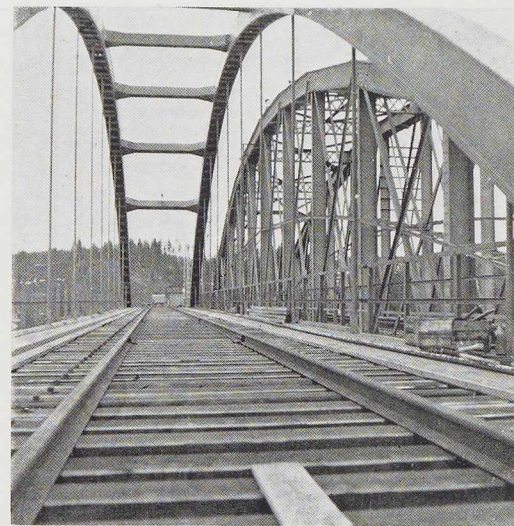


Fig. 804. Contreventement supérieur à nœuds rigides d'un pont en arc raidi par poutres continues à âme pleine, construit récemment sur le réseau suédois.

Les ingénieurs R. Vallette et A. Goelzer, Paris, ont donné des détails sur l'emploi de la soudure dans la reconstruction du pont d'Oissel, sur la ligne Paris-Le Havre (fig. 805). Cet ouvrage fut endommagé pendant les hostilités, mais ne s'était pas effondré; il présentait toutefois de grosses et nombreuses détériorations dispersées, et en particulier, de véritables brèches dans le tablier.

Bien que l'ouvrage fût construit en fer puddlé, il fut décidé d'effectuer sa réparation par soudure, sous réserve d'une mise au point par La Soudure Autogène Française, chargée des travaux de soudure et par la Société d'Etudes pour la Construction et la Réparation des Ouvrages Métalliques. Les services techniques intéressés de la S. N. C. F. avaient défini les conditions à observer dans la conduite des études pour obtenir le maximum de sécurité. En particulier, il fut prescrit d'employer des soudures à libre dilatation; c'est pourquoi l'attache des tronçons des membrures a été étudiée par soudure à l'une des extrémités



d'un tronçon et par rivure à l'autre extrémité, afin d'être certain d'éviter tout effet d'un retrait possible. De plus, pour les éléments soudés bout-à-bout, on s'attacha à décaler les joints d'âme et de semelle.

Pendant le cours du travail, un contrôle permanent fut organisé pour que l'exécution des soudures ne s'écarte pas des règles ainsi déterminées. Les soudeurs ont passé un examen d'agrément, conformément aux instructions sur la soudure et, de temps en temps, des épreuves destinées à montrer que leur qualité restait constante, étaient organisées. Grâce aux précautions prises, les travaux de réfection de ce pont n'ont donné lieu à aucun aléa.

Le Congrès de l'A. I. P. C. a adopté les conclusions suivantes pour le premier thème relatif aux moyens d'assemblage.

Conclusions du thème I

Les échecs dans la construction soudée au cours des 10 ou 15 dernières années conduisent à conclure que la soudabilité ne dépend pas seulement des facteurs d'ordre métallurgique.

Etant bien entendu qu'il est convenablement élaboré et débarrassé des défauts physiques, la soudabilité des aciers de construction doit être définie comme l'aptitude à subir, sans insécurité, les effets de retrait dans les conditions de l'ap-

plication. Partant de cette définition, proposée par le professeur Campus, la conception d'ensemble et la qualité de l'exécution qui relèvent du seul constructeur apparaissent comme les facteurs essentiels de la bonne tenue des ouvrages soudés; c'est d'elle principalement que dépend le développement de ce mode de construction. Il y a de nombreux exemples de constructions réussies en charpente soudée, mais jusqu'à ce que des connaissances supplémentaires aient été acquises, l'emploi des profils de forte épaisseur est à éviter.

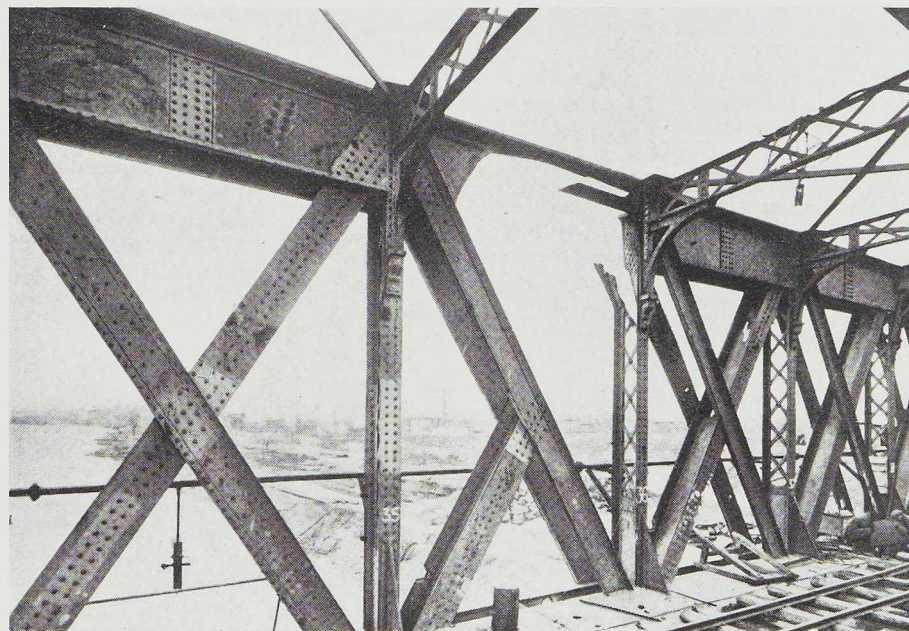
Il est recommandé de multiplier et de généraliser les études et les essais ayant pour objet d'analyser le phénomène du retrait et toutes ses conséquences.

Les nœuds d'assemblage restent le point le plus délicat des ponts et charpentes, tant rivés que soudés et requièrent toute l'attention des constructeurs.

La question du voilement des plaques comporte trois problèmes. Dans le domaine élastique, le problème du voilement doit être considéré comme résolu et les coefficients correspondants peuvent être calculés commodément. Dans le domaine plastique, les bases d'une théorie correcte de voilement des plaques (théorie de déformation plastique locale de P. P. Bijlaard) apparaissent aujourd'hui comme établies.

Enfin, le comportement des tôles minces après le voilement (qui est important dans la construction légère) est prêt d'être élucidé grâce à une

Fig. 805. Pont d'Oissel sur la ligne Paris - Le Havre. Etat du panneau comportant les montants 35 et 36 avant réparation.



interprétation convenable des résultats d'essais systématiques.

Thème III : Ponts métalliques de grande portée

Dans son rapport général, le Dr O. H. Ammann, ingénieur-conseil à New-York, a attiré l'attention des congressistes sur l'économie qui doit constituer la considération principale dans la conception, la mise en œuvre des ponts de grande portée. Ceci exige, de la part des constructeurs, des considérations, des recherches et des essais souvent inusités et même nouveaux.

La question du choix d'un type est aujourd'hui résolue du fait que seules des conceptions simples et claires, telles que les ponts en arc et les ponts suspendus, sont à même de s'imposer dans la construction actuelle. Si la qualité améliorée de l'acier a rendu possible la construction d'œuvres puissantes, ce développement résulte d'une réduction dans le poids par l'emploi d'alliages légers ou de la soudure. Les efforts énormes qui apparaissent exigent des conceptions particulières concernant les tensions admissibles et la sécurité des divers éléments de construction. Au début du présent siècle, on considérait que les ponts suspendus devaient être calculés (en ce qui concerne les surcharges) comme ouvrages rigides. Cette théorie a été reconnue erronée pour les ponts de longue portée. Grâce à l'adoption de systèmes flexibles, combinés avec l'application de la théorie des « changements de forme » à la place de la théorie « de l'élasticité », des économies substantielles ont pu être obtenues dans les ponts suspendus de grande portée. Le problème de l'oscillation sous l'influence du vent exige de nouvelles recherches pour lesquelles on possède aujourd'hui des données utiles. L'économie doit également être obtenue par le procédé de montage.

En projetant les ponts à grande portée, il est essentiel de prévoir une répartition des efforts d'une manière plus détaillée. Des améliorations constantes dans les méthodes de calcul ainsi que des essais sur modèles aideront les ingénieurs à atteindre le but recherché.

Après une communication du Dr Sven Olof Asplund sur les fonctions d'influence pour la correction des déviations angulaires dans les ponts suspendus, l'ingénieur J. Courbon a présenté une contribution à la statique des ponts suspendus à poutres de rigidité.

La méthode de calcul des ponts suspendus est basée d'une part sur la détermination des efforts dans la poutre de rigidité en fonction de la composante horizontale de la traction des câbles, d'autre part, sur une relation approchée donnant

en fonction du déplacement vertical des points d'un câble, les déplacements horizontaux des extrémités du câble. On retrouve ainsi, pour déterminer la variation des poussées dues aux surcharges et aux variations de température, l'équation utilisée par les ingénieurs américains.

Cette équation entraînant toutefois de longs calculs, l'auteur l'a transformée de manière à lui donner une nouvelle forme conduisant à des calculs très rapides et mettant en évidence les effets de superposition des charges.

La méthode indiquée permet un calcul aisé des ponts à trois travées symétriques qui sont des ouvrages économiques et d'aspect agréable; elle a ainsi réagi sur la conception même des ouvrages, notamment en ce qui concerne les pylônes : suppression des appareils de dilatation au sommet des pylônes, qui sont soit encastrés soit articulés à leur base.

L'ingénieur C. D. Crosthwaite, Londres, dans sa communication sur le calcul des ponts suspendus à grande portée, a mis en relief la méthode par approximations successives de Southwell. Celle-ci s'applique à la résolution de ponts suspendus à l'aide de solutions trigonométriques. Ce procédé de calcul ne nécessite pas la simplification habituelle des suspentes inextensibles à traction constante, d'un déplacement vertical des câbles et d'un coefficient de rigidité constant. L'auteur a montré que seuls les deux facteurs suivants ont une influence sur les ponts suspendus de grande portée : rigidité variable des poutres et longueur variable des suspentes.

Il a proposé une représentation simplifiée de la résolution par série, suffisante pour la plupart des ouvrages courants.

L'ingénieur C. A. Maunsell, Londres, a donné des détails sur la reconstruction du célèbre pont suspendu franchissant le détroit de Menai⁽¹⁾, construit en 1826 par Thomas Telford, l'un des ingénieurs les plus remarquables de son époque. Il est à noter que le remplacement du système portant de l'ouvrage fut réalisé sans interruption du trafic. Le vieux pont comprenait quatre chaînes en fer forgé (fig. 806); le remplacement des deux chaînes inférieures nécessita l'emploi provisoire de deux câbles porteurs au-dessus des anciennes chaînes jusqu'à la mise en place des nouvelles chaînes. Les chaînes intérieures furent remplacées en second lieu. Le nouveau tablier fut construit à 10 cm au-dessous de son niveau définitif puis remonté au fur et à mesure de la démolition de l'ancien tablier. L'auteur a donné des détails sur les mesures prises pour éviter la corrosion des chaînes.

(1) Voir *L'Ossature Métallique*, no 11/12-1945, p. 220.



M. C. Scruton, du National Physical Laboratory, Londres, a donné un court aperçu sur les recherches sur la stabilité aérodynamique des ponts suspendus réalisés dans la division aérodynamique du National Physical Laboratory. Les essais exécutés jusqu'à présent l'ont été sur des éléments de modèles; les travaux sont en cours pour réaliser des essais sur modèles entiers d'une longueur maximum de 18 mètres dans un tunnel aérodynamique. Grâce aux résultats obtenus par ces essais, il a été possible d'établir des détails de construction donnant une stabilité plus favorable.

Le professeur A. Roggeveen, Wassenaar (Pays-Bas), a donné des détails sur le montage des ponts en arc munis de poutres de rigidité, comportant peu de supports intermédiaires, espacés à 40 mètres et plus. Il a également donné des indications sur le procédé de montage d'un arc à trois articulations avec tirant, évitant les grands efforts de flexion secondaires dans ce tirant en dessous de l'articulation supérieure.

Conclusions du thème III

Le poids propre des poutres principales croissant plus rapidement que suivant une loi proportionnelle à la portée, il est essentiel que dans le cas de grands ouvrages, la définition des maîtresses-poutres, la réalisation des éléments qui les constituent ainsi que celle de leur assemblage conduisent aux conditions les plus économiques.

L'économie dans la conception, l'exécution, l'entretien doit être recherchée dans un choix particulièrement soigné du type d'ouvrage adopté et du matériau, dans les possibilités constructives, dans la définition des surcharges et des contraintes admissibles aussi bien que dans la conception de l'ensemble et des détails constructifs. La simplicité et la clarté de la conception de l'ensemble et des détails sont des caractéristiques essentielles de la construction des ponts en acier, à l'heure actuelle.

Pour les portées atteignant 500 à 600 mètres, les poutres à travées solidaires continues, semi-continues, triangulées et les arcs construits en acier de haute qualité dont la discrimination doit être faite en tenant compte de la nature du sol de fondation sont des solutions bien adaptées et économiques. Pour les portées supérieures, c'est le pont suspendu avec câble à fils d'acier à haute résistance qui domine sans conteste. Il permet d'atteindre aujourd'hui des portées allant jusqu'à

Fig. 807. Vue de la partie supérieure d'un pylône du pont de Menai en cours de reconstruction.

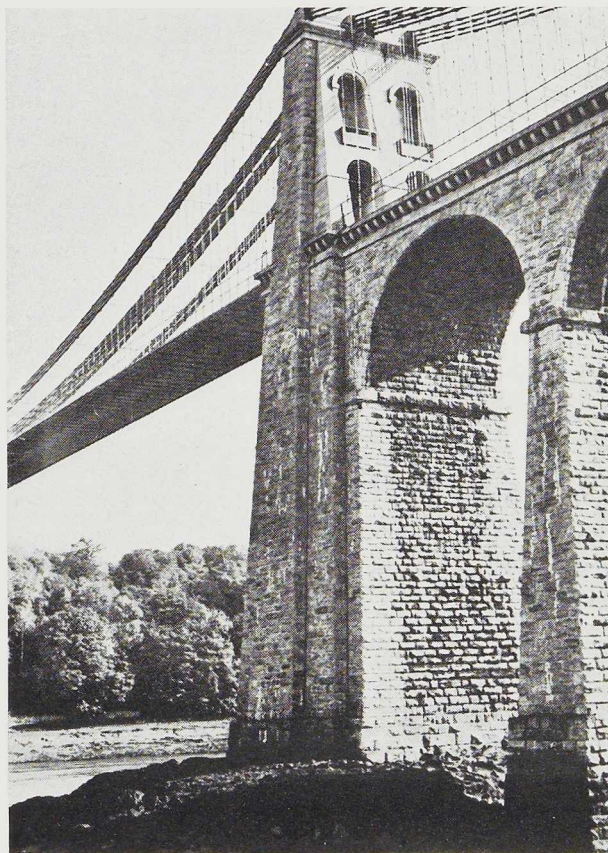
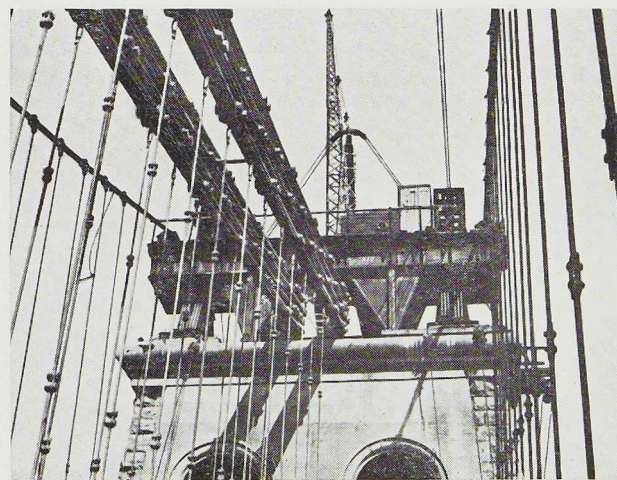


Fig. 806. Vue partielle de l'ancien pont de Menai, dont le système portant était constitué par quatre chaînes en fer forgé.



1 500 mètres, moyennant une conception adéquate de l'ensemble de l'ouvrage.

Une détermination aussi exacte que possible des efforts dans les différents éléments des maîtresses-poutres des ponts prend une importance croissante à mesure que la portée et la possibilité d'utilisation des matériaux croissent elles-mêmes.

Les méthodes de calcul doivent permettre de tenir compte de ces exigences et doivent être facilement utilisables par les constructeurs.

Thème V : La sécurité des constructions

Dans son rapport général, le professeur Campus a souligné que l'analyse de la notion de sécurité en faisait ressortir toute la complexité. Si les principes généraux et universels sont possibles et souhaitables, il n'en est pas moins de diversifier les conditions pratiques de sécurité pour les divers genres d'ouvrages et les diverses natures de matériaux.

Le critère de sécurité contre la ruine (ou même simplement contre la mise hors service) n'est pas uniforme : il peut être multiple pour un même élément. Dans la plupart des cas, il est aléatoire et ne peut être connu que statistiquement. Le calcul des probabilités peut contribuer à une meilleure condition de la sécurité et influencer sur l'évolution des qualités des matériaux et sur leur emploi.

Dans le domaine des sollicitations, celles qui résultent des circonstances naturelles devraient être mieux connues surtout les effets du vent dont l'étude statistique doit être recommandée. Les autres sollicitations introduisent surtout des incertitudes en raison de ce que la détermination de leurs effets souffre encore d'imperfections systématiques. L'analyse de la notion de sécurité ne doit pas faire perdre de vue la synthèse bien comprise de l'efficacité, de l'économie et de la sécurité des constructions qui réside en premier lieu dans l'œuvre de création du constructeur et qui se complète par celle de l'exécutant et du dirigeant.

La question des sollicitations dynamiques semble avoir atteint un palier de son évolution depuis une dizaine d'années.

Selon les observations qui ont pu être faites à Liège sur l'effet des projectiles divers pendant la guerre, les bâtiments à ossature à cadre bien conçus et réalisés ont remarquablement résisté. Les colonnes et les poutres n'ont subi de dégâts appréciables dans les cadres métalliques qu'en cas d'impact direct mais sans qu'il se soit jamais produit d'effondrement dans les Instituts de la Faculté des Sciences Appliquées au Val-Benoît⁽¹⁾. Les effets principaux sur les structures ont été

éprouvés par les hourdis en béton armé qui ont été sollicités par le souffle de bas en haut, sollicitation imprévue sous l'effet de laquelle ils ont été crevés, les armatures étant disposées uniquement pour la sollicitation normale. Ces efforts de soulèvement des dalles exercés sur de grandes surfaces ont d'ailleurs affecté aussi les soudures, mais sans grandes conséquences pour les cadres en acier, également résistants en tous sens. Par contre, les colonnes et les poutres en béton armé formant cadre ont aussi subi des sollicitations considérables inverses du sens prévu, cela a inévitablement engendré de nombreuses fissures jusqu'en des éléments éloignés, conformément à la théorie de la continuité. En dépit de l'excellente qualité du béton, et d'un ferrailage bien conçu et bien exécuté, les dégâts aux ossatures en béton armé ont été généralement plus étendus en raison de l'adaptation étroite de la capacité de résistance de ces matériaux à des sollicitations d'un sens déterminé.

L'ingénieur M. Prot, des Ponts et Chaussées, Paris, a exposé dans son rapport comment le coefficient traditionnel de sécurité des ouvrages d'art peut être remplacé par un coefficient de probabilité de bonne tenue de ces ouvrages. Après un exposé psychologique général de la notion de sécurité, ainsi comprise, l'auteur apporta quelques précisions pratiques sur les notions de probabilité sur la façon dont on peut apprécier le degré de sécurité d'un ouvrage à l'aide d'essais sur éprouvettes et indique finalement les probabilités de ruine que l'on peut considérer comme acceptables.

L'ingénieur R. Lévi, Directeur à la S. N. C. F., Paris, a exposé ses idées en vue de la recherche d'une méthode concrète concernant la sécurité des constructions.

L'ingénieur M. Cassé, de la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F., Paris, a souligné que pour utiliser pratiquement les études sur la sécurité faisant appel à des considérations statistiques, il était nécessaire de connaître les courbes de dispersion de résistance des métaux en particulier pour la construction des ponts et charpentes.

En vue d'obtenir ces courbes, on a repris en France des essais sur une première série de 10 000 éprouvettes; on a mis au point une machine permettant d'essayer 200 éprouvettes par jour et d'enregistrer sur un même graphique les contraintes correspondant à des allongements permanents de deux millièmes, un centième, deux centièmes et à la rupture (fig. 808).

(1) Voir à ce sujet l'article du professeur Campus dans le présent numéro, pp. 505-519.



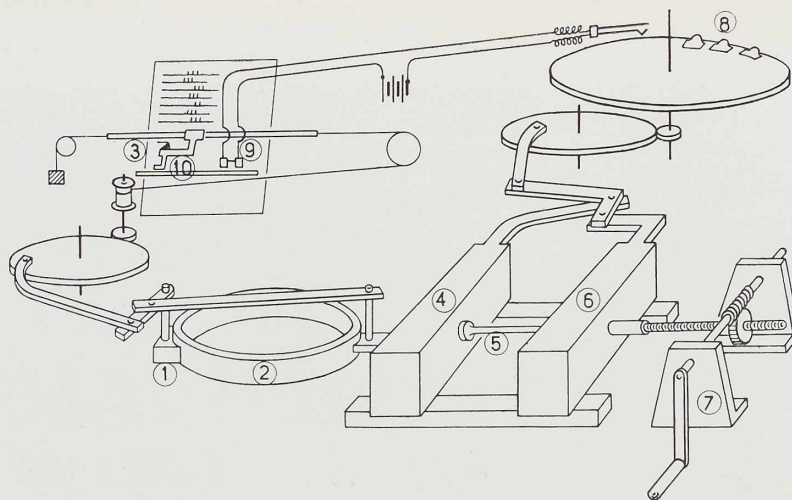


Fig. 808. Schéma de la machine d'essais, utilisée en France par la S.N.C.F. et la Chambre Syndicale des Constructeurs métalliques pour la mesure des allongements permanents :

1. Point fixe. - 2. Anneau dynamométrique. - 3. Style inscripteur. - 4. Tête dite fixe. - 5. Eprouvette à essayer. - 6. Tête mobile. - 7. Commande de la tête mobile. - 8. Contacts placés dans les allongements fixés et provoquant l'inscription des charges correspondantes. - 9. Electro-aimant commandant la tige 10. - 10. Tige commandant le soulèvement du style.

L'ingénieur Dutheil, Dijon, a rappelé que dans le réel l'acier doux est ductile; sauf cas exceptionnels, un système donné ne peut aboutir de l'état élastique à la ruine qu'en passant par la phase plastique. Il résulte des phénomènes d'adaptation qui se produisent, une nouvelle répartition des tensions et des moments, en général plus favorable à la stabilité. Si donc on ne considère les systèmes qu'à l'état plastique en leur appliquant le critère habituel de stabilité, on aboutit sans raison valable à des probabilités de ruine réelles, très différentes suivant les systèmes. Par la prise en compte systématique de la ductilité de l'acier, on peut remédier à cette anomalie. C'est l'objet du deuxième stade de calculs de sécurité dans les conditions nouvelles appliquées aux ossatures métalliques en acier doux. M. Dutheil a exposé successivement les moyens qu'il propose pour franchir ce deuxième stade, c'est-à-dire obtenir, toutes choses égales d'ailleurs, les probabilités de ruine comparables pour tous les systèmes isostatiques ou hyperstatiques, qu'il s'agisse de traction, de flexion simple et composée ou de flambement.

L'ingénieur A. J. Moe, Copenhague, a établi que la notion actuellement admise du coefficient de sécurité basé sur les tensions admissibles n'était pas exacte. L'expérience a montré que cette notion est à compléter par un certain nombre de

conditions particulières pour les nouvelles formes constructives telles que la précontrainte.

L'auteur a proposé le nouveau coefficient de sécurité tenant compte des nécessités de la pratique.

Conclusions du thème V

La sécurité d'un ouvrage correspond à un faible risque de ruine qui s'exprime en principe par une probabilité. Cette probabilité est évidemment difficile à évaluer dans un grand nombre de cas offerts par la pratique.

Il apparaît cependant souhaitable qu'on aborde ce calcul en multipliant les observations et les expériences. Dans les cas où cette probabilité pourrait être appréciée avec une précision suffisante, elle serait susceptible d'être prise en compte dans les discussions économiques. En particulier, les caractéristiques des matériaux doivent être définies non seulement par leur valeur moyenne mais encore par les indices de dispersion qui peuvent être l'écart moyen, arithmétique ou quadratique de l'ensemble des valeurs mesurées ou des valeurs inférieures à la moyenne.

Cette connaissance de la dispersion des résultats sera susceptible d'orienter un contrôle efficace de la fabrication, une recherche des causes de cette dispersion et des moyens propres à la

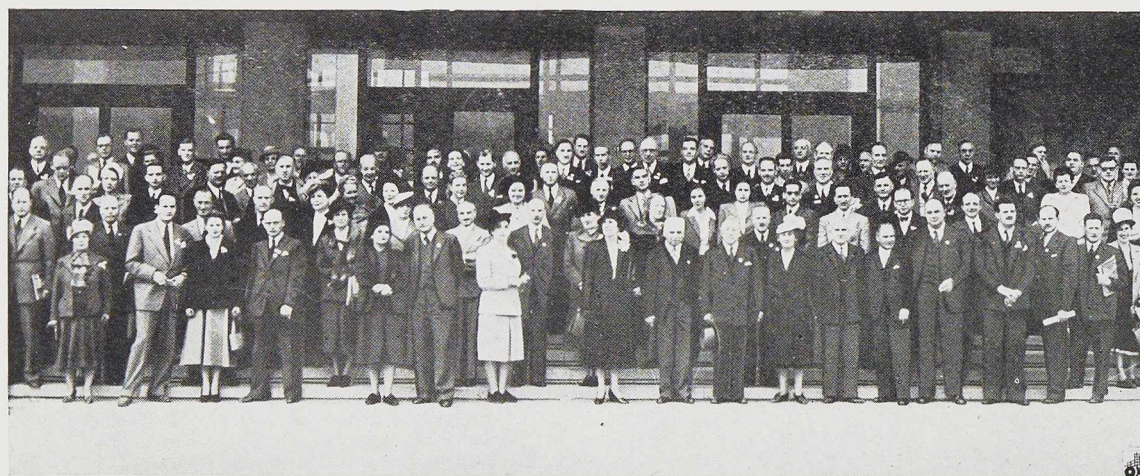


Fig. 809. Participants au Congrès, photographiés devant les instituts universitaires du Val-Benoît.

réduire. Il est évidemment recommandable de conduire les essais avec discernement, notamment de ne pas appliquer sans précautions des résultats d'essais mécaniques obtenus avec une certaine sollicitation (traction par exemple) à d'autres systèmes de sollicitation (flexion par exemple).

La valeur moyenne d'une caractéristique et surtout de la dispersion semble dépendre de la dimension des éprouvettes pour une même forme. Des études susceptibles de préparer la normalisation des dimensions échelonnées seraient souhaitables.

La sollicitation d'un ouvrage constitue elle-même une variable aléatoire dont chaque valeur est affectée d'un coefficient de probabilité qu'il serait également souhaitable de pouvoir apprécier.

Il serait notamment désirable que des observa-

tions statistiques soient faites dans les différents pays sur les effets du vent. L'interprétation des expériences permettra de mieux adapter les méthodes de calcul aux réalités physiques, en particulier pour les éléments de détail.

Dès lors, et si les conditions initiales sont définies de façon suffisante, les systèmes hyperstatiques présentent généralement une sécurité supérieure à celle des isostatiques.

La connaissance du mode d'action des forces mobiles ou intermittentes et de leurs effets dynamiques paraît encore affectée d'une grande incertitude, qu'il serait souhaitable de réduire progressivement.

*
* *

Fig. 810. Vue de la grande salle de l'Université de Liège, dans laquelle eurent lieu les séances de travail du Congrès de l'A. I. P. C.



Les différentes séances de travail ont été suivies d'une discussion préparée dans laquelle sont intervenus notamment les professeurs F. Campus, F. Faltus et F. Stüssi et les ingénieurs Beer, Ceradini, Chambaud, Crosthwaite, Gerbeaux, Haviar, Hormidas, Kollbrunner, Louis, Schmid, Széchy, Widman, etc.

C'est au cours d'une dernière séance que les conclusions indiquées précédemment ont été adoptées.

Les interventions des différents congressistes présents au cours des séances de travail, seront publiées dans le *Rapport final* du 3^e Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentiers, qui paraîtra prochainement.

Les figures 800, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808 sont extraites de la *Publication préliminaire* du 3^e Congrès de l'A. I. P. C.

CHRONIQUE

Le marché de l'acier pendant le mois d'octobre 1948

		Production acier lingot en tonnes		
		Belgique	Luxembourg	Total
Octobre	1948	364 571	223 712	588 283
Septemb.	1948	344 834	222 309	567 143
Janv.oct.	1948	3 128 375	1 985 629	5 114 004
Janv.oct.	1947	2 251 505	1 389 978	3.611.483

Il y a un progrès d'environ 20 000 tonnes dans la production belge d'octobre par rapport à celle du mois précédent. Par contre, la production luxembourgeoise ne présente guère de changement.

Le chiffre belge constitue un record absolu : en effet, il dépasse de 10 000 tonnes le record antérieur d'octobre 1929 qui se chiffrait à 355 951 tonnes; pendant ce même mois d'octobre 1929, le Luxembourg avait atteint 242 241 tonnes, soit près

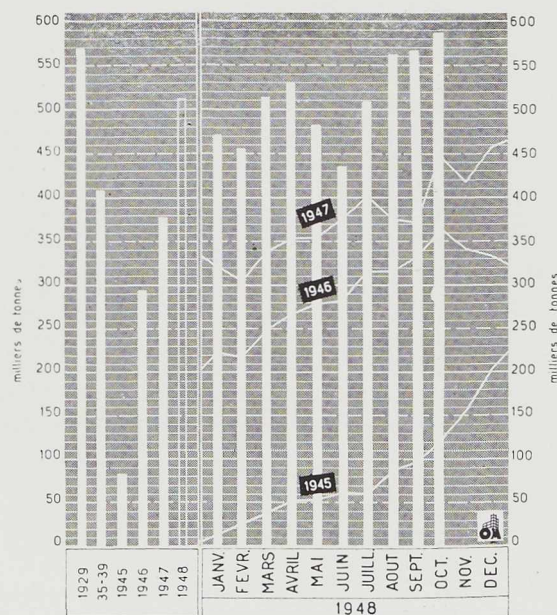


Fig. 811. Production mensuelle des aciéries belges et luxembourgeoises.

de 20 000 tonnes en plus que pendant le mois d'octobre 1948.

La production totale de l'Union économique a atteint le mois dernier une cadence annuelle de plus de 7 millions de tonnes.

L'approvisionnement en matières premières est assuré. Il est vrai que les grèves françaises avaient amené un arrêt de fournitures de minerai français pendant trois semaines. Toutefois, les stocks constitués ont permis de maintenir la production de fonte sans trop de difficultés.

En mitrilles, les qualités pour hauts fourneaux et fours Martin sont très recherchées. La *Joint Export-Import Agency* organisant la distribution des mitrilles de la bizonne allemande a réservé à l'Union économique environ 60 000 tonnes de mitrilles réparties parmi les deux pays, suivant le barème habituel.

Nous avons reçu de Hollande quelques milliers de tonnes de fonte.

Les prix de vente des aciers sont fermes par continuation. Les besoins en tôles fortes sont toujours difficiles à couvrir et les délais pour cette spécification dépassent parfois six mois.

Le rééquipement des usines se poursuit : à Seraing, Cockerill a en construction 56 fours à coke pour l'approvisionnement de ses usines. A Athus, il est question d'édifier un nouveau laminoir à bandes pour les trains à froid de Ferblatil. A Dudelange, Arbed a en construction le hall devant abriter les nouveaux trains de laminoirs à froid. A A. M. S. on s'attend à la mise en activité d'un nouveau four électrique moderne. Aux Chantiers navals de Hoboken, on prévoit une installation de préfabrication des plus perfectionnée.

Marché intérieur

Le marché intérieur reçoit sa large part dans la production actuelle. Les délais sont normaux, sauf en ce qui concerne les tôles fortes et moyennes.

Les expéditions de fabrications métalliques ont atteint, en octobre, un total de 148 361 tonnes comprenant notamment :

Produits de la tôle	20 517 tonnes
Accessoires du bâtiment	10 948 tonnes
Matériel de chemins de fer et tramways	19 299 tonnes
Ponts et charpentes	7 129 tonnes



Fig. 812. Vue du pont de Fragnée à Liège, prise le jour de son inauguration par le Ministre des Travaux Publics.

Marché extérieur

Les exportations d'octobre sont allées, en premier lieu, dans l'ordre d'importance des tonnages, aux pays suivants : Argentine, Hollande, Angleterre, Suisse, Suède, Portugal, Etats-Unis.

On se prépare à entamer les pourparlers pour les fournitures de 1949. On prévoit de gros tonnages notamment pour les Pays-Bas et l'Angleterre; pour ce dernier pays, sur la base des tractations du plan Marshall, un tonnage supplémentaire de 400 000 tonnes est envisagé, pour les deux pays de l'Union économique.

La Turquie pourrait nous acheter un tonnage substantiel. Plusieurs délégués de la sidérurgie font partie de la délégation qui se rend aux Indes et au Pakistan pour prospector ces deux nouveaux marchés. Les négociations continuent avec l'Espagne. Certaines difficultés de paiement n'ont pas encore permis d'aboutir à un accord; de même les négociations avec l'Argentine se prolongent encore.

Par ailleurs, les Etats-Unis sont devenus, ces derniers mois, un débouché d'importance pour nos usines. Signalons enfin les négociations en cours avec la Finlande et certains autres marchés extérieurs.

En fabrications métalliques, nos constructeurs ont à livrer à la bizonne 6 300 wagons de chemin

de fer qui viennent d'être répartis définitivement.

D'autre part, dans les récentes conventions belgo-suisse, le poste le plus important des listes contingentaires comporte des livraisons de produits de la fabrication métallique, pour un total de 300 millions de francs belges.

Les accords signés avec la Yougoslavie prévoient pour le même secteur, des fournitures pour 350 millions de francs belges. Enfin, nous avons reçu de l'Afrique du Sud une commande de cinq locomotives. Nos ateliers sont donc encore suffisamment pourvus de commandes, mais on n'est pas rassuré pour l'avenir en raison des difficultés de devises éprouvées par certains pays et le retard dans la livraison de licences qui en résulte. Ces restrictions visent d'ailleurs particulièrement les produits fabriqués et de ce fait, certains secteurs sont menacés de mévente et de chômage. Il en est ainsi notamment des produits galvanisés et émaillés.

L'inauguration du pont-route de Fragnée, à Liège

Le jeudi 4 novembre 1948, le Ministre des Travaux Publics et le Bourgmestre de Liège ont procédé à l'inauguration du nouveau pont de Fragnée (fig. 812).



Détruit lors des événements de 1940, sa reconstruction a été confiée, par l'Administration des Ponts et Chaussées, à la Société Anonyme John Cockerill, à Seraing.

L'ouvrage est constitué de trois arches, qui, mesurées d'axe en axe des rotules, ont respectivement 53^m725 pour chacune des deux travées de rive et 57^m75 pour la travée centrale, les rotules sur piles étant écartées de 5^m20 d'axe en axe. La portée totale d'axe en axe des rotules sur culées est donc de 175^m60 . La largeur de chaussée entre bordures est de 12 mètres, alors que sur l'ouvrage primitif elle était de 10 mètres seulement. Les trottoirs ont chacun une largeur de 2^m60 , la largeur totale de l'ouvrage d'axe en axe des garde-corps est donc de 17^m20 .

La superstructure de chaque arche est constituée par six arcs de 1 mètre de hauteur, en treillis, à trois articulations, espacés de 2^m68 d'axe en axe. Les arcs sont reliés entre eux à l'aide d'entretreoisements verticaux.

Le poids total de l'ouvrage est de 2 100 tonnes. Sa construction a demandé la mise en œuvre de 552 000 rivets représentant un poids de 95 tonnes.

Le constructeur s'est inspiré heureusement du principe de la préfabrication en usine pour réduire le montage le plus possible. C'est ainsi que les demi-arcs d'une arche ont été complètement terminés en usine; ils pesaient chacun 33 tonnes. Amenés par voie d'eau, ils furent pris par une bigue flottante et mis en place directement, en les appuyant à une extrémité, sur les rotules de pied, et à l'autre extrémité, sur une palée de montage établie dans l'axe de la passe. Ce procédé très simple fut rendu possible par les puissants moyens de fabrication et de montage mis en œuvre; il permettait de mettre en place un demi-arc en 35 minutes, on procédait ensuite au réglage par positionnement des rotules de clef.

Les montants, les entretreoisements, les éléments du platelage, y compris les tôles embouties métalliques, furent ensuite montées sur les arcs. Pour ce travail on a utilisé environ 140 000 rivets de montage.

La plupart des œuvres d'art qui ornaient le pont primitif seront récupérées.

Reconstruction du viaduc de Moresnet

On vient de lancer la dernière travée du viaduc de Moresnet sur la ligne de Tongres à Aix-la-Chapelle. Cet ouvrage, de 1 107 mètres en vingt-deux travées, avait été fort endommagé par les Allemands lors de leur retraite. Il livrait passage à une ligne à double voie et a été rétabli tel qu'il était; toutefois, certaines pièces furent renforcées

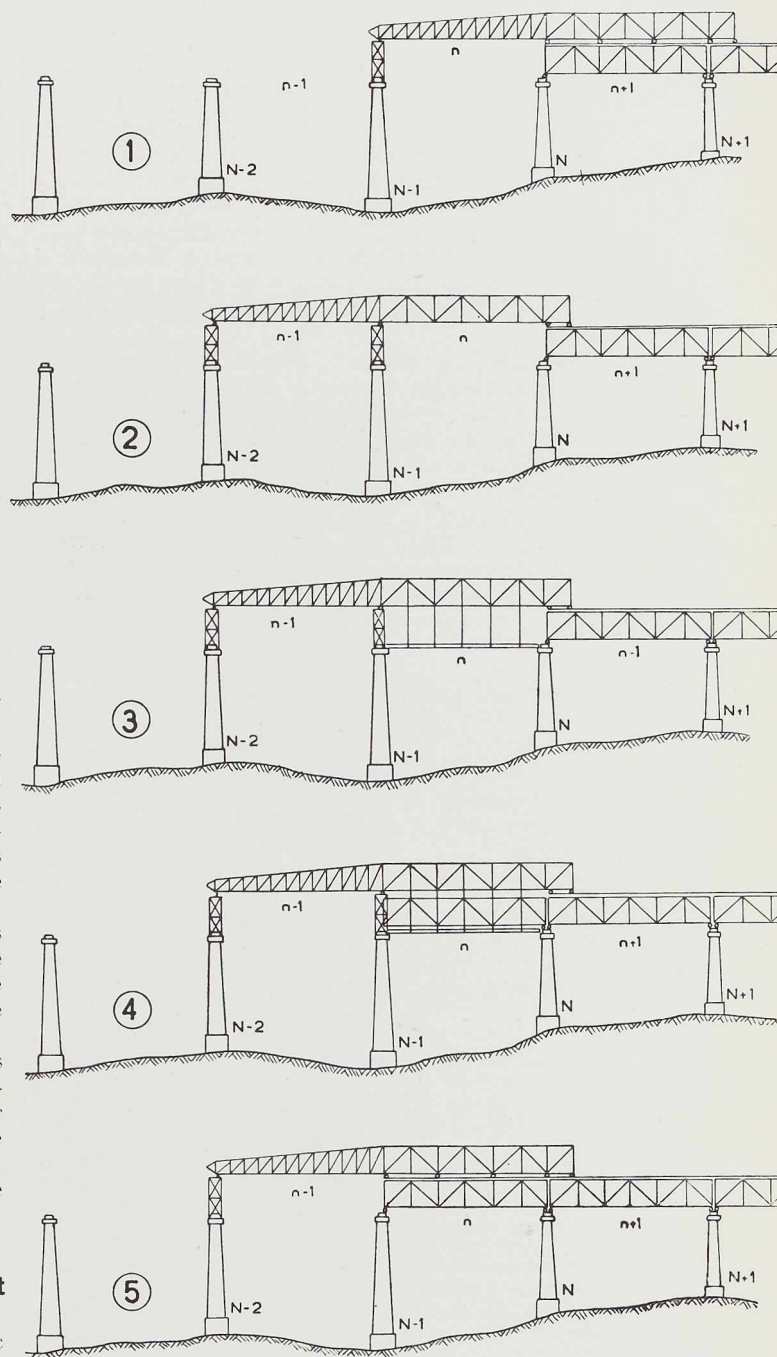


Fig. 813. Phases de montage du viaduc de Moresnet :
1. Pont de service avant lancement. — 2. Pont de service après lancement. — 3. Pont de service après montage du plancher. — 4. Travée montée sur plancher. — 5. Plancher enlevé, pont de service prêt à être lancé au-dessus de la travée suivante.

pour pouvoir faire face à un trafic ferroviaire plus lourd.

Chaque travée se compose de deux maîtresses-poutres en treillis à membrures parallèles de 7^m50 de haut et comportant six panneaux de 8 mètres. Elles sont distantes de 4^m50 et portent un tablier supérieur avec trottoirs de service en encorbellement et passerelle de service entre les poutres au niveau de la membrure inférieure. La travée pèse 240 tonnes environ, y compris les dalles de béton qui constituent les trottoirs et la passerelle inférieure.

Le viaduc repose sur 21 piles en béton armé de hauteurs inégales au-dessus du sol de la vallée : la plus haute d'entre elles a 52 mètres.

La mise en place de chaque travée s'est faite par le lancement, au moyen d'un avant- bec, d'une travée de service dont la membrure inférieure se trouve au niveau de la membrure supérieure du viaduc (fig. 813). On suspend ensuite à cette travée de service, au niveau de la membrure inférieure du viaduc, un plancher de service sur lequel on monte la travée définitive. La travée de service et son avant-bec pèsent ensemble 400 tonnes.

Quoique, par raison d'économie et de rapidité, la récupération des pièces pouvant encore servir ait été poussée à l'extrême, 2 300 tonnes d'acier neuf ont été nécessaires pour ce travail de remise en état.

Les travaux ont été confiés à la S. A. Baume et Marpent.

Coordination des dimensions des constructions

L'Institut Belge de Normalisation (I. B. N.) vient de publier, sous leur forme définitive, les deux normes NBN 180 et NBN 181 qui sont relatives à la coordination des dimensions des constructions par l'application du système du module.

Ces normes sont d'une grande importance pour l'industrie de la construction. En effet, on sait qu'il y a, en Belgique, un déficit considérable de logements et qu'il faudrait pouvoir en construire plusieurs milliers par an, pendant dix ans. La normalisation dans l'industrie de la construction contribuera à résoudre le problème en mettant à la disposition des intéressés un outil de base permettant la mise en œuvre rationnelle d'éléments dont le prix de revient sera fortement abaissé par la fabrication en série.

La base de cette coordination indispensable des éléments de la construction est le système du module, qui formule les règles auxquelles doivent satisfaire les dimensions des constructions et celles des éléments qui doivent s'y intégrer.

La norme NBN 180, élaborée par la Commission du Système du Module, sous la présidence du professeur J. Verdeyen, donne les directives fondamentales et les principes généraux qui sont à la base du système du module. Des exemples d'application de ces principes sont donnés à la norme NBN 181.

ECHOS ET NOUVELLES

Construction de wagons

Les Ateliers Métallurgiques de Nivelles construisent actuellement une série de voitures pour la Compagnie Internationale des Wagons-lits. D'autre part, cette Société a été chargée de la construction d'une cinquantaine de wagons-citernes de grande capacité (48 m³) destinés à une société pétrolière hollandaise.

Pylônes pour lignes à haute tension

La S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur a exécuté avec les Sociétés suivantes : les Ateliers Métallurgiques de Nivelles, les Ateliers de Construction de Willebroeck, les Chaudronneries Smulders à Grâce-Berleur, les Anciens Etablissements Nobels-Peelman à Saint-Nicolas-Waes, une fourniture de 1 500 tonnes de pylônes destinés à la ligne à haute tension reliant la Centrale de Schelle à la Centrale de Drogenbosch.

Ces pylônes sont tous d'une très grande hauteur, certains d'entre eux atteignant 40 mètres.

Cette ligne qui coupe la route de Bruxelles à Mons a été construite par la Société de Traction et d'Electricité à Bruxelles.

D'autre part, la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur a fourni des pylônes d'une ligne à haute tension entre Gouy-les-Piétons et Laubeuge. Cette ligne, en construction à l'heure actuelle, comporte également des pylônes d'une très grande hauteur. Elle est construite par l'Union Générale Belge d'Electricité à Bruxelles.

Construction du pont de France, à Namur

On procède actuellement à Namur à la reconstruction du Pont de France, au confluent de la Meuse et de la Sambre. Pour la construction de ce pont en arc à voie supérieure, on utilise environ 70 % d'éléments récupérés du dynamitage du pont qui se trouvait à cet endroit avant la guerre.

Les travaux de construction de cet ouvrage d'art ont été confiés à la S. A. des Ateliers de Construction de Jambes-Namur.



Bibliothèque

Nouvelles entrées (1)

The Work of the Bridge Builders (L'œuvre des bâtisseurs de ponts)

par J. GORDON PEIRSON.

Un volume relié de 128 pages, format 12 × 19 cm, illustré de 44 figures. Edité par la Pen-in-Hand Publishing Co Ltd. Oxford (Grande-Bretagne), 1948. Prix : 7 s. 6 d.

Les ponts figurent parmi les plus belles œuvres créées par l'homme. Qu'il s'agisse de vénérables ponts en pierre de nos ancêtres ou d'ouvrages audacieux des temps modernes, ils portent tous l'empreinte du génie humain.

Le livre de M. Gordon Peirson constitue une histoire, écrite d'une façon très attachante, des ponts célèbres érigés durant les dernières décades à travers le monde entier.

Parmi les ponts cités par l'auteur, les grands ponts en acier, en arc ou suspendus, occupent une place de premier plan. Citons notamment le pont Hell Gate à New-York, le pont de Sidney en Australie, le pont Birchenough sur la Sabi en Rhodésie du Sud, les ponts des chutes du Niagara (Etats-Unis) et de Victoria (Afrique), le viaduc de Viaur, en France, pour les ponts en arcs; le pont Reine Alexandra dans le Comté de Sunderland (Angleterre), le pont Tay en Ecosse, le Pont jubilaire de la Reine Victoria à Montréal au Canada, le pont sur la Hawkesbury River en Australie, le pont sur le Zambèze inférieur en Afrique, le pont de Storstrøm au Danemark pour les ponts en treillis; le célèbre pont sur le Forth en Ecosse, le pont de Québec et le pont Jacques Cartier au Canada, le pont du Petit Belt au Danemark, le pont de Howrah aux Indes, le pont Story en Australie pour les ponts du type cantilever.

L'ouvrage se termine par un chapitre sur les ponts suspendus dans lequel l'auteur mentionne quelques grands ponts suspendus américains sans oublier le Tower Bridge qui, depuis plus d'un demi-siècle, fait partie intégrante du paysage londonien.

An Introduction to Metallic Corrosion (Introduction à la corrosion des métaux)

par Ulick R. EVANS.

Un volume relié de 211 pages, format 15 ×

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

23,5 cm, illustré de 66 figures. Edité par Edward Arnold et Co, Londres 1948. Prix : 12 s. 6 d.

Le Dr Evans, spécialiste des problèmes de corrosion, a publié, il y a quelques années, un important traité sur la Corrosion, la passivité et la protection des métaux (2) ainsi qu'un ouvrage condensé actuellement épuisé.

Le présent ouvrage du Dr Evans répond à une demande de plusieurs universités britanniques, désireuses de mettre à la disposition de leurs étudiants un ouvrage moderne sur la corrosion dominant sous une forme condensée l'essentiel du problème. Ce livre, qui s'adresse également aux ingénieurs, débute par un rappel de notions d'électro-chimie. Les chapitres suivants traitent de la formation du film d'oxydation, de la corrosion électro-chimique, de la corrosion par acides, alcalis ainsi que de l'influence des milieux corrosifs.

L'effet des tensions de déformation, de l'usure, etc., est étudié dans un chapitre spécial. Deux importants chapitres sont consacrés à la prévention de la corrosion au moyen d'inhibiteurs solubles et de revêtements protecteurs.

Le dernier chapitre est relatif à l'étude des problèmes de corrosion du point de vue mathématique. On trouve en annexe une importante bibliographie d'ouvrages et d'articles sur la corrosion.

Le nom du Dr Evans, dont les travaux en matière de corrosion font autorité, est un garant du succès de son nouvel ouvrage.

Dessins techniques (2^e édition)

Un recueil de 32 planches, format 21 × 31 cm. Edité par Fabrimétal, Bruxelles, 1948. Prix : 35 francs.

Ce recueil a été élaboré en vue de fixer les principales règles et prescriptions pour l'exécution des dessins techniques, dont l'application assurera une grande clarté et une grande précision en simplifiant au maximum le travail matériel de dessin.

L'ouvrage, à la rédaction duquel ont collaboré la S. N. C. B. et l'Institut Belge de Normalisation (I. B. N.), traite des points suivants : Format, cadre, pliage — Disposition — Cotation — Indication des tolérances — Symboles d'état de surface — Surépaisseurs d'usinage — Rivets et boulons — Filetage, etc.

(2) Voir le compte-rendu de cet ouvrage dans l'Ossature Métallique n° 9-1937, p. 449.



Experimentelle Untersuchung der Spannungsverteilung in freiaufliegenden Balken und theoretische Untersuchungen über die Eigenfrequenz parallelogrammförmiger Platten
(Recherches expérimentales sur la répartition des tensions dans les poutres simplement appuyées et recherches théoriques sur la fréquence propre des plaques parallélogrammiques)

par R. BEREUTER.

Une brochure de 136 pages, format 15 × 23 cm, illustrée de 28 figures, constituant la publication n° 3 du Laboratoire de Photo-élasticité de l'École Polytechnique Fédérale. Edité par la S. A. Leemann Frères, Zürich. Prix : 11 francs suisses.

Basé sur des mesures photo-élastiques, l'auteur montre, dans la première partie de cette brochure, que le calcul permettait de déterminer la répartition des tensions à quelques pourcents près pour des poutres de hauteur constante ou de forme parabolique. Au voisinage immédiat des points d'application des efforts et des points d'appui, aucune théorie n'est valable.

Dans la seconde partie, consacrée aux plaques parallépipédiques, l'auteur considère les trois cas suivants :

- a) Plaque encastrée;
- b) Plaque encastrée portant une charge concentrée en son centre;
- c) Plaque reposant librement.

Ces cas ont été résolus à quelques pourcents près respectivement par les méthodes de Rayleigh et de Ritz ainsi que par la méthode différentielle.

Au fil du rail (Fascicules X, XI et XII)

par Fernand LEBBE.

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

Les dixième et onzième fascicules de l'ouvrage de vulgarisation sur les chemins de fer, publié par M. Lebbe, sont relatifs au matériel roulant. Dans l'un, l'auteur décrit les ateliers de réparation de la Société Nationale des Chemins de Fer Belges (S. N. C. B.), et dans l'autre, les remises pour locomotives.

Le fascicule XII donne des notions du dessin ferroviaire.

Catalogue

Vade-mecum de l'Arcosoudure

Une brochure de 36 pages, format 10 × 14,5 cm. Editée par la Société Arcos, Bruxelles, 1948.

Cette petite brochure contient les caractéristiques des électrodes Arcos pour différentes nuances d'acier.

On y trouve également des tableaux donnant la résistance des cordons de soudure, la quantité de métal déposé, le temps de fusion et la consommation de courant par électrode, les caractéristiques des transformateurs Arcos, etc.

Bibliographie

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

14.21. — **Contribution au calcul des poutres continues sur appui simple et incompressible**

I. TOTH, *Travaux*, août 1948, pp. 457-460, 6 fig.

Le problème de la poutre continue est résolu

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

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

depuis longtemps et l'application pratique des formules générales a fait l'objet de maintes recherches. Afin de simplifier les calculs des bureaux d'études, on est allé jusqu'aux solutions approchées. Toutefois, les hypothèses servant de base pour les méthodes approchées ne donnent des solutions acceptables que dans un domaine limité.

La note de M. Toth a pour objet l'établissement de formules simples applicables dans les bureaux d'études et donnant la solution rigoureuse du problème, pour le cas où le moment d'inertie ne varie pas à l'intérieur d'une travée, les appuis étant supposés incompressibles.

L'auteur donne notamment une formule simple



pour le calcul des foyers ainsi que la solution générale des équations de Clapeyron, solution qui facilitera les calculs numériques lorsque le nombre des travées est élevé et que les cas de charges à examiner sont nombreux.

20.11. - Le nouveau pont sur le Rhin à Cologne

E. ESSER, *Schweizerische Bauzeitung*, 20 novembre 1948, p. 652.

On vient d'inaugurer à Cologne un nouveau pont-route sur le Rhin, qui remplace l'ancien pont suspendu datant de 1913-1915, détruit pendant la deuxième guerre mondiale.

Le nouvel ouvrage, du type à poutres à âme pleine, comporte trois travées de 132, 184 et 121 mètres de portée. Le système portant est constitué par des poutres métalliques en caisson à trois cellules, dont la largeur est de 12^m30, la hauteur variant de 3^m30 à 7^m80. Le rapport de la hauteur de la poutre à la portée de la travée est ainsi de 1/56 au milieu de la travée centrale. Le tablier, d'une largeur totale de 20^m60, livre passage à une chaussée de 11^m50, deux trottoirs de 3 mètres et deux pistes cyclables de 1^m55 de largeur. La dalle en béton armé du tablier a une épaisseur de 10 centimètres.

Le nouveau pont, œuvre de l'ingénieur-conseil F. Leonhardt, a été construit en 13 mois. Le tonnage de l'acier mis en œuvre atteint 5 700 tonnes.

20.12. - Construction du viaduc S. N. C. F. sur le Rhône à Avignon (France)

M. PAYAN, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, juillet-août 1948, pp. 1-16, 29 fig.

Le viaduc métallique de la S. N. C. F. qui traverse le Rhône à 2 km en aval d'Avignon, fut détruit par les Allemands le 24 août 1944. Ce pont tubulaire à huit travées solidaires en treillis de 73^m00 et 54^m40 de portée a été remplacé provisoirement par un pont en bois sur pilotis à une voie réalisé par le Génie américain, mais les travaux de reconstruction définitive commencèrent dès fin 1944 pour se terminer le 13 novembre 1947.

Le programme de reconstruction comportait l'exécution des travaux suivants :

1. Découpage des travées 6 et 7 au-dessus des basses eaux et évacuation des éléments découpés.

2. Relevage de la travée 1, du tronçon côté rive droite de la travée 2, de la partie centrale de la travée 3 et des travées 5 et 8.

3. Reconstruction des maçonneries détruites sur les anciennes fondations, compte tenu d'un relèvement général de l'ouvrage de 0^m88 demandé par le service de la Navigation (ce relèvement a été porté ultérieurement à 1^m18 pour permettre la

circulation d'une passerelle de visite sous le tablier).

4. Reconstruction du tablier métallique en remplaçant par des travées neuves les travées 4, 6 et 7.

Les travées neuves montées sur la rive gauche ont été lancées en vue de leur raccordement avec la travée 5 relevée. Ce groupe de travées a ensuite été lancé à nouveau pour être raccordé avec la travée 3 reconstruite. Pendant les travaux, la travée 8 a été ripée vers l'amont. Dans le stade final des travaux, les travées 1 et 2 ont été relevées et reconstruites et la travée 8 remise en place après réparation.

Etant donné la pénurie d'acier qui sévissait à cette époque en France, la récupération fut poussée au maximum, ce qui entraîna un volume de réparation extrêmement important. L'utilisation rationnelle de la soudure électrique a permis de réparer un grand nombre de pièces et d'éviter des démontages onéreux.

La reconstruction du viaduc a exigé le découpage et l'évacuation de 1 500 tonnes de ferraille, le relevage d'environ 1 800 tonnes de travées, l'usinage et le montage de 3 700 tonnes de pièces métalliques neuves et de 130 tonnes d'appui en acier moulé ainsi que la pose au chantier de 530 000 rivets et l'emploi de 3 200 kilos d'électrodes.

30.5. - Tour de télévision au sommet d'un gratte-ciel

Construction Methods, août 1948, pp. 86-88, 4 fig.

Le *New York Daily News* a fait ériger, au sommet du building de 36 étages qu'il occupe, une tour métallique supportant l'antenne de télévision desservant sa station émettrice. C'est une construction en treillis, soudée, de 90 mètres de hauteur, en forme de pyramide à base carrée, très élancée. Le côté du carré de base est approximativement de 10 mètres, alors que celui du carré au sommet ne dépasse pas 1^m50 environ. Un tube de 50 cm de diamètre prolonge cette tour de 9 mètres et, de son sommet, s'élance l'antenne proprement dite : celle-ci est constituée d'un tube conique, dont le diamètre passe de 20 à 10 cm sur 14 mètres de hauteur environ.

65 tonnes d'acier furent hissées le long de la façade de l'immeuble, jusqu'à la terrasse, à 145 mètres au-dessus de la rue. Deux derricks de chantier furent employés pour ce travail, ayant respectivement 20 et 13 mètres de flèche. Le plus petit fut monté en pièces détachées par l'ascenseur de service de l'immeuble. Malgré les précautions qu'il faut prendre pour ne pas interrompre le travail d'une station météorologique établie sur la même terrasse, et malgré l'exiguïté de l'espace disponible pour établir les engins de levage, le travail, y compris la construction d'une annexe abritant la salle de transmission et les services, fut achevé en 4 mois.



Table des Matières

Tome XIII. Janvier-Décembre 1948

Classement méthodique

	Pages		Pages
Calculs, théories, études générales, essais		Constructions à ossature	
A la gloire de l'acier, par H. LIEBRECHT	4	Centre médical (Le nouveau) du Texas à Houston (U. S. A.)	330
Calculs des profils en tôles minces pliées	286	Charpente métallique de la nouvelle centrale électrique de Gennevilliers (France)	238
Calcul par tableaux des joints d'âme des poutres rivées soumises à flexion, par E. DORLET	200	Charpentes métalliques (Nouvelles formes dans la construction des), par H. LAUREYSSENS	411
Congrès (XI ^e) de Centres d'Information de l'Acier, Ashorne Hill (Grande-Bretagne), du 12 au 17 juillet 1948	393	Charpentes de toitures à versants portants	124
Congrès (III ^e) de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.), Liège, septembre 1948	540	Charpentes tubulaires (Application des) en Italie, par U. BIFFIGNANDI	384
Emploi de la soudure à l'arc dans la construction économique des bâtiments, par R. ALEXANDRE	139	Charpentes Vierendeel de l'Acierie Ilva, à Naples (Italie), par A. BOZZARELLI	435
Evolution des soudotechniques américaines et européennes en dix ans, par Ed. HENRION	369	Construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège (Construction et caractéristiques principales), par F. CAMPUS	505
Exportations belgo-luxembourgeoises. Prévision et part de la métallurgie, par J. MAHAIM	296	Coupole du Palais de Justice de Bruxelles (Reconstruction de la), par A. STORRER	261
Impératifs de la reconstruction des parcs de stockage, par G. DARIC	129	Ecole de Médecine vétérinaire de l'Université de Gand	389
Importance économique et sociale de la sidérurgie dans l'économie belge et luxembourgeoise, par P. GILLAIN	35	Eglise de Crusnes (Lorraine)	174
Palplanches plates « Belval P » pour constructions cellulaires, par L. BAES	75	Hangars d'avions à Cointrin-Genève et Kloten-Zurich, par C. F. KOLLBRUNNER	457
Protection des constructions métalliques contre le feu, par G. N. BALBACHEVSKY	190	Hangar métallique de l'aéroport d'Aix-les-Bains-Chambéry	468
Tensions résiduelles (Détermination des) dans quelques constructions soudées, par W. SOETE, R. VANCROMBRUGGE et Ch. DE WULF	246	Laurentien Hôtel à Montréal (Canada)	529
Travail de la Commission de corrosion britannique, par J. C. HUDSON	487	Terminus urbain de la Sabena, à Bruxelles	465
		Théâtre de Louvain (Reconstruction du), par M. LENS	241
		Théâtre municipal d'Utrecht (Le nouveau)	159



	Pages
Emploi de l'acier dans les maisons d'habitation	
Maison métallique française	185
Maison préfabriquée « Lustron Home »	520
Ossature en tubes d'acier dans la construction, par R. LE LAN	177
Ponts	
Pont Bailey sur la Meuse à Heer-Agimont	439
Ponts basculants Scherzer à tirant, par E. DORLET	343
Construction du pont d'Argenteuil, par A. SCHMID	223
Construction du pont provisoire de Ramet-Ivoz, par J. BARBIER	407
Pont de Howrah à Calcutta (Indes)	309
Pont de Lustin sur la Meuse	271
Ponts métalliques de faible portée en Grande-Bretagne, par D. J. DAVIES	279
Pont-route d'accès à l'usine hydro-électrique de Rapperswil - Auenstein (Suisse), par A. LAMBOTTE	126
Pont-route sur la rivière Váh (Tchécoslovaquie), par F. LEHAR et V. CHMEL	533
Pont Story à Brisbane (Australie)	537
Reconstruction du pont Marguerite à Budapest, par Ch. SZÉCHY	357
Reconstruction des ponts-rails détruits en Hongrie, par I. KORANYI	230
Reconstruction des ponts de Szolnok, de Csongrâd et d'Algyö (Hongrie), par I. KORANYI	411
Travée Vierendeel du pont-rails d'Hérentals sur le canal Albert, par E. DORLET	523
Appareils de manutention	
Portique du port charbonnier de Zolder, par A. LAMBOTTE	171
Transports	
Containers des chemins de fer néerlandais (Les nouveaux)	425

	Pages
Constructions hydrauliques et maritimes	
Constructions cellulaires en palplanches plates, par J. VERDEYEN	60
Ecluse à sas de Belfeld (Pays-Bas) (Restauration de l')	420
Vanne-secteur double, par C. F. KOLLBRUNNER	55
Divers	
Coffrage métallique au barrage de Génissiat, par J. JAUDOIN-PROM et G. MATHIEU	335
Conduites forcées du barrage de Génissiat	338
Eclairage des gares de triage	189
Eléments de machines en tôles soudées	415
Emplois de l'acier dans la construction du barrage de Génissiat (France)	334
Exposition de la sidérurgie britannique à l'« Ideal Home Exhibition » à Londres	331
Gazomètre soudé de Västerås (Suède)	367
Porte en fer forgé du « Frogner Park »	204
Progrès dans la construction des chevalements de mines (1875-1946), par A. LAMBOTTE	317
Progrès dans la construction des cages d'extraction de mines (1875-1945), par A. LAMBOTTE	471
Pylône d'antenne à Sottens (Suisse) (Le nouveau)	431
Pylônes en tubes d'acier remplis de béton	483
Rapport du Conseil d'Administration à l'Assemblée générale du 15 mars 1948 sur l'activité du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier au cours de l'année 1947 (Extraits)	239
Relèvement d'un derrick de montage	283
Renflouage du navire « Prins Willem V », par C. CLIP	275
Sculptures d'acier	199
Tour à fusées (Nouvelle attraction foraine)	428



Classement par noms d'auteur

	Pages	Pages	
ALEXANDRE, R. — L'emploi de la soudure à l'arc dans la construction économique des bâtiments	439	KOLLBRUNNER, C. F. — La vanne-secteur double	55
BAES, L. — Les palplanches plates « Belval P » pour constructions cellulaires	75	— Hangars d'avions à Cointrin-Genève et Kloten-Zurich	457
BALBACHEVSKY, G. N. — La protection des constructions métalliques contre le feu	190	KORANYI, I. — Reconstruction des ponts détruits en Hongrie	230
BARBIER, J. — La construction du pont provisoire de Ramet-Ivoz	407	— Reconstruction des ponts de Szolnok, de Csongräd et d'Algyö (Hongrie)	441
BIFFIGNANDI, U. — Application des charpentes tubulaires en Italie	384	LAMBOTTE, A. — Pont-route d'accès à l'usine hydro-électrique de Rupperswil-Auenstein (Suisse)	126
BOZZARELLI, A. — Les charpentes Vierendeel de l'aciérie Ilva à Naples (Italie)	435	— Portique du port charbonnier de Zolder	171
CAMPUS, F. — Construction et restauration de la charpente métallique continue soudée en acier à haute résistance de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège (Construction et caractéristiques principales)	505	— Progrès dans la construction des chevalements de mines (1875-1946)	317
CHMEL, V. et LEHAR, F. — Le pont-route sur la rivière Váh (Tchécoslovaquie)	533	— Progrès dans la construction des cages d'extraction de mines (1875-1945)	471
CLIP, C. — Renflouage du navire « Prins Willem V »	275	LAUREYSSENS, H. — Nouvelles formes dans la construction des charpentes métalliques	111
DARIC, G. — Impératifs de la reconstruction des parcs de stockage	129	LEHAR, F. et CHMEL, V. — Le pont-route sur la rivière Váh (Tchécoslovaquie)	533
DORLET, E. — Calcul par tableaux des joints d'âme des poutres rivées soumises à flexion	200	LE LAN, R. — L'ossature en tubes d'acier dans la construction	177
— Ponts basculants Scherzer à tirant	343	LENS, M. — La reconstruction du théâtre de Louvain	211
— La travée Vierendeel du pont-rails d'Herentals sur le canal Albert	523	LIEBRECHT, H. — A la gloire de l'acier	1
DAVIES, D. J. — Ponts métalliques de faible portée en Grande-Bretagne	279	MAHAIM, J. — Les exportations belgo-luxembourgeoises. Prévision et part de la métallurgie	296
GILLAIN, P. — Importance économique et sociale de la sidérurgie dans l'économie belge et luxembourgeoise	35	MATHIEU, G. et JAUDOIN-PROM, L. — Le coffrage métallique au barrage de Génis-siat	335
HENRION, E. — L'évolution des soudotechniques américaines et européennes en dix ans	369	SCHMID, A. — Construction du pont d'Argenteuil	223
HUDSON, J. C. — Le travail de la Commission de corrosion britannique	487	SOETE, W., VANCROMBRUGGE, R. et DE WULF, Ch. — Détermination des tensions résiduelles dans quelques constructions soudées	246
JAUDOIN-PROM, L. et MATHIEU, G. — Le coffrage métallique au barrage de Génis-siat	335	STORRER, A. — La reconstruction de la coupole du Palais de Justice de Bruxelles	261



	Pages		Pages
SZÉCHY, Ch. — La reconstruction du pont Marguerite à Budapest	357	VERDEYEN, J. — Les constructions cellulaires en palplanches plates	60
VANCROMBRUGGE, R., SOETE, W. et DE WULF, Ch. — Détermination des tensions résiduelles dans quelques constructions soudées	246	DE WULF, Ch., SOETE, W. et VANCROMBRUGGE, R. — Détermination des tensions résiduelles dans quelques constructions soudées	246

Chronique

1. Activité des Associations Scientifiques et Techniques

Commission technique des ponts métalliques	498
Concours international pour une nouvelle voie de communication à Stockholm	258
Concours de la Lincoln Electric Company	108
Conférence de M. R. A. Nihoul	51
Conférence sur la photo-élasticité et ses applications aux palplanches	258
Congrès (III ^e) de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.) à Liège	208, 450
Congrès (XI ^e) international des Centres d'Information de l'Acier à Ashorne Hill et Londres (Angleterre)	351
Congrès international des Fabrications mécaniques	257, 403
Coordination des dimensions des constructions	554
Industrialisation du bâtiment au premier Congrès de l'Union internationale des Architectes	402
Journées internationales de la Soudure à Bruxelles	351
Règlement britannique pour aciers de construction	498
Salon national des Métiers du Fer	452
Travaux de l'Institut Belge de Normalisation (I. B. N.)	404
Voyage d'études en Hollande	305
Voyage d'études en Lorraine et au Grand-Duché de Luxembourg (26-29 novembre 1947)	49

2. Emploi de l'Acier dans les ponts

Cintre métallique du pont de Huy	108
Inauguration du pont-route de Fragnée	552
Lançage de ponts métalliques	207
Pont aval du Val-Benoît	107
Reconstruction du pont de Fragnée	154
La reconstruction du viaduc de Moresnet	402, 553

3. Emploi de l'acier dans le bâtiment

L'acier et le cinéma	305
Agrandissement d'une filature à Braine-l'Alleud	50
Charpentes métalliques pour le Congo belge	154
Construction métallique aux Pays-Bas	499
Nouvelle forge et fonderie de l'Atelier Central de Malines	451

Toitures à versants portants	258
Travaux de la Centrale Electrique de Mol	108

4. Emploi de l'acier dans les appareils de manutention

Engins de levage	50
Installations pour minerais	108
Matériel de charbonnages	108
Montage de grues à grappin	108

5. Renseignements économiques

Marché de l'acier pendant le mois de novembre 1947	47
Marché de l'acier pendant le mois de décembre 1947	106
Marché de l'acier pendant le mois de janvier 1948	152
Marché de l'acier pendant le mois de février 1948	205
Marché de l'acier pendant le mois de mars 1948	256
Marché de l'acier pendant le mois d'avril 1948	304
Marché de l'acier pendant le mois de mai 1948	350
Marché de l'acier pendant les mois de juin et juillet 1948	401
Marché de l'acier pendant le mois d'août 1948	449
Marché de l'acier pendant le mois de septembre 1948	497
Marché de l'acier pendant le mois d'octobre 1948	551

6. Divers

Code de bonne pratique relatif aux constructions métalliques soudées	207, 352
Il y a dix ans	404, 452
Lancement du paquebot <i>Elisabethville</i>	257
Meubles de bureau en acier	50
Prévention des accidents	208
Standardisation des profilés	451
Timbres-poste consacrés à l'Industrie belge	153
Travaux de la Jonction Nord-Midi, à Bruxelles	154, 351, 403

7. Echos et nouvelles

Maisons métalliques; Môle de Zeebrugge; Pont portique; Equipement du port d'Anvers; Bateaux-citernes	500
Construction de wagons; Pylônes pour lignes à haute tension; Construction du pont de France à Namur	554

Bibliothèque

A travers les chemins de fer de l'origine à nos jours	501	Année ferroviaire 1948	501
Album des produits sidérurgiques	455	Anniversaire (XV ^e) de la fondation de l'Union professionnelle des architectes (U. P. A.)	209
Amérique latine (tome I), par Georges Rouma	353	Annuaire général du Bâtiment, des Travaux publics et des Industries qui s'y rattachent (12 ^e édition)	501
Anatomy for interiors designers (Anatomie à l'usage des ensembliers), par F. de N. Schroeder	455		



Pages	Pages		
Annuaire officiel de la Chambre de Commerce de Bruxelles	502	Mécanique du sol et fondations, par J. Verdeyen	155
Au fil du rail, par Fernand Lebbe 53, 209, 307, 502, 556		Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.)	454
Bases de la résistance mécanique des métaux et alliages, par P. Laurent, J. Valeur et S. Bogroff	155	Modern Assembly Processes (Procédés modernes d'assemblages), par J. L. Miller	155
Buckling of webs in deep steel I girders (Flambage de l'âme dans les poutrelles métalliques de grande hauteur) par G. Wästlund et Sten G. A. Bergman	409	Nascita e vita della architettura moderna (Naissance et vie de l'architecture moderne), par P. Bargellini et E. Freyrie	353
Cálculo gráfico de estructuras (Calcul graphique des constructions), par E. Rodón	354	Normalisation des écrous, boulons, vis, rivets, crampons, tirefonds, rondelles, etc. (3 ^e édition)	405
Chimie appliquée. Industries minérales (tome I), par A. Dessart	354	Oxy-acetylene welding handbook (Manuel de soudure oxy-acétylénique), par L. J. Tibbenham	156
Communications de la Commission nationale de la recherche sur le bâtiment (Suède)	53, 353	Photoélasticité, par A. Pirard	453
Construction, aménagement et embellissement des usines en Suisse	502	Port de Gand (1946 et 1947)	354, 503
Construction des ponts (2 ^e édition), par R. Vallette	259	Practical building terms (termes utilisés dans la pratique du bâtiment), par Percy L. Marks	109
Corrosion du fer par les solutions de soude caustique, par M. Pourbaix	502	Practical design of simple steel structures (Etude pratique des constructions métalliques simples) (vol. I et II), par D. S. Stewart	354
Dessins techniques (2 ^e édition)	555	Pratique du soudage	109
Electricité dans l'art ménager (3 ^e éd.), par H. Marty	209	Principaux systèmes de mesures et leur coordination, par P. Harmegnies	455
Essential Metallurgy for Engineers (Principes de métallurgie pour ingénieurs, 2 ^e éd.), par A. C. Vivian	52	Problema de la corrosión metálica (Le problème de la corrosion métallique), par E. Jimeno	353
Esthétique et construction des ouvrages d'art, par Jean Demaret	352	Publication préliminaire du III ^e Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (Liège, septembre 1948)	405
Experimental study of structures (Etude expérimentale des constructions), par A. J. S. Pippard	409	Rapport général sur les travaux effectués par le Comité des recherches sur le comportement des métaux aux températures élevées, par G. A. Homès	355
Experimentelle Untersuchung der Spannungsverteilung in freiaufliegenden Balken und theoretische Untersuchungen über die Eigenfrequenz parallelogrammförmiger Platten (Recherches expérimentales sur la répartition des tensions dans les poutres simplement appuyées et recherches théoriques sur la fréquence propre des plaques parallélogrammiques), par A. Bereuter	556	Règles d'utilisation de l'acier	307
Fatigue des Métaux (3 ^e édition), par R. Cazaud	501	Sandvikens Handbok (Manuel de la Société Sandvik), Fascicule 12-Soudure, par K. A. Ringdahl	503
F. B. I. Register of British Manufacturers 1947-1948 (Annuaire de la Fédération des Industries britanniques) 20 ^e édition	502	Sécurité et Hygiène dans les industries de la soudure, par J. Danna	503
Ferien- und Landhäuser (Maisons de week-end et de campagne), par Paul Ataria	156	Siderurgie en électrosiderurgie (Sidérurgie et électrosidérurgie), par A. De Sy	52
Ferrovie Italiane dello Stato rinascono (La renaissance des chemins de fer de l'Etat italien)	503	Soudage électrique par résistance, par J. Nègre	454
Firth-Brown glossary of metallurgical terms (Glossaire des termes métallurgiques Firth-Brown)	209	Steel construction (La construction en acier)	259
Flats (Immeubles à appartements), par H. Kamenka	156	Steel files — Their manufacture and application (Limes en acier — Leur fabrication et emploi), par Eric N. Simons	455
Formulaire pratique du bâtiment (2 ^e édition), par René Champlly	307	Structural Analysis (Calcul des constructions hyperstatiques), par W. Fischer Cassie	52
Guide to official publications in building (Guide relatif aux publications officielles sur le bâtiment), par Collin Penn	53	Structural Steelwork for building and architectural students (La construction métallique pour les étudiants en constructions et architecture), par T. J. Reynolds et L. E. Kent	455
Ingénieur français en U. R. S. S., par Jules Cotte	53	Symposium on metallurgy of steel welding (Congrès sur la métallurgie de la soudure des aciers)	259
Ingenjörshandboken (Manuel de l'ingénieur), par C. A. Strönberg	454	Technical dictionary in six languages (Dictionnaire technique en six langues), par J. Machalski et M. Rapaczynski	352
Introduction to metallic Corrosion (Introduction à la corrosion des métaux), par V. R. Evans	555	Technique de l'automatisme, par F. Ghilardi	354
Journée des états de surface	353	Technique de l'ingénieur (1 ^{re} partie: Généralités)	453
Le Corbusier	52	Travail mécanique de la tôle	156
Le Luxembourg (Livre du Centenaire)	307	Vade-Mecum de l'Arcosoudure	556
Manuel de l'ingénieur « Hütte » (tome I)	209	Vocabulaire du navire (anglais-français), par G. Lefrançois	502
Manuel de soudure électrique à l'arc (3 ^e édition), par Ed. Henrion et F. M. L. Van Horenbeeck	503	Vlaamse bouw- en aanbestedingskalender 1948 (Agenda du bâtiment et des adjudications)	156
		Work of bridge builders (Oeuvre des bâtisseurs de ponts), par J. Gordon Peirson	555

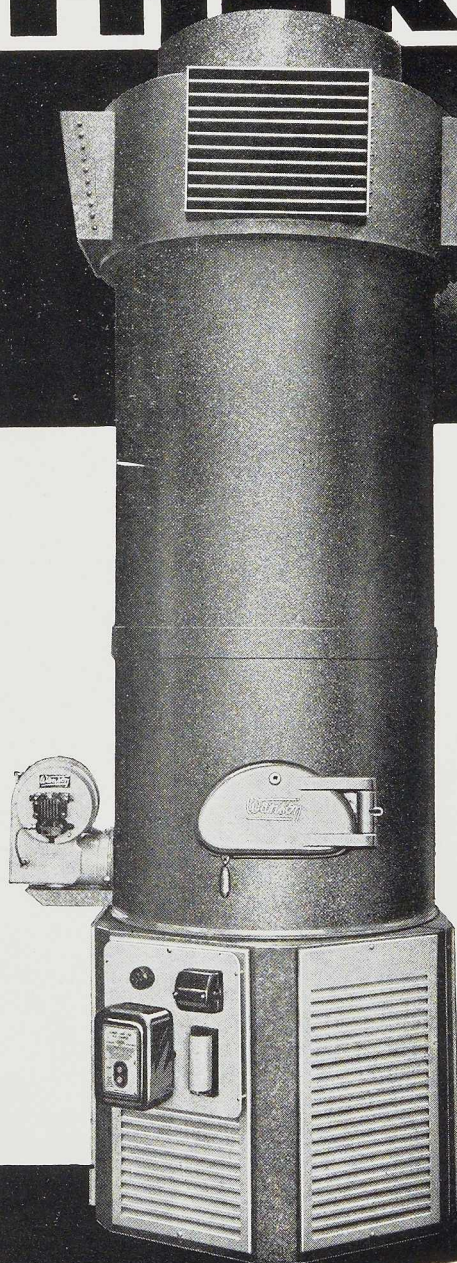
Bibliographie

Résumé d'articles relatifs aux applications de l'acier 140, 158, 240, 260, 308, 355, 406, 456, 504, 556	54,	Indexation des matières et listes des périodiques reçus par le Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier	442
---	-----	---	-----



THERMOBLOC

LE SYSTEME DE CHAUFFAGE REVOLUTIONNAIRE



Produit 135.000 calories utiles.

Rendement très élevé (82 à 85 o/o).

Fonctionne sans aucune surveillance.

Produit immédiatement la chaleur quand et où elle est nécessaire.

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

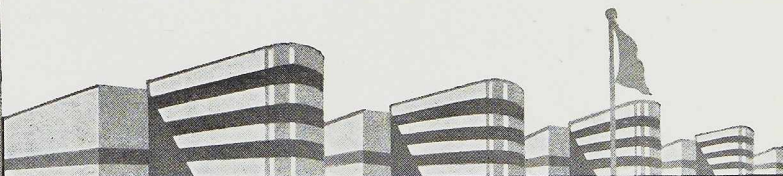
Aucun frais d'installation.

Aucun risque de gel.

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

Assure l'aération en été

Présentation particulièrement soignée.



ETABLISSEMENTS

Wanson

222, Rue Royale • BRUXELLES • Tél.: 17.80.34

PARIS • LILLE • LAUSANNE • MILAN
AMSTERDAM • LISBONNE • NEW-YORK

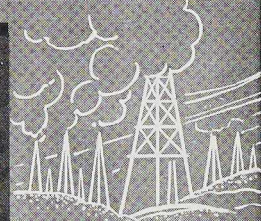
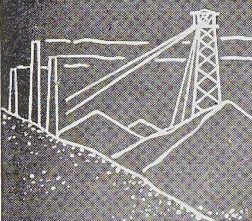
Nous nous ferons
un plaisir de vous
envoyer, sur simple
demande, notre
notice détaillée.

CRÉATIONS FRANCIS DELAMARE

TUBES POUR TOUTES ACTIVITÉS

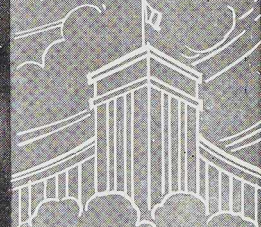
CHARBONNAGES

PÉTROLE



CANALISATIONS

TRAVAUX PUBLICS



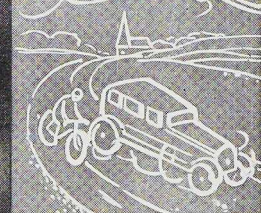
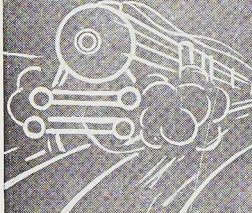
EAU

GAZ

CONSTRUCTION MÉCANIQUE

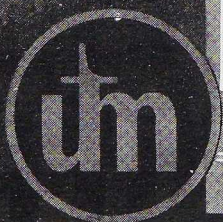
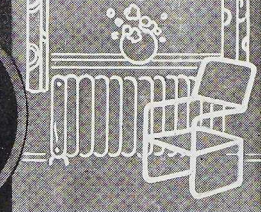
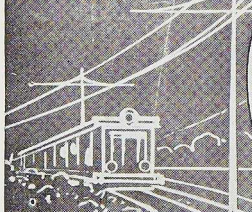
TOUS DIAMÈTRES
DE 3^m A 1250^m
ET PLUS

SPORTS



TRANSPORT DE FORCE

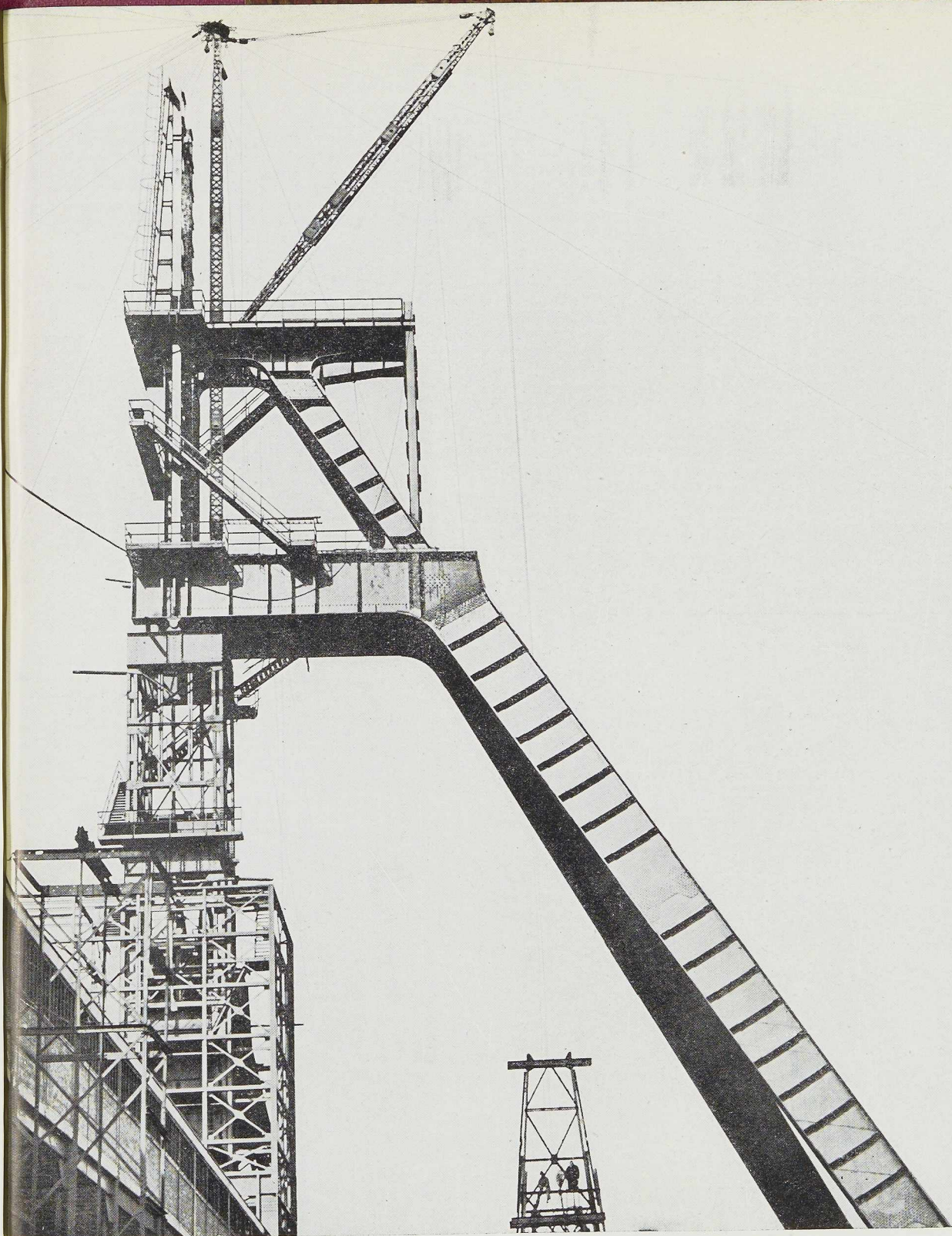
LE HOME



USINES A TUBES DE LA MEUSE

STATE FEMALLE-HAUTE BELGIQUE

SOBELPRO



CHEVALEMENT DE MINE AU Puits MARIE-JOSÉ, DES CHARBONNAGES DE MAURAGE, CONSTRUIT PAR LA

SOCIÉTÉ ANONYME
DES ATELIERS
DE CONSTRUCTION DE

JAMBES-NAMUR

ANCIENS ÉTABLISSEMENTS TH. FINET
VOIR LA DESCRIPTION DE CET OUVRAGE, p. 11 de L'O. M. 1-1947

JAMBES (BELGIQUE)

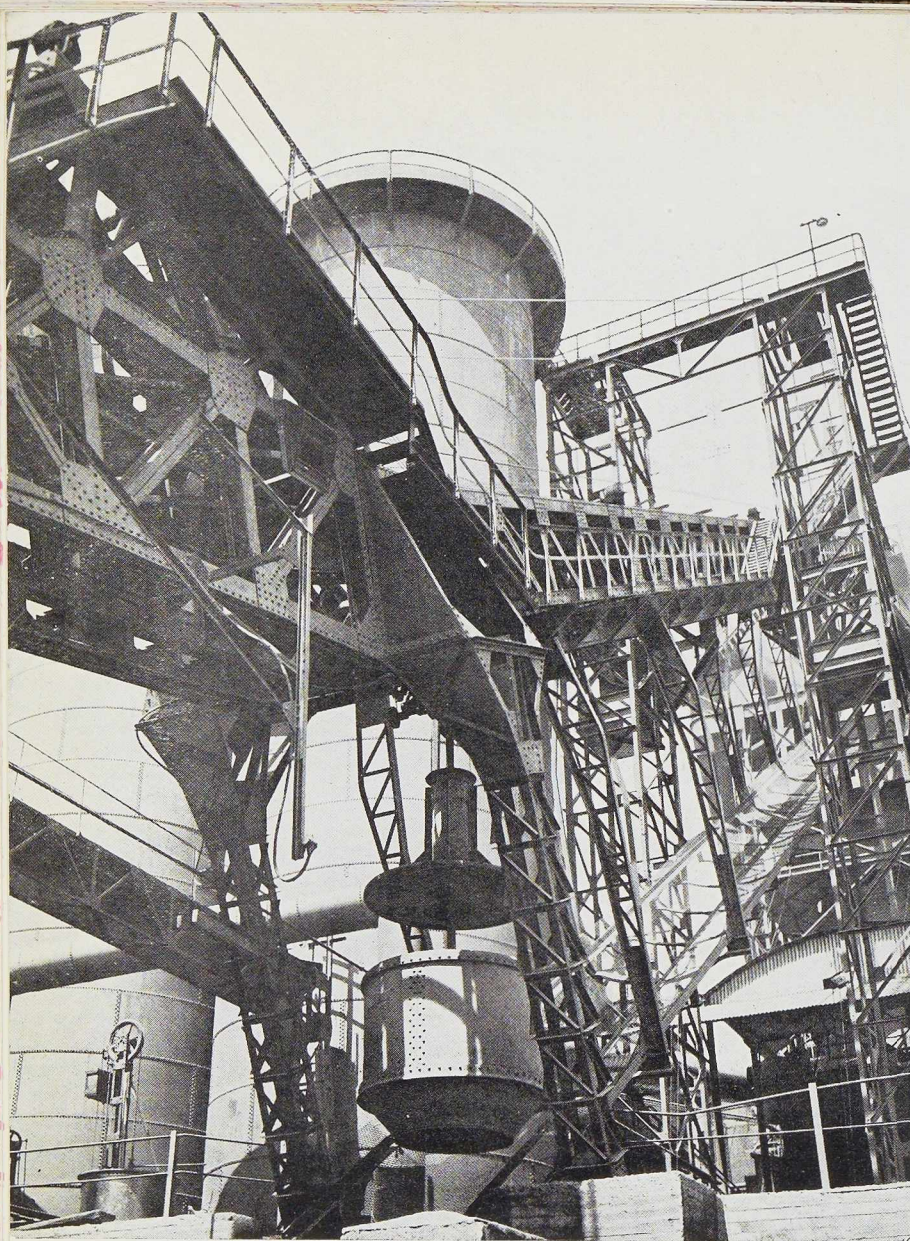


PHOTO W. KESSELS

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

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

FOURS À COKE

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

HAUTS FOURNEAUX

Fontes.
Laitiers granulés et concassés.

ACIÉRIES

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

LAMINOIRS

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

FORGES

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

FONDERIES

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

ATELIERS DE PARACHÈVEMENT

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

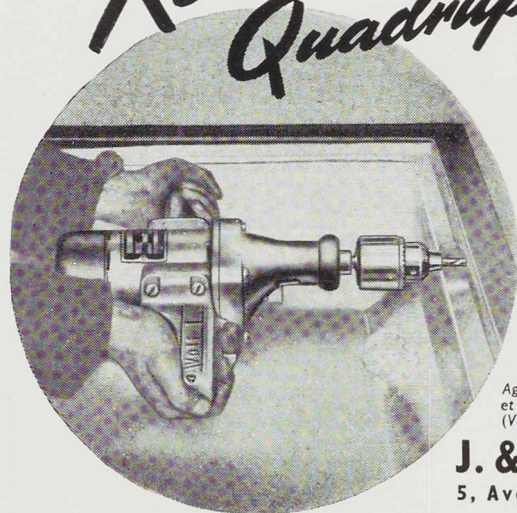
BOULONNERIES

Boulons. Crampons. Tirefonds et rivets.

USINES
GUSTAVE

BOËL

*Rendement
Quadruplé*



**SANS ACCROISSEMENT DE PERSONNEL
SANS AUGMENTATION DE FRAIS**

Les industriels se basent, pour les travaux de forage, ainsi que pour le calcul du prix de revient, sur le rendement de la foreuse Wolf NW4C, machine de $\frac{1}{2}$ " (12.7 mm.) de capacité la plus puissante du monde; elle est spécialement conçue pour les travaux les plus durs et fait économiser temps et argent.

La vitesse de la broche de perçage est exactement calculée pour les travaux sur métaux, sur bois et sur matières plastiques. Outil léger parfaitement équilibré, pouvant percer des trous dans l'acier jusqu'à un diamètre de 12.7 mm. ($\frac{1}{2}$ ") dans le bois jusqu'à un diamètre de 25 mm. (1") et dans les métaux en feuilles jusqu'à un diamètre de 75 mm. (3"). Les accessoires comprennent une plaque de poirine pour les travaux de perçage dans un espace restreint. Cette machine est spécialement étudiée pour réduire l'effort au minimum et assurer une entière sécurité.

Écrivez aujourd'hui même et demandez les renseignements détaillés sur la gamme des outils électriques Wolf.

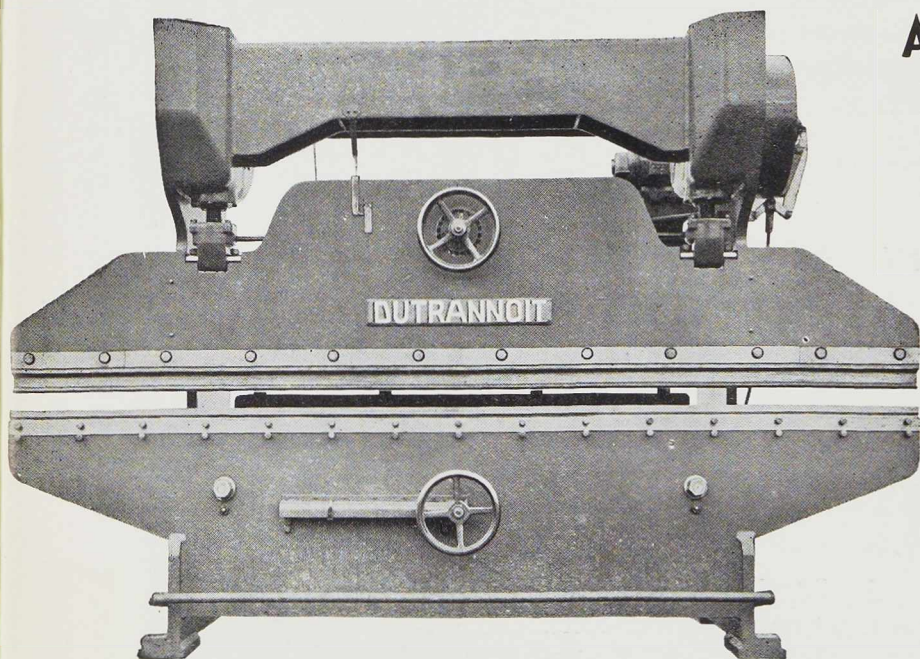
Agents généraux pour la Belgique
et le Grand Duché de Luxembourg.
(Vente en gros et Dépannage):

J. & R. LENAERS

5, Avenue Ernest Renan,
Bruxelles, 3.

Wolf
OUTILLAGE ELECTRIQUE

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



MÉCANIQUE GÉNÉRALE — MACHINES-OUTILS

MORTAISEUSES DE PRODUCTION — MORTAISEUSES D'OUTILLAGE — PRESSES A FRICTION — CISAILLES GUILLOTINES — POINÇONNEUSE CISAILLES — PRESSES PLIEUSES.
MATÉRIEL DE CLOUTERIES, POINTERIES, RONCERIES ET GALVANISATION DU FIL.

ATELIERS DUTRANNOIT

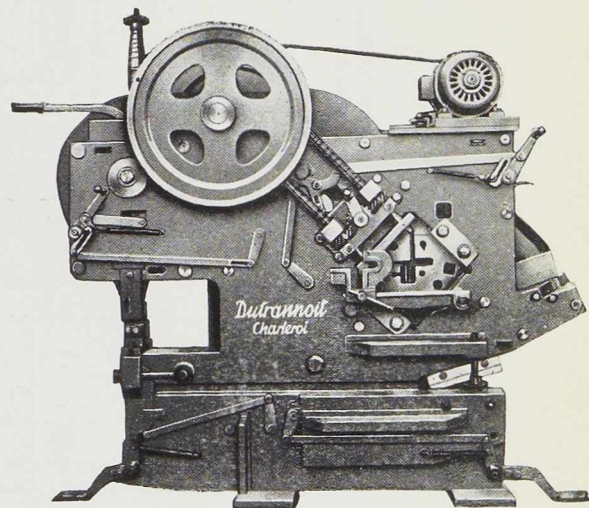
CHARLEROI (Belgique)

FONDÉS EN 1909

TÉLÉPHONE 123.78 (2 lignes)

TÉLEGRAMMES : DUTRANNOIT-CHARLEROI

LES PLUS HAUTES RÉCOMPENSES
AUX EXPOSITIONS





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

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

EN PRÉPARATION :

Calcul et exécution des constructions en poutrelles enrobées, par V. FORESTIER	
Calcul des fermes métalliques, par V. BATAILLE	

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

CLICHÉS

POUR TOUTES IMPRESSIONS

ÉTABLISSEMENTS DE PHOTOGRAVURE

TALLON & C^oS.A

22-26, RUE SAINT-PIERRE, BRUXELLES

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

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

Vertil

SOBEMI S.A.

**UN EMBALLAGE
POUR CHAQUE PRODUIT**

Siège Social:
22, BOULEVARD EMILE BOCKSTAEL - BRUXELLES
USINES: BRUXELLES - TÉL: 26.49.55 - 3 LIGNES
LINT-LEZ - ANVERS: TÉL: 124.31 ET 121.14

EN HAUT DE L'ECHELLE !
PRODUITS « ACME QUALITY »
 pour la protection
 de charpentes et constructions métalliques



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

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

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

Siltex
 Peinture à l'aluminium.

ACME QUALITY

Etablissements de Crane et Marsily
 s. p. r. l.
 2, avenue Reine-Elisabeth, ANVERS

INDUSTRIELS

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



Spécialisé en
 ÉLECTRICITÉ
 MÉCANIQUE
 THERMO-DYNAMIQUE
 GÉNIE CIVIL

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

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

PETITS OUTILS

POUR MECANICIENS



Les ingénieurs producteurs savent combien les ateliers dépendent de la qualité des petits outils et des accessoires — et WARD est très au courant de la production. Pour cette raison, la série complète d'outils et d'accessoires mise sur le marché par Thos. W. Ward donnera exactement cette sécurité supplémentaire en service, d'une si grande importance pour maintenir les plans de production à la page. Nous pouvons offrir pour livraison raisonnablement rapide :

- Outils de filetage.
- Mandrins.
- Crampons.
- Plateaux diviseurs.
- Foreuses.
- Limes et râpes.
- Meules.
- Lames de scies à métaux.
- Outils de tours.
- Tables de tracement.
- Fraises.
- Tables à fraiser.
- Calibres à anneau unis et à vis.
- A.ésoirs, machine, à main, flottants.
- Manchons, cône morse.
- Calibres de surface.
- Plaques de surface.
- Tarauds et accessoires pour tarauds.
- Fraises à filets.
- Calibres à affûter à foret hélicoïdal.
- Blocs en V.
- Verniers.
- Etaux.

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

THOS W. WARD (BELGIUM) S.A.
8, LONGUE RUE DES CLAIRES
ANVERS - BELGIQUE

TELEPHONES

228 47 - 228 51 ANVERS

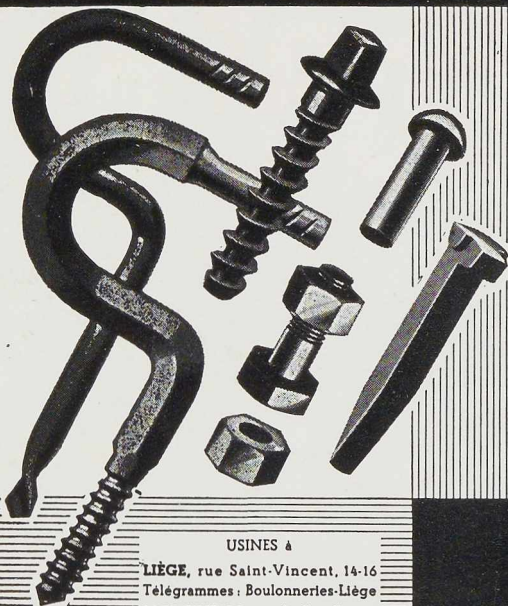


ADRESSE TELEGRAPHIQUE

WARDSMAN ANVERS

IMPORTATIONS et les EXPORTATIONS.

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

INDEX DES ANNONCEURS

	Pages		Pages
L'Air liquide	18	Ateliers de Construction de Jemeppe-sur-Meuse	14
A. C. M. T.	7	Jouret	23
Arcos, « La Soudure Electrique Auto-gène »	16	Laminoirs de Longtain	22
J. Beeckmans, S. A.	20	Nobels-Pelman	couv. IV
B. E. I.	37	Ougrée-Marihaye, S. A.	27
Usines Gustave Boël	34	L'Oxydrique Internationale	10
Ateliers de Bouchout et Thirion Réunis	15	S. E. M.	12
S. A. des Boulonneries de Liège et de la Blanchisserie	38	Siderur	17
La Brugeoise et Nicaise & Delcuve	couv. II	Sobémi	37
P. & M. Cassart	5	Someba	6
C. B. L. I. A.	36	Soudométal	21
Cockerill	couv. III	Etablissements Tallon	36
Columeta	24-25	S. A. des Hauts Fourneaux et Aciéries de Thy-le-Château et Marcinelle	13
Davum	11	T'tan Anversois	19
De Crane & Marsily	37	Usines à Tubes de la Meuse	32
Alexandre Devis & C ^{ie}	29	Ubell	26
Ateliers Dutrannoit	35	Ucométal	8-9
Société Métallurgique d'Enghien-Saint-Eloi	30	Ateliers Vanderplanck, S. P. R. L.	21
E. S. A. B.	2	Wanson	31
S. A. Ateliers de Construction Jambes Namur	33	Thos. W. Ward (Belgium), S. A.	38
		S. Wolf & C ^{ie}	35
		Anciens Ets Paul Würth	28