

# L'OSSATURE MÉTALLIQUE

REVUE MENSUELLE DES APPLICATIONS DE L'ACIER

8<sup>e</sup> ANNÉE - N° 2

FÉVRIER 1939

## Le Lycée « Susan Dorsey » à Los Angeles (Etats-Unis)

Architectes-Ingénieurs : H. L. Gogerty et C. E. Noerenberg

Les nouveaux bâtiments du Lycée « Susan Dorsey », à Los Angeles, sont édifiés sur un terrain de 72 hectares de superficie.

Les bâtiments sont au nombre de douze. Face à la route par laquelle on accède à l'école, se trouve le bâtiment occupé par l'administration et la bibliothèque. Autour de ce bâtiment central, dont la façade est orientée à l'Est, sont disposés en éventail cinq pavillons d'enseignement réservés aux branches suivantes : dactylographie et tenue des livres, arts ménagers, beaux-arts, photographie, sciences.

Derrière cet ensemble de pavillons en éventail se trouvent le local de la chaufferie et, un peu plus loin, un vaste gymnase. Un restaurant à l'usage des étudiants est situé près du pavillon des arts ménagers, dans la partie Nord du terrain, tandis que la partie Sud groupe la salle de fêtes, le pavillon des arts industriels, ainsi que la salle des arts graphiques et de dessin.

Deux vastes préaux, l'un à l'usage des jeunes gens, l'autre des jeunes filles, occupent la partie Est du terrain.

La population scolaire du nouveau lycée de Los

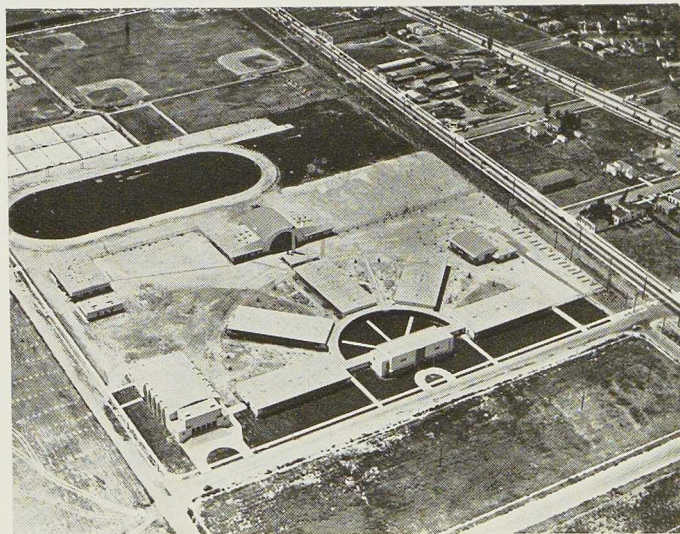


Fig. 91. Vue à vol d'oiseau des bâtiments du lycée « Susan Dorsey ».

N° 2 - 1939



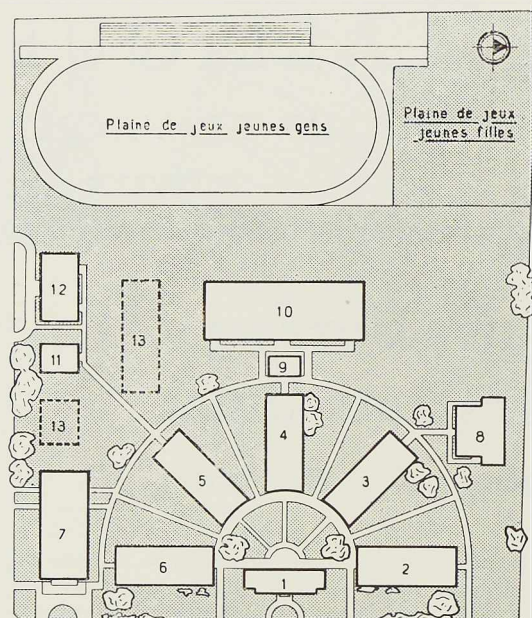


Fig. 92. Plan de situation.

1. Administration et bibliothèque.
- 2-6. Bâtiments de cours.
  2. Dactylographie et tenue des livres.
  3. Arts ménagers.
  4. Beaux-Arts.
  5. Photographie.
  6. Sciences.
7. Salle de fêtes et de musique.
8. Réfectoire.
9. Chauffage.
10. Gymnase.
11. Arts industriels.
12. Arts graphiques et de dessin.
13. Bâtiments futurs.

Angeles peut atteindre 2.000 élèves des deux sexes. L'ensemble d'installation de l'école comprend quatre groupes principaux distincts :

- 1° Le bloc administratif;
- 2° Les pavillons d'enseignement;
- 3° La grande salle de fêtes;
- 4° Le gymnase.

Nous décrirons successivement les caractéristiques et les particularités constructives de chacun de ces groupes.

#### Bloc administratif

Ce bâtiment, d'une architecture moderne très sobre, est situé à front de la route. Il comprend deux étages; l'étage inférieur est occupé par les bureaux de l'administration de l'école, l'étage supérieur étant réservé à la bibliothèque.

L'ossature en béton armé de ce bâtiment ne présente aucune particularité saillante.

#### Les pavillons d'enseignement

Ces pavillons, au nombre de cinq, constituent du point de vue technique la partie la plus intéressante de l'ensemble des constructions scolaires. Le poids de ces pavillons par mètre cube de volume atteint à peine la moitié du poids des constructions du type courant. Les salles de cours sont situées de part et d'autre d'un couloir central. La toiture est supportée par une série de colonnes en poutrelles H, logées dans les cloisons du couloir central. Chaque colonne est portée par un pieu en béton de 9 mètres de longueur; l'écartement entre les colonnes est de 4<sup>m</sup>50 d'axe en axe. La charpente de couverture, du type canti-

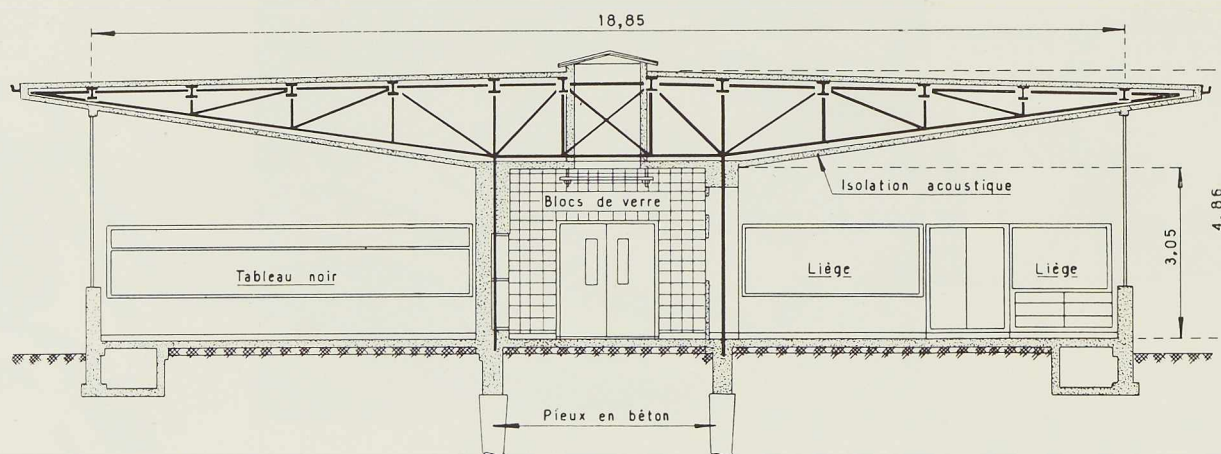
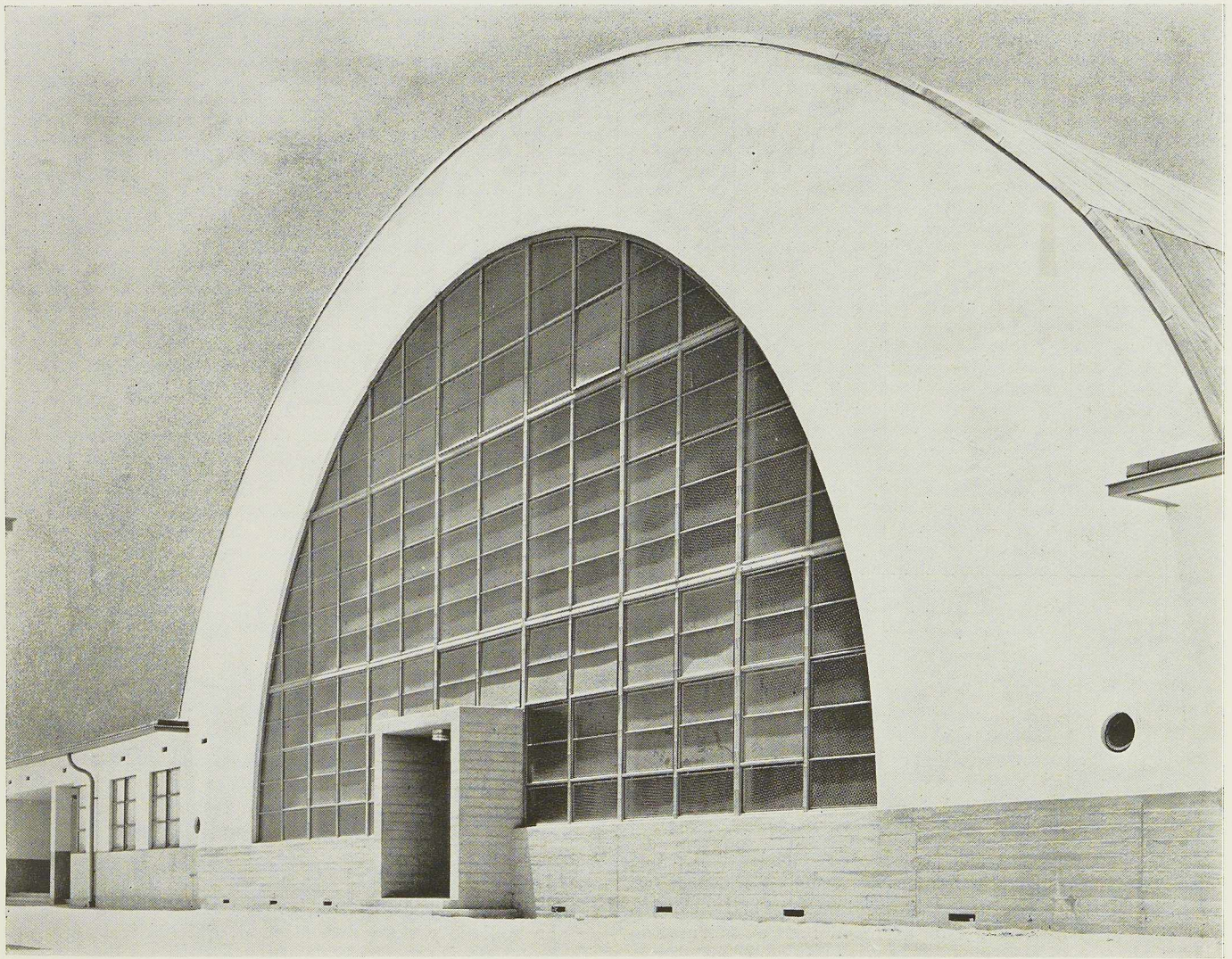


Fig. 93. Coupe à travers les pavillons d'enseignement.

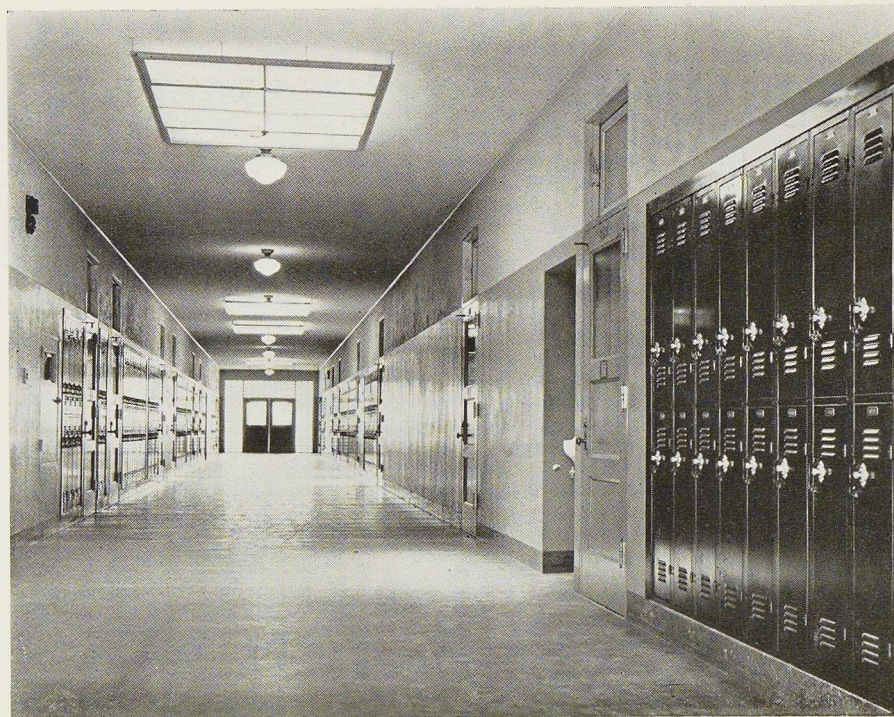




**Fig. 94.** Vue de la façade principale du grand gymnase du lycée « Susan Dorsey » à Los Angeles. L'ossature de ce bâtiment est constituée par des arcs en acier de 23<sup>m</sup>80 de portée.

N° 2 - 1939





**Fig. 95.** Pavillon d'enseignement. Vue du couloir central.

lever, forme avec les colonnes d'appui un ensemble rigide. Les formes sont calculées comme poutres en treillis, se prolongeant en porte-à-faux de part et d'autre des appuis sur une distance de 8<sup>m</sup>25.

Grâce au système constructif adopté, les pieux n'ont pas à supporter le poids des murs extérieurs en maçonnerie, ce qui constitue un avantage appréciable. Le soubassement des murs extérieurs est en béton. Les baies vitrées s'étendent sur toute la longueur du bâtiment, ce qui procure aux classes de l'air et de la lumière en abondance. Ces baies ne supportent aucun poids en dehors de leur poids propre. Les montants des baies, espacés de 1 mètre d'axe en axe, sont fixés aux fermes de la toiture d'une manière qui permet, en cas de tremblement de terre, un mouvement vertical de 5 cm de la ferme au point de jonction avec le mur, mais ne permet aucun mouvement horizontal, dû à la pression du vent ou aux tremblements de terre.

La poussée du vent et les efforts horizontaux, qui pourraient être produits par un tremblement de terre,

sont pris en considération pour le calcul des fermes et des poteaux qui les supportent. L'entretoisement transversal entre les colonnes portantes au-dessus du plafond du corridor est calculé pour résister à une pression de vent de 90 kg/m<sup>2</sup> frappant les murs. Les cloisons entre les différentes salles de cours ne portent aucune charge, excepté leur poids propre; de cette façon les cloisons peuvent être enlevées ou déplacées.

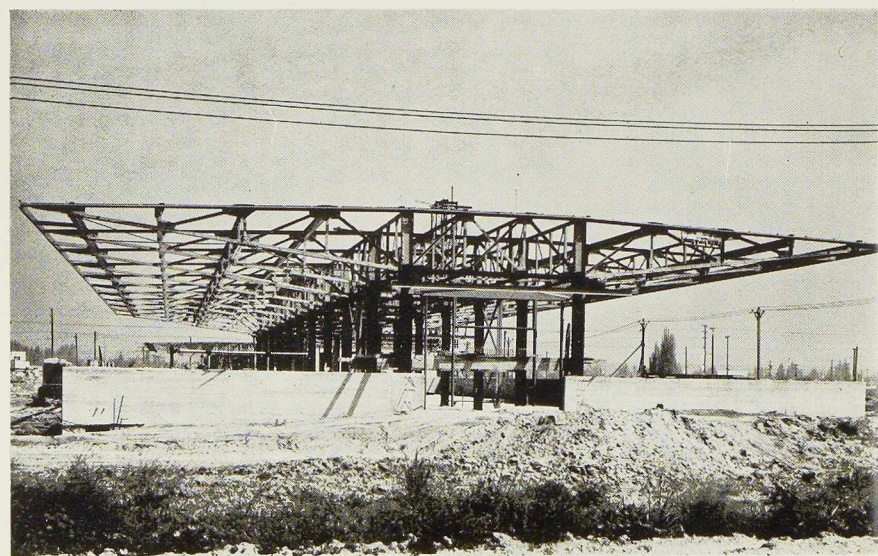
Toute la construction en acier est du type léger, en vue de réduire au minimum les charges sur les fondations et d'assurer le maximum de résistance aux tremblements de terre. Les pieux n'ont pas à supporter le poids des planchers, qui reposent directement sur le sol.

Toutes les canalisations et conduites sont logées dans des tranchées en béton, dont le fond forme en même temps semelle pour les murs de façade.

#### Salle de fêtes

Le système portant du bâtiment, qui abrite la grande salle de fêtes, est constitué par des fermes métalliques en treillis à trois articulations. Comme

**Fig. 96.** Ossature métallique d'un pavillon d'enseignement.



N° 2 - 1939





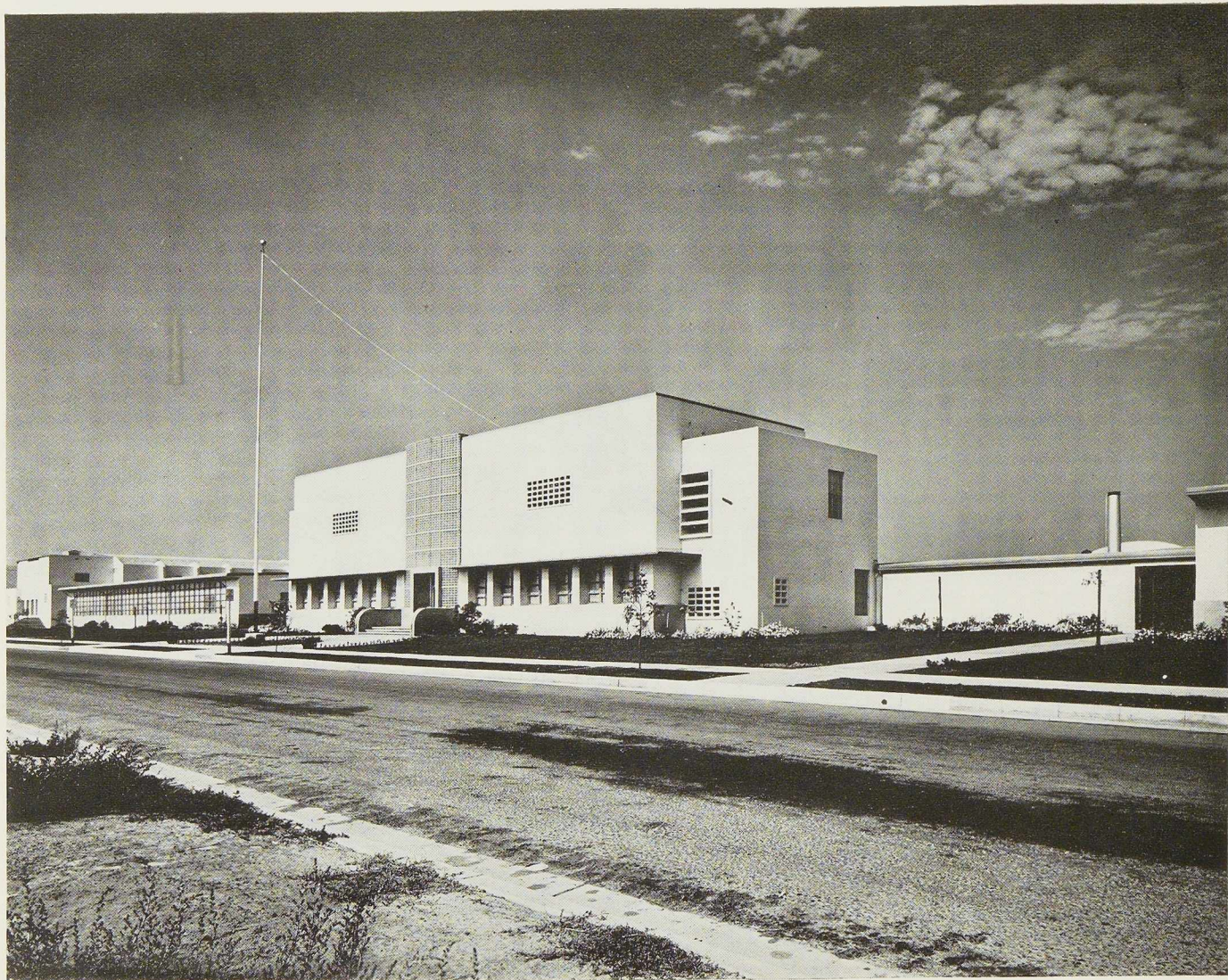
**Fig. 97.** Vue intérieure d'une salle de cours. Noter que le plafond, qui suit l'inclinaison des membrures inférieures des poutres, est en pente. Ce dispositif a été adopté pour empêcher la réverbération du son.

il était désirable d'avoir les murs de la salle bien plans, sans aucune saillie, les poteaux en acier supportant les fermes ont été reportés à l'extérieur du bâtiment où ils constituent des contreforts enrobés de béton, d'un bel effet architectural.

Le bâtiment mesure en plan  $53^m50 \times 24^m40$ . Le plafond n'a pas la forme parabolique ainsi que cela se fait d'habitude dans les constructions en arc, mais est constitué par une succession de plans inclinés parallèles. Ce système a été adopté

en raison des difficultés que présente le calcul de l'isolation acoustique pour les plafonds paraboliques à la suite de la variation constante des angles de réverbération. Grâce au fait que toutes les surfaces de réverbération font le même angle avec l'horizontale, les calculs concernant l'isolation acoustique ont pu être effectués d'une façon relativement simple. Le même système de plans parallèles a été employé pour la construction des murs arrière de la salle de fêtes.





**Fig. 98.** Vue générale du bloc administratif. D'une architecture moderne sobrement traitée, ce bâtiment présente, par l'heureuse disposition de ses verticales et de ses horizontales, un ensemble plein d'élégance.

### Le gymnase

Le bâtiment qui abrite les locaux réservés aux exercices de gymnastique mesure en plan  $61^m00 \times 27^m45$ . Il comprend au centre un grand gymnase, dont la hauteur atteint 10 mètres, flanqué de part et d'autre par des vestiaires, des salles de repos, des remises pour engins de gymnastique, etc. Le bâtiment du gymnase est une construction élastique, en vue d'augmenter sa

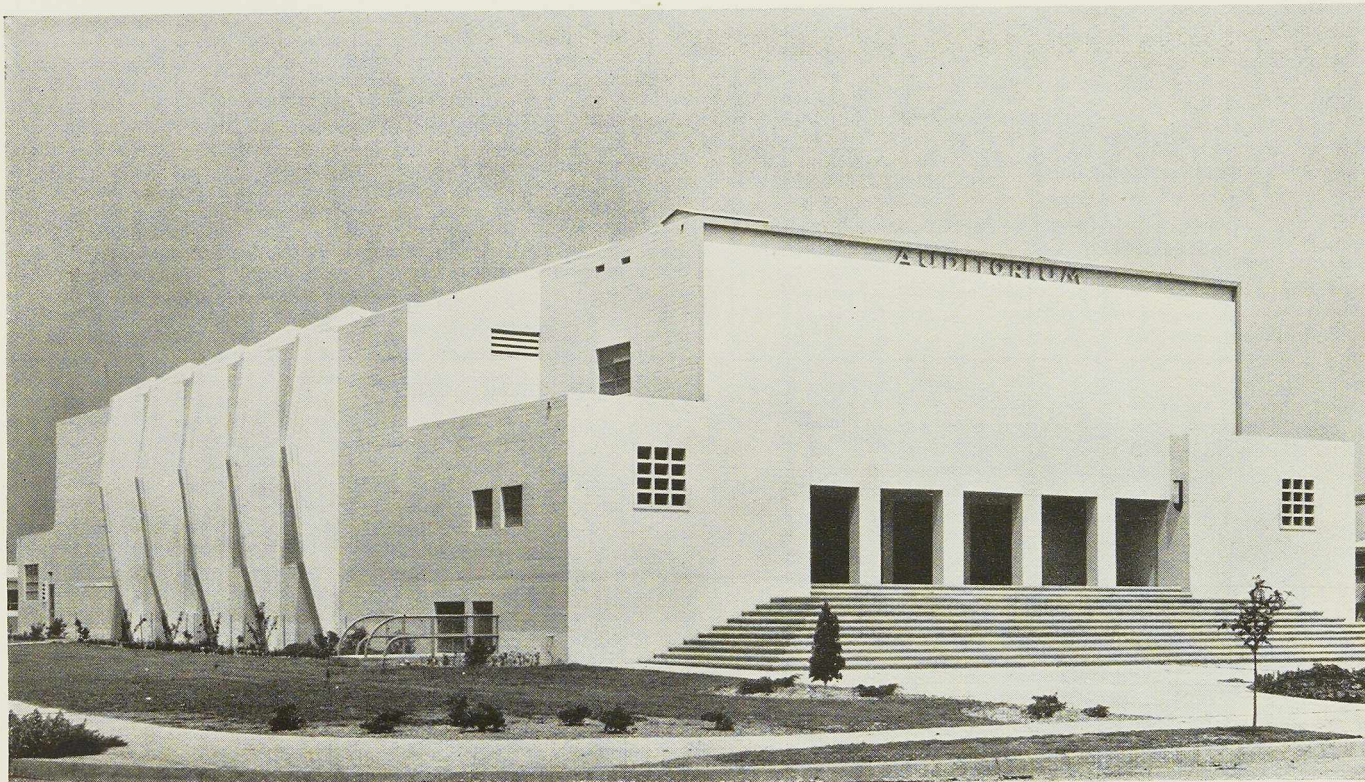
résistance aux tremblements de terre. Le système portant de la salle de gymnastique comporte une série d'arcs métalliques en treillis, à 3 articulations, de  $23^m80$  de portée.

Les fermes qui supportent la couverture des vestiaires s'appuient d'un côté sur les reins des arcs de la salle de gymnastique, dont ils soulagent les sollicitations et de l'autre, sur des poteaux.

Bien que les arcs soient pourvus de tirants, les

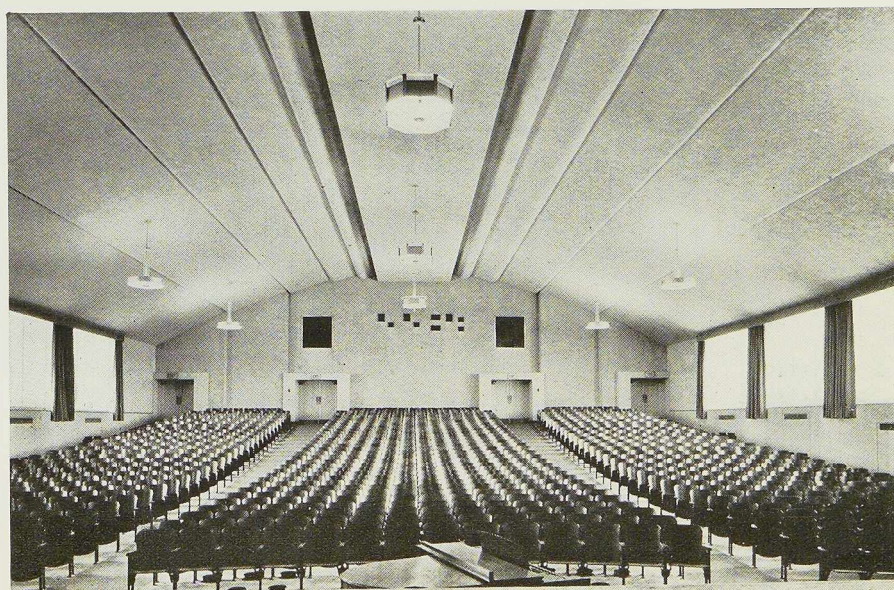
N° 2 - 1939





**Fig. 99.** Vue extérieure de la grande salle de fêtes et de musique.

**Fig. 100.** Vue intérieure de la même salle. Le plafond a une inclinaison constante afin d'assurer une bonne acoustique de la salle.



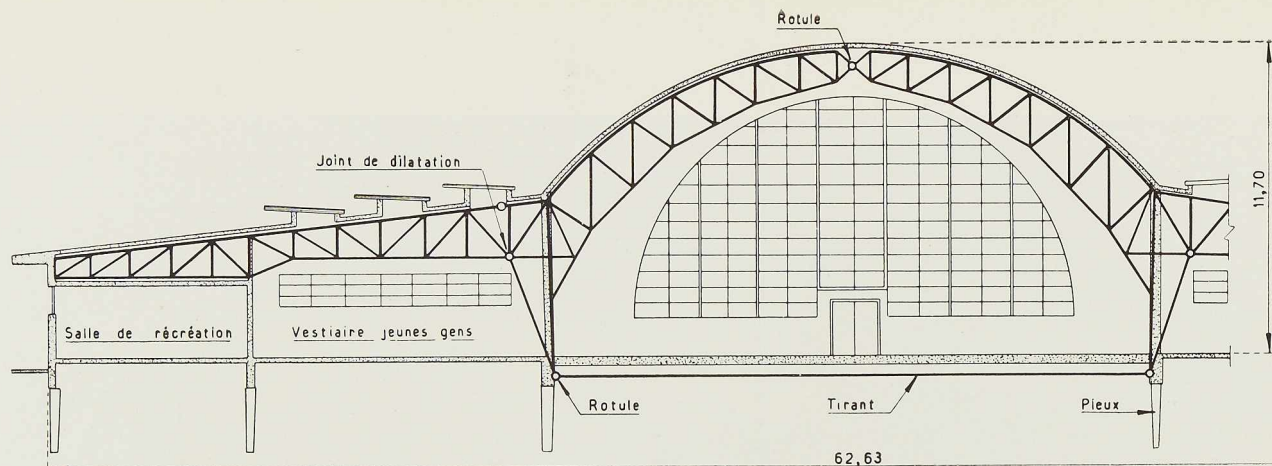


Fig. 101. Coupe à travers le grand gymnase.

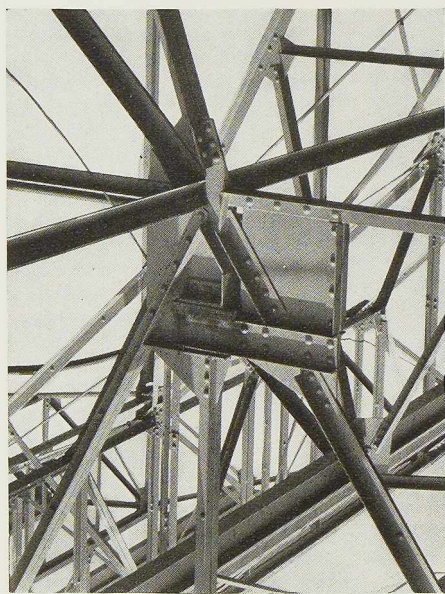


Fig. 102. Nœud d'assemblage constitué par la jonction des grands arcs avec la charpente des vestiaires.

Fig. 104. Vue intérieure de la salle de gymnastique.

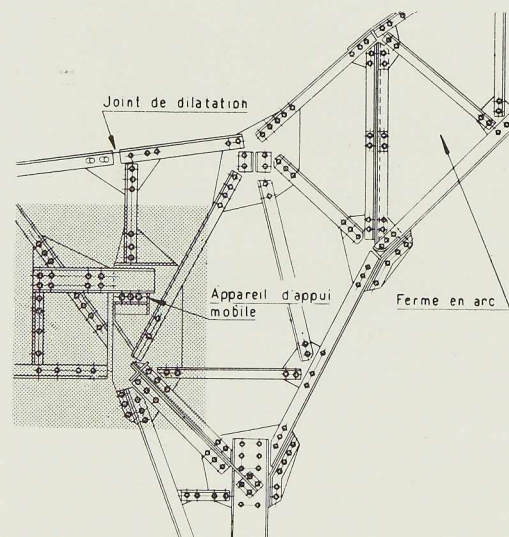
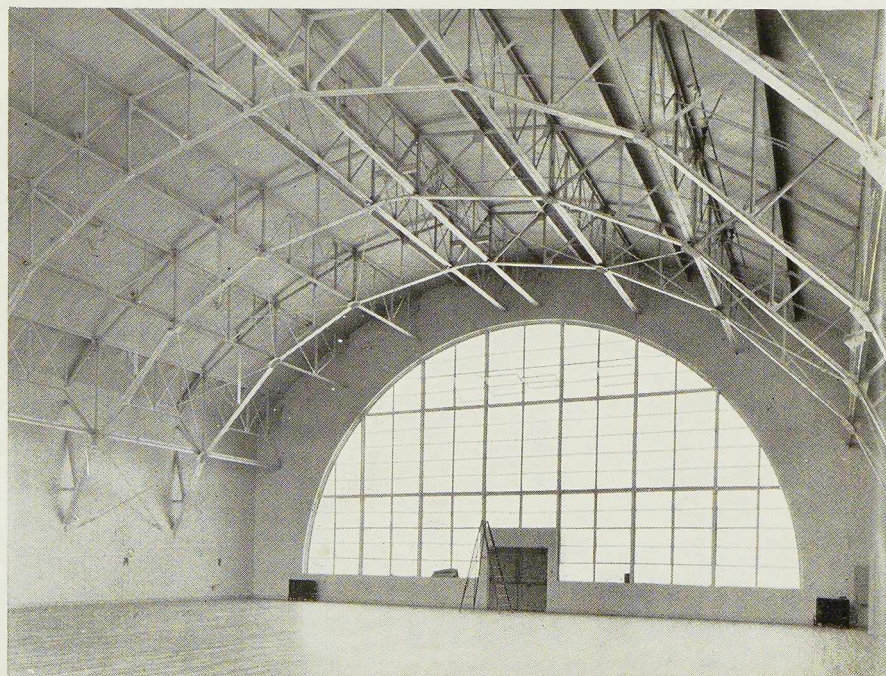


Fig. 103. Détails techniques des nœuds. La partie en grisé correspond au nœud de la figure 102.





**P.**AR SUITE D'UNE ERREUR DE MISE  
EN PAGES, LE CLICHÉ DE LA  
FIGURE 102 EST INVERSÉ.

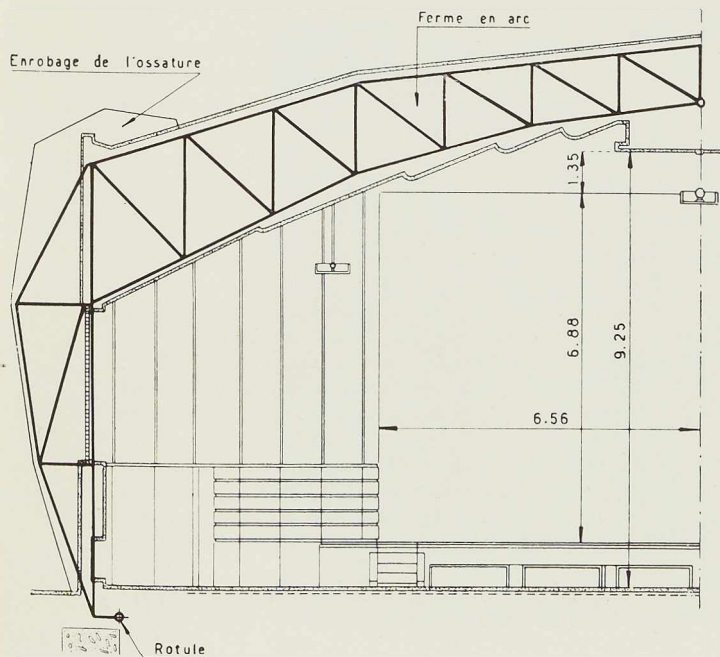
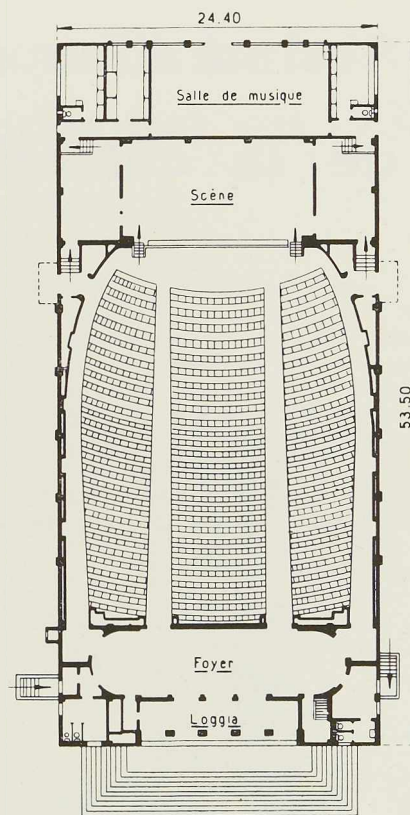
charges sur les rotules inférieures sont presque entièrement verticales grâce à l'effet de contre-poids produit par les fermes des vestiaires. La liaison entre ces fermes et les grands arcs se fait au moyen de rotules permettant ainsi des mouvements latéraux.

La grande légèreté du système constructif qui vient d'être décrit possède le double avantage de réduire le coût des fondations sur un terrain peu résistant et d'offrir le maximum de résistance aux tremblements de terre. Le poids du bâtiment atteint à peine la moitié du poids qu'aurait exigé une construction édiflée d'après les procédés courants. A noter également que ce système a permis de donner au gymnase une hauteur sous plafond exceptionnelle.

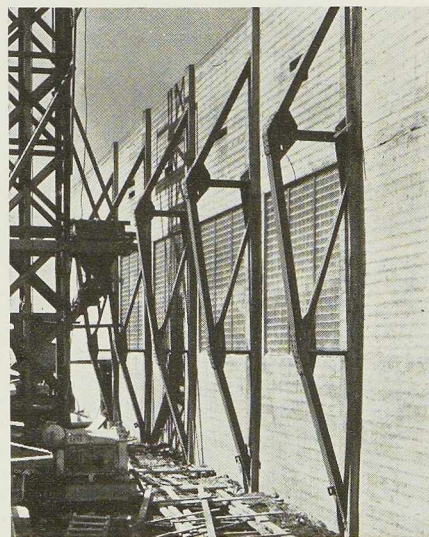
Les nouveaux bâtiments du Lycée « Susan Dorsey » constituent un ensemble remarquable, tant par leur conception architecturale que par leur réalisation technique, et font honneur à leurs architectes.

Les clichés qui illustrent cet article nous ont été obligeamment prêtés par notre confrère américain *Architectural Record* qui a publié une description de ces bâtiments dans son numéro de septembre 1938.

**Fig. 105.** Vue en plan de la salle de fêtes.



**Fig. 106.** Détails techniques de l'ossature de la salle de fêtes.

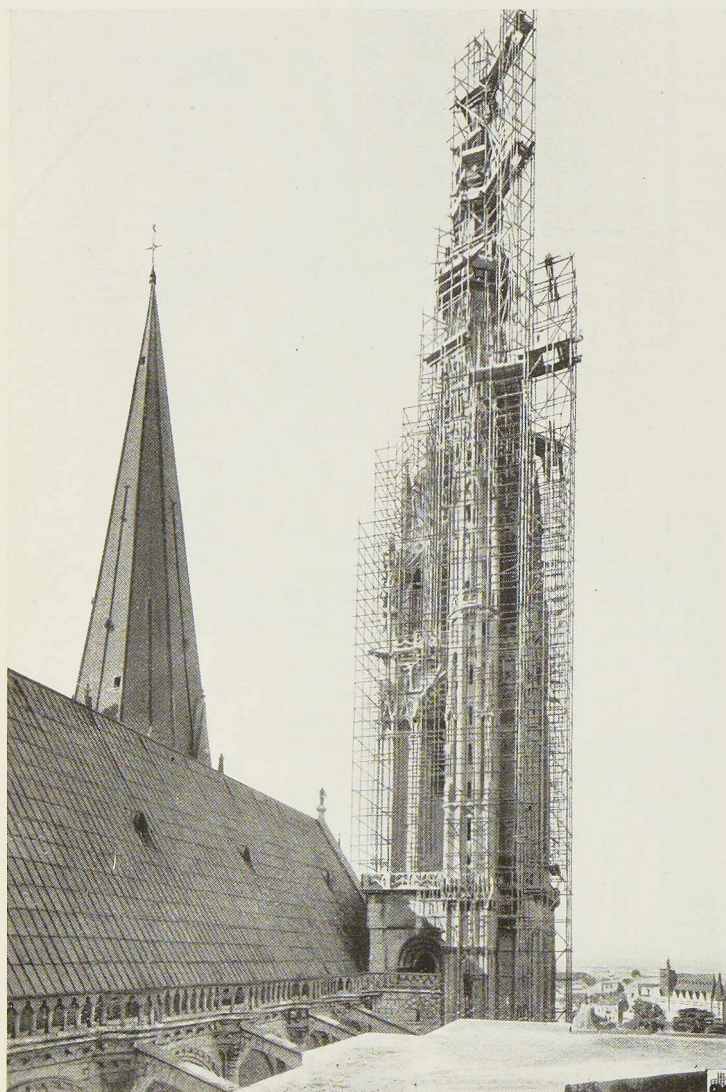


**Fig. 107.** Vue des contreforts en acier enrobé placés à l'extérieur du bâtiment.

N° 2 - 1939



## Restauration de la flèche Nord de la cathédrale de Chartres



La cathédrale de Chartres, construite en 1020 et reconstruite en 1260, est surmontée de deux flèches élancées de styles différents : l'une romane, l'autre gothique.

Au cours des siècles, la cathédrale fut plusieurs fois la proie des flammes. L'ancienne charpente en bois, détruite par le feu en 1836, fut remplacée alors par une charpente en fer; en même temps, il fut procédé à d'importantes réparations aux deux clochers qui avaient souffert fortement de l'incendie.

En présence de graves dégradations causées par le temps à la flèche, il fut récemment décidé de procéder à la restauration de la flèche Nord.

Le clocher Nord a une hauteur de 115 mètres et dépasse de 9 mètres le clocher Sud.

Ces travaux furent dirigés par M. J. Trouvelot, architecte en chef des monuments historiques. Pour mettre les ouvriers en sécurité absolue à l'endroit de leur travail, il fallait élever un échafaudage de 108 mètres autour de la flèche. Un tel échafaudage devait remplir trois conditions : présenter au vent le moins de prise possible, masquer au minimum la vue de la flèche et, enfin, offrir une bonne résistance aux surcharges (bardage de blocs de pierre pouvant atteindre 1.000 kg).

Après examen de différents systèmes, il fut décidé d'adopter un échafaudage en tubes d'acier : 12.000 raccords, 25.000 mètres de tubes furent employés. Le poids total de l'échafaudage fut de 125 tonnes.

Le système adopté présente de nombreux avantages, et, notamment : montage très rapide, économie, prise au vent très réduite, suppression des risques d'incendie et suppression du danger de la foudre.

Cet échafaudage fut fourni et monté par la Société *Entrepose* de Paris.

**Fig. 108.** Vue de l'échafaudage de 108 mètres de hauteur élevé autour de la flèche Nord.

N° 2 - 1939



# Un pavillon métallique à la foire internationale de Budapest en 1938

par Béla Enyedi, Docteur-Ingénieur

La Foire internationale, organisée par la Chambre de Commerce et d'Industrie de Budapest, possédait jusqu'ici un seul édifice pour répondre aux besoins de l'industrie hongroise, le « Palais de l'Industrie ». Ce bâtiment s'étant révélé depuis plusieurs années trop étroit pour donner place à toutes les firmes qui participent à la Foire, on construit tous les ans un grand nombre de pavillons provisoires autour de l'édifice permanent. Les grandes usines notamment faisaient établir leurs propres pavillons séparés, qui servaient exclusivement à l'exposition de leurs produits et qui devaient être démontés après la fermeture de la Foire.

L'unique aciérie hongroise privée, l'Aciérie de Rimamurány-Salgótarján, S. A. (*Rimamurány-Salgótarjáni Vasmű R. T.*), a fait construire en

1938 un pavillon à ossature métallique, d'une longueur de 25 mètres et d'une largeur de 20 mètres. L'administration de cette aciérie a voulu exposer non seulement ses différents produits, mais encore montrer la construction en acier et surtout le système constructif des ossatures métalliques.

Pour répondre à ces desiderata, il fut décidé de construire, en plus d'une halle d'exposition, une ossature métallique en forme de tourelle, composée de quatre poteaux réunis par des poutres et comportant plusieurs planchers.

Vu le court délai mis à la disposition des constructeurs et le caractère provisoire du pavillon, les parois et la couverture de la halle et de la tourelle n'ont pas été exécutées avec des matériaux durables.

Les fermes de la toiture et les poteaux de la

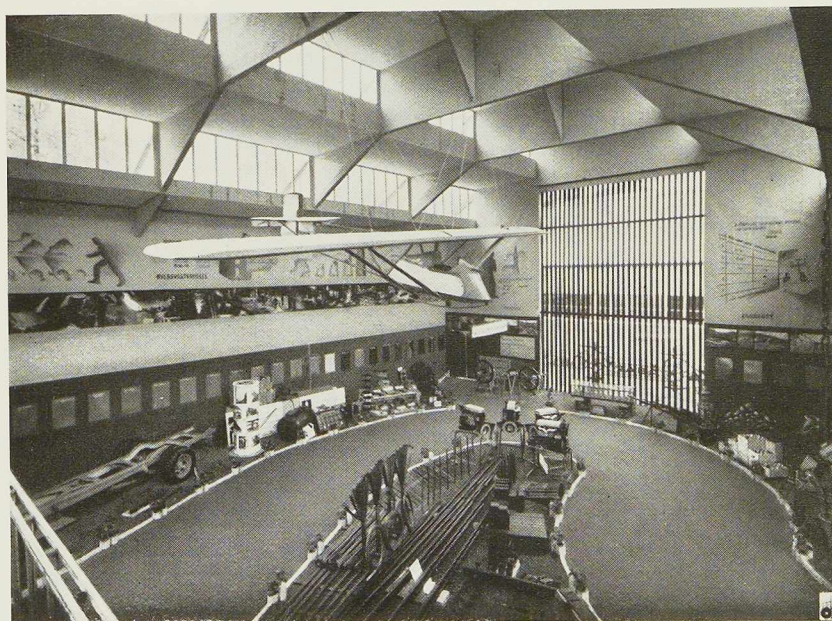


Fig. 109. Vue du pavillon de l'Aciérie de Rimamurány-Salgótarján à la Foire de Budapest.

N° 2 - 1939



halle d'exposition forment des cadres rigides articulés à leurs bases. Les cadres, dont la portée est de 19<sup>m</sup>65, sont espacés de 4<sup>m</sup>95 d'axe en axe (fig. 110). Les béquilles, d'une construction très simple, sont constituées par des profilés en I, de 350 mm de hauteur. Les fermes sont en treillis.

La couverture de la toiture, contrairement à la technique courante, est située dans le plan des diagonales (fig. 109), et de ce fait est presque horizontale.

La salle d'exposition est abondamment éclairée par des fenêtres ménagées dans les parois verticales. Il résulte de cette disposition de la couverture et des fenêtres que la membrure supérieure des fermes en treillis se trouve au-dessus de la toiture. Pour ce qui est de l'étanchéité, cette disposition n'est pas avantageuse, mais dans le cas d'un pavillon provisoire il est tolérable que l'étanchéité de la couverture ne soit pas parfaitement assurée.

Le contreventement, qui se trouve dans le plan des membrures inférieures des fermes, a été construit en bois, eu égard au caractère provisoire du bâtiment.

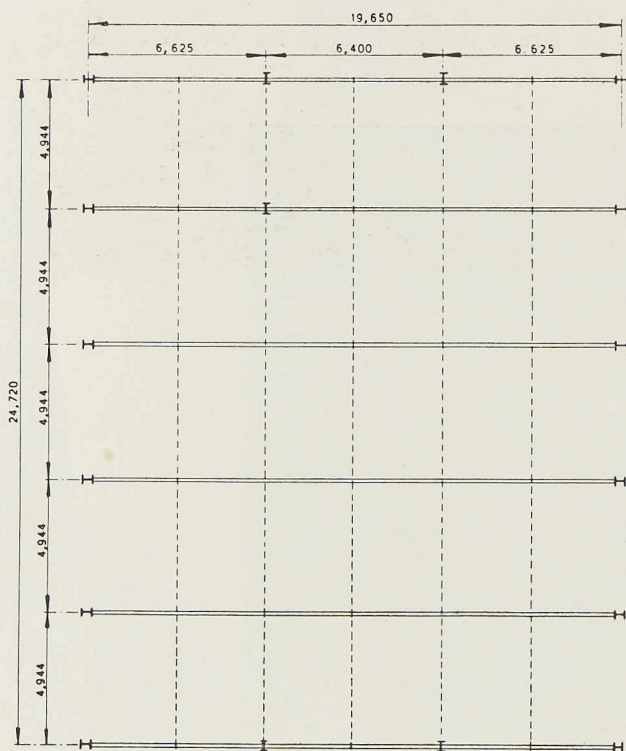


Fig. 110. Vue en plan de l'ossature en acier du pavillon.

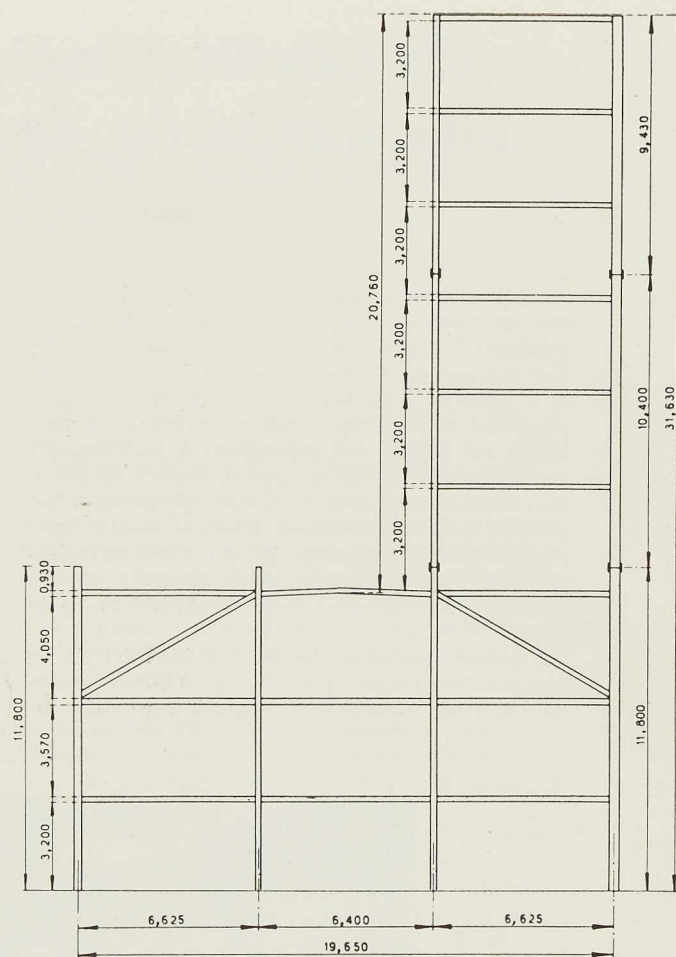


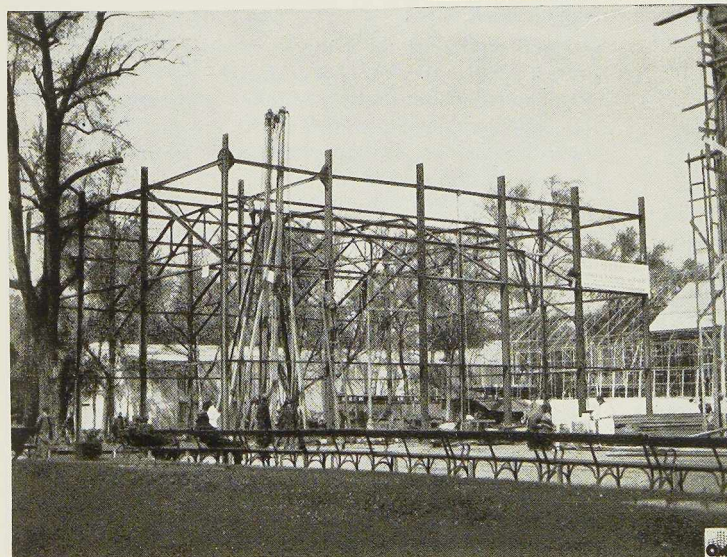
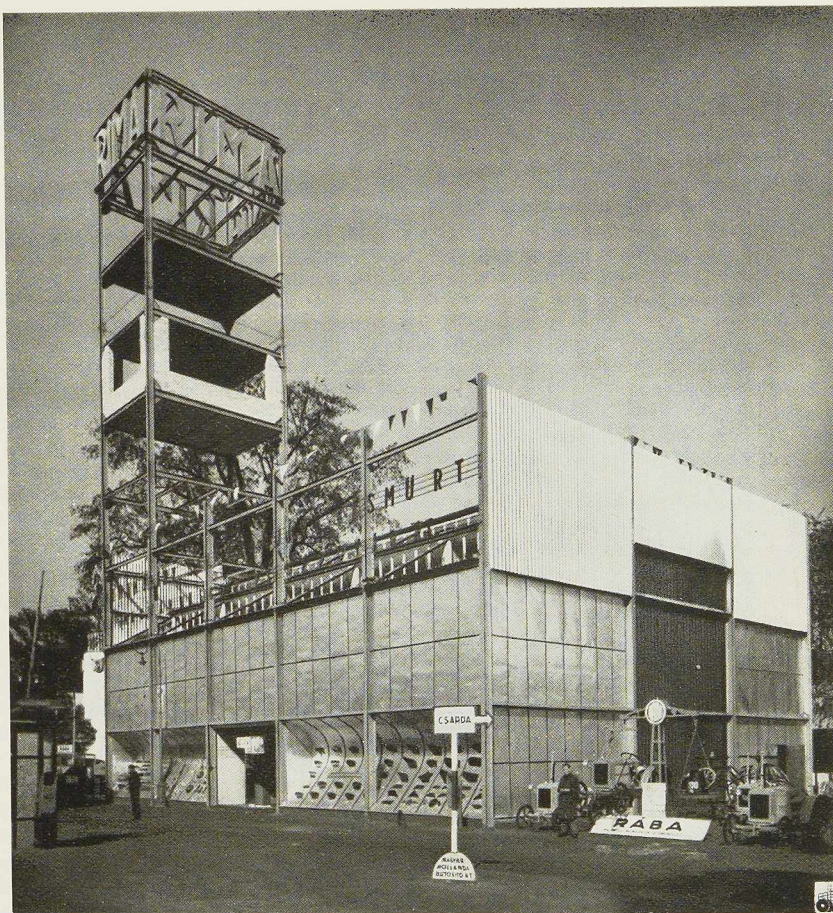
Fig. 111. Elévation de l'ossature métallique du pavillon.

La hauteur de la salle d'exposition est très élevée, elle atteint 11<sup>m</sup>80, ce qui a été estimé nécessaire pour pouvoir utiliser les parois intérieures et extérieures en vue de montrer les produits des différentes usines de l'aciérie.

Les parois sont construites en bois, revêtues à l'extérieur de minces tôles d'acier galvanisées.

La partie inférieure des parois, de forme parabolique, a permis extérieurement l'aménagement de quelques vitrines d'exposition pour certains produits en acier (fig. 109). On a exposé dans ces vitrines extérieures principalement des outils dont la couleur sombre tranche d'une façon heureuse sur la surface brillante des tôles. De plus, la couleur argentée de ces tôles souligne les parois de l'ossature métallique peinte au minium.

**Fig. 112.** Vue d'ensemble du pavillon avec la tour montrant les possibilités de la construction à ossature en acier. Les parois du pavillon sont construites en bois, revêtues à l'extérieur de minces tôles d'acier galvanisées. La partie inférieure des parois de forme parabolique, a permis extérieurement l'aménagement de quelques vitrines d'exposition pour certains produits en acier.



**Fig. 113.** Montage de l'ossature métallique du pavillon.

N° 2 - 1939



L'ossature métallique et les parois sont prolongées au-dessus de la toiture sur une hauteur de 6<sup>m</sup>80; les parois de cette surélévation sont réalisées en tôles ondulées, montrant ainsi les produits utilisés couramment dans la construction.

L'intérieur de la salle est réservé à l'exposition d'une grande variété de produits de l'aciérie et des usines qui en dépendent.

La face interne des parois est couverte de tableaux présentant des données statistiques relatives à la production de la Société et à ses œuvres sociales (fig. 109).

Sur une des parois longitudinales se déplace un ruban de photomontages montrant les différents stades de la fabrication.

Dans une des parois, on a pratiqué une large baie fermée par une grille en rails de chemin de fer (fig. 109). Cette disposition très décorative représente, d'une façon expressive, l'une des plus importantes productions de l'aciérie.

Dans un angle du pavillon on a construit une tourelle à ossature, qui montre les caractéristiques

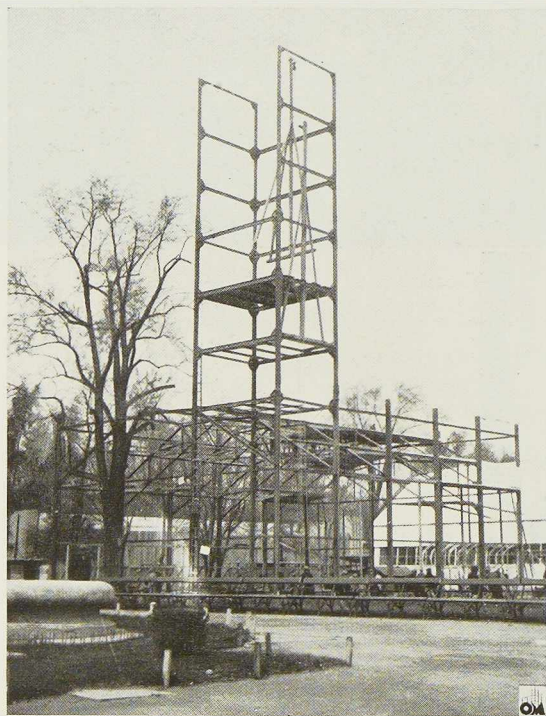


Fig. 114. Montage de l'ossature en acier de la tour.

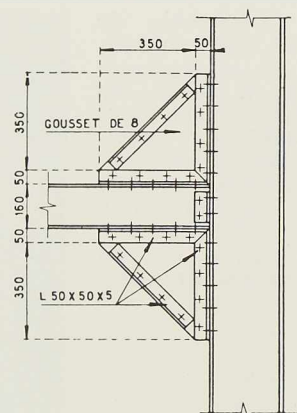


Fig. 115. Détail d'un nœud d'assemblage assurant la transmission des moments.

principales d'un bâtiment à ossature en acier. Pour démontrer que le remplissage des cadres est possible, même dans le cas où les étages inférieurs ne comportent pas de murs, on a construit seulement les murs extérieurs du cinquième étage, murs qui pendant toute la durée de la Foire ont été plusieurs fois démolis et reconstruits (fig. 112).

Pour donner à l'ossature métallique la rigidité indispensable et pour assurer la résistance de la construction contre la sollicitation du vent, les nœuds de l'ossature constitués par les poteaux et les poutres des planchers ont été construits d'une manière très rigide. La figure 115 montre la solution adoptée pour cet assemblage. On y voit les goussets triangulaires qui assurent au système poteau-poutre une grande rigidité.

La tourelle comporte plusieurs planchers destinés à montrer au public qu'il est possible de travailler aux étages supérieurs sans avoir achevé les travaux des étages inférieurs.

Tous les éléments de l'ossature ont été assemblés par boulons, afin de permettre un démontage et un remontage faciles.

Les plans généraux sont l'œuvre de l'architecte, D<sup>r</sup> techn. Virgile Bierbauer. La S. A. de Construction de wagons et de machines (*Magyar Waggon és Gépgyár R. T.*) à Győr, a fabriqué, monté et démonté l'ossature métallique.

Le délai accordé aux constructeurs pour l'étude, l'exécution et l'aménagement du pavillon fut de 34 jours ouvrables. Seul l'emploi de l'ossature métallique a permis l'édification du pavillon dans un laps de temps aussi court.

B. E.

# Porte en acier découpée au chalumeau

par A. Bilard,

Ingénieur diplômé de l'École Polytechnique  
et de l'École Supérieure d'Electricité, Paris

L'ancienne porte en chêne de l'immeuble du siège de la Division belge de « L'Air Liquide » à Liège, a été remplacée par la porte en fer oxy-coupée que représente la photographie de la figure 116. Chaque panneau de la porte mesure  $3^m00 \times 0^m90$ ; l'attique a  $0^m90$  sur  $2^m10$  de largeur. Les deux panneaux et l'attique ont été obtenus par l'oxy-coupage de trois tôles en acier SM. Les tôles des panneaux mesuraient  $3^m30$  de longueur,  $1^m00$  de largeur et 18 mm d'épaisseur; elles pesaient chacune 460 kg. La tôle de l'attique avait une épaisseur de 15 mm seulement. L'oxy-coupage de ces tôles a été fait mécaniquement, au moyen de l'Oxytome Picard n° 2.

Le motif central des panneaux représente les initiales « A.L. » de la société L'Air Liquide. Ce monogramme a été découpé par guidage à la main de la molette. A cet effet, le dessin fut copié à l'aide de papier carbone sur une tôle légère de 2 mm, préalablement blanchie à la craie mouillée, tôle qui servit de plan directeur pour le guidage à la main de la molette. Quant on fait rouler la molette sur un plan en papier, celui-ci se déchire aux endroits où se trouvent des courbes de petits rayons ou des angles vifs, tandis qu'un dessin calqué sur tôle peut très bien servir à plusieurs reprises; ce fut le cas pour plusieurs motifs secondaires se reproduisant sur les panneaux.

Il est à remarquer que pour obtenir ce plan directeur il avait fallu au préalable modifier légèrement les lignes du dessin représentant la porte elle-même, afin de tenir compte de la largeur de la saignée.

La photographie du monogramme permet de se rendre compte que, malgré les nombreuses difficultés du dessin, le résultat obtenu avec le guidage à la main est excellent.

Le mode d'entraînement mécanique du chalumeau permet de découper une pièce par guidage à la main, en respectant les dimensions avec une précision très suffisante. D'autre part, lorsque certains éléments à découper se reproduisent à plusieurs exemplaires, présentant alors le caractère d'un travail en petite série, on a recours au second

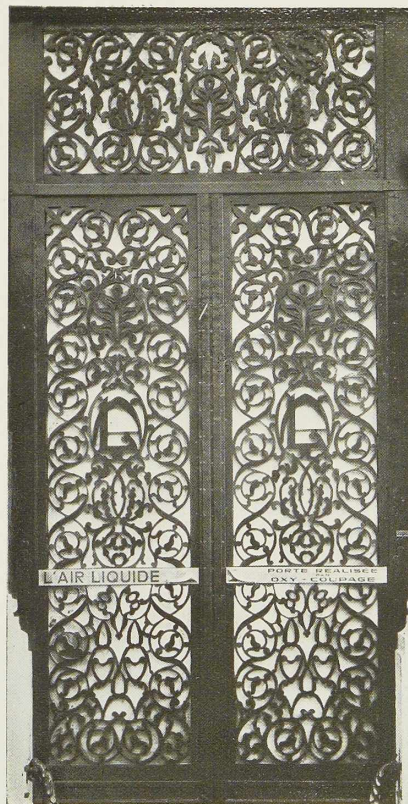


Fig. 116. Vue de la nouvelle porte d'entrée en acier découpée au chalumeau.

mode d'entraînement du chalumeau : l'entraînement magnétique.

Dans le cas de la porte qui nous occupe, l'entraînement magnétique a été utilisé pour le découpage dans les panneaux de plusieurs motifs qui

N° 2 - 1939





se reproduisent plus d'une fois, notamment pour les motifs des parties supérieures des panneaux (fig. 118). Il n'était pas possible avec le guidage à la main d'obtenir des courbes régulières et de même rayon, pour les diverses boules de ce motif. Afin d'exclure tout usinage ultérieur, il fut nécessaire de recourir à l'entraînement magnétique. Le même fait se représenta pour un certain nombre d'autres motifs. On eut donc à construire pour ces divers motifs un certain nombre de gabarits.

Le procédé suivi pour l'exécution du gabarit est celui de l'oxy-coupage mécanique avec entraînement à la molette. On place le dessin sur la table de l'oxytome et on coupe le gabarit. Ensuite, on rectifie les faibles erreurs provenant du guidage à la main; on obtient ainsi simplement un gabarit parfait, qui permettra de découper un nombre illimité de motifs dont on sera certain qu'ils sont identiques. Le gabarit une fois préparé, il n'y a plus qu'à le fixer au moyen de deux vis sur le plateau magnétique et à mettre à la place voulue, d'une part, la tôle à découper, d'autre part, le plateau portant le gabarit.

Pour la mise en place de la tôle à découper, on trace sur cette tôle les axes principaux du dessin et des traits de repère correspondant à des repères marqués sur la table même de l'oxytome. D'autre part, on reporte sur le gabarit lui-même d'autres points de repère, déterminés sur le plan du dessin par rapport aux axes principaux. Enfin, on met le gabarit à sa place exacte sur la table de l'oxytome, en se basant sur les repères de la table et sur ceux du gabarit.

Quand on a repéré sur la table la position exacte du gabarit, vissé sur son plateau magnétique, on ferme le circuit d'alimentation. Le champ magné-

tique ainsi créé fait adhérer le plateau portegabarit à la tôle de la table, de façon qu'aucun choc ne puisse plus le déplacer.

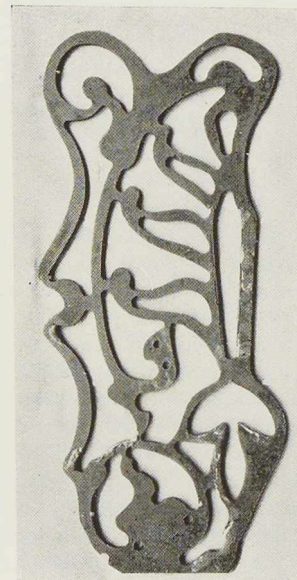


Fig. 117. Gabarit du motif surmontant le monogramme AL.

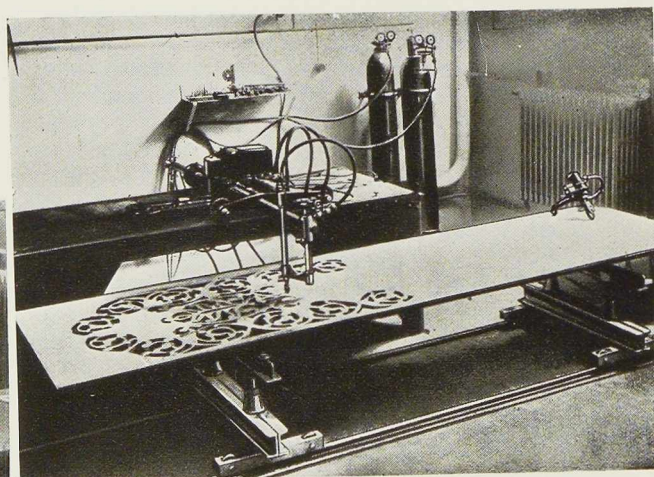
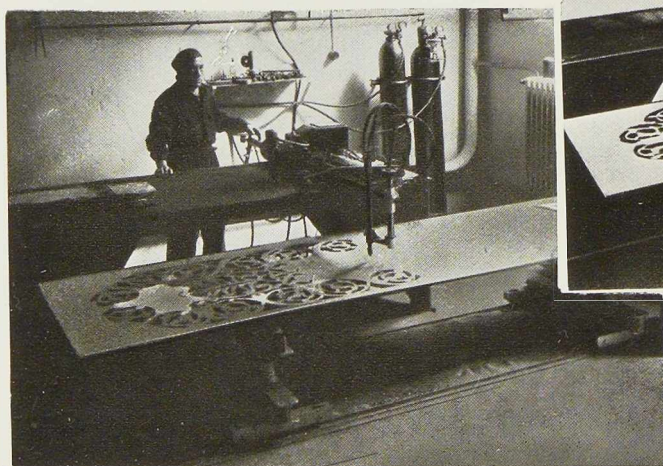
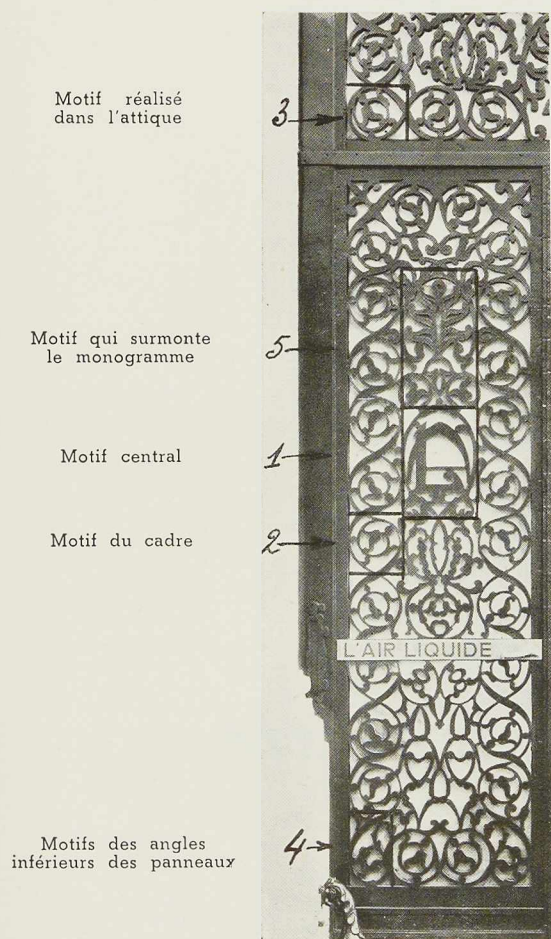


Fig. 118 (en haut). Découpage d'un motif au gabarit à adhérence magnétique.

Fig. 119 (ci-contre). Découpage d'un motif à la molette par guidage à la main.



**Fig. 120.** Motifs dont on a relevé les temps et les consommations d'oxy-coupage.

La grande dimension des panneaux de la porte de Liège a nécessité un aménagement spécial du dispositif de découpage. Comme les tôles servant à construire les panneaux mesuraient 3<sup>m</sup>30 de longueur et que l'oxy-coupage devait se faire sur toute cette longueur, alors que la course longitudinale du type de machine utilisé n'était que de 1<sup>m</sup>50, il a été nécessaire de déplacer ces tôles le long de l'oxytome, au fur et à mesure de l'avancement du travail. Afin de faciliter le déplacement de ces tôles, qui pesaient 460 kg, on construisit deux tréteaux sur chariots, placés sur un chemin de roulement.

L'oxy-coupage de la porte comporte une suite de découpages d'ouvertures en pleine tôle; il faut

donc amorcer chaque coupe en pleine tôle. Les trous d'amorçage sont oxy-coupés d'avance à l'aide d'un chalumeau à main. On peut ainsi procéder d'une façon continue au découpage des ouvertures successives sans interruption sensible dans le service de la machine.

Voici quelques chiffres concernant les vitesses d'exécution et les consommations. La vitesse d'oxy-coupage des tôles de 18 mm d'épaisseur est en moyenne de 18 mètres à l'heure, soit 3 min. 20 sec. par mètre. Quand la coupe à réaliser se présente suivant une ligne droite, cette vitesse peut être augmentée jusqu'à 25 mètres à l'heure, c'est-à-dire 2 min. 24 sec. par mètre.

Le motif central « A. L. » (1), figure 120, a été découpé en 30 minutes. La consommation d'oxygène de coupe et de chauffe fut de 4.750 litres; la consommation d'acétylène dissous a été de 480 litres. Le motif du cadre (2), dont les dimensions extérieures sont de 0<sup>m</sup>25 × 0<sup>m</sup>35, fut oxy-coupé en 15 minutes; on a consommé 920 litres d'oxygène et 95 litres d'acétylène dissous. Ce même motif réalisé dans l'attique (3), qui est constitué d'une tôle de 15 mm d'épaisseur, fut oxy-coupé en 10 minutes et a exigé 530 litres d'oxygène et 62 litres d'acétylène dissous.

Les motifs des angles inférieurs des panneaux (4) mesurent extérieurement 0<sup>m</sup>20 × 0<sup>m</sup>35. Chacun d'eux fut réalisé en 20 minutes avec des consommations de 1.550 litres d'oxygène et 160 litres d'acétylène dissous.

Le motif qui surmonte le monogramme (5) est découpé à l'aide d'un gabarit qui ne présente qu'une moitié du motif, limitée par son axe vertical. Pour réaliser le motif entièrement, il a fallu retourner le gabarit autour de l'axe vertical, après oxy-coupage de la première moitié. Le temps de coupe du motif entier a été de 60 minutes avec des consommations de 1.275 litres d'oxygène et 140 litres d'acétylène dissous.

Le temps de coupe du premier panneau a été de 15 heures 40 minutes, avec des consommations de 53,7 m<sup>3</sup> d'oxygène et 7 kg d'acétylène dissous. Le temps de coupe pour l'attique a été de 6 heures. Les consommations totales furent pour l'ensemble des deux panneaux et de l'attique de 130 m<sup>3</sup> d'oxygène et 15 kg d'acétylène dissous.

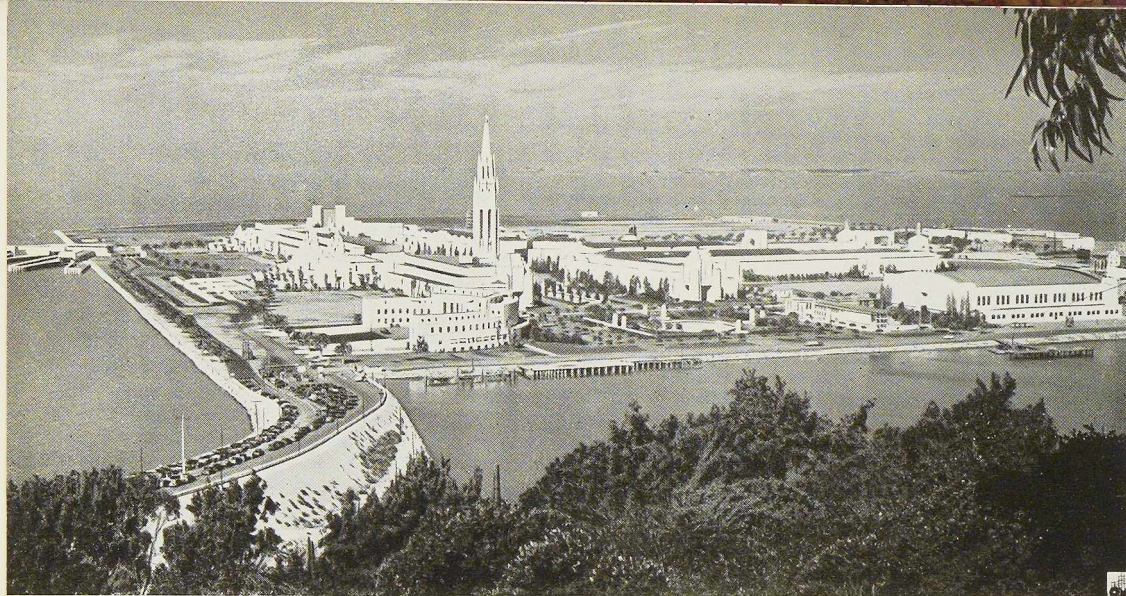
Le coupeur et son aide ont été occupés pendant 96 heures pour l'exécution totale du travail, comprenant la préparation, la mise en place des gabarits et le découpage proprement dit.

Après découpage, les faces n'ont été ni usinées, ni rectifiées. La seule opération faite consista dans le planage des tôles légèrement fléchies, planage exécuté très facilement.

A. B.

N° 2 - 1939





**Fig. 121.** Vue d'ensemble de l'Exposition de la Porte d'Or à San Francisco qui ouvrira ses portes au printemps de 1939. L'Exposition est construite sur une île artificielle, la grande tour et les principaux palais, notamment toutes les constructions permanentes, sont à ossature en acier.

## L'acier et ses applications

**Fig. 122.** Elévateur de Rothensee, près de Magdebourg (Allemagne). La longueur du sas qui reçoit les bateaux est de 85 mètres, sa largeur, de 12 mètres, sa profondeur, de 2<sup>m</sup>50. La différence de niveau entre l'Elbe et le canal varie, suivant la hauteur de l'eau, entre 11 et 18 mètres.

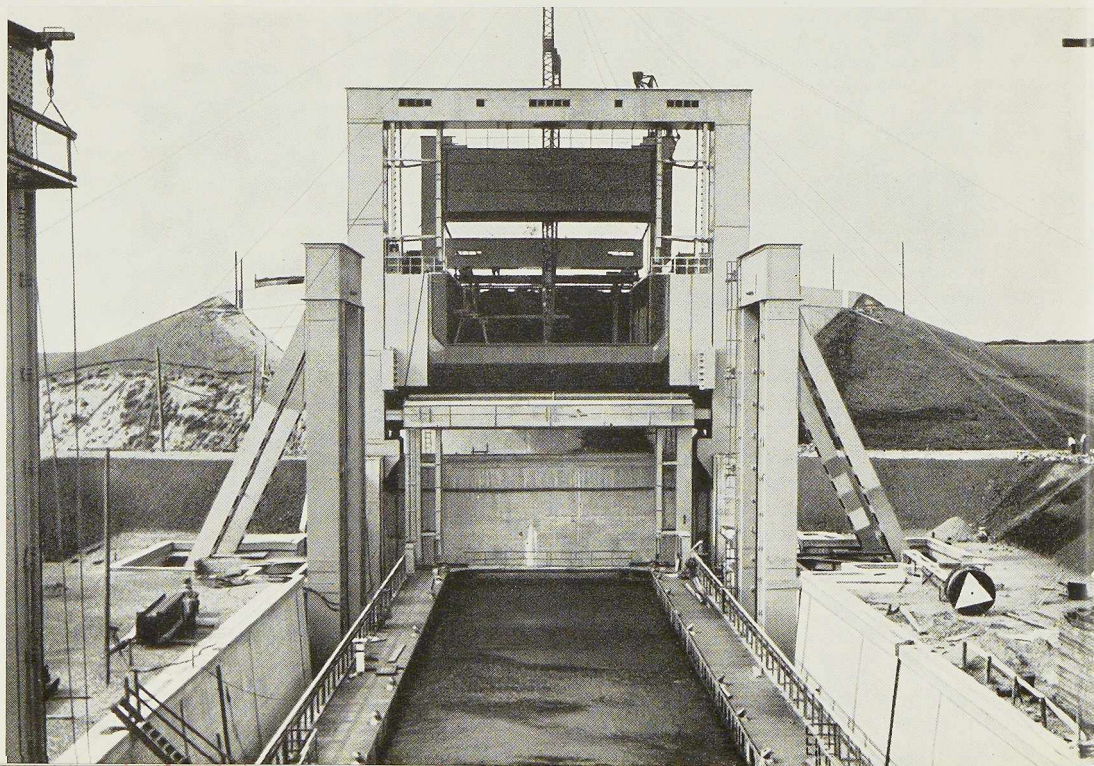




Fig. 123. Vue d'une cabine métallique de la Régie des Télégraphes et Téléphones (modèle 1938).

## Les cabines téléphoniques en Belgique

Il existe actuellement en Belgique 216 cabines téléphoniques publiques construites en acier.

Les premières cabines téléphoniques métalliques furent installées, en 1934, sur les quais intérieurs de quelques gares très importantes. Au début de 1935, on plaça quelques cabines à Liège, puis successivement dans l'Agglomération bruxelloise, à Anvers, à Gand, à Verviers, à Charleroi et à Tournai. Il y aura bientôt des cabines publiques à Ostende et à Knocke.

Jusqu'au début de 1933, les cabines étaient du type avec tête en cuivre rouge. Ce modèle se composait essentiellement d'une ossature en cornières d'acier, sur laquelle venaient s'appuyer les encadrements destinés à recevoir les glaces trempées; tous les assemblages se faisaient par vis ou rivets.

En 1938, la Régie des Télégraphes et Téléphones

(R.T.T.) adopta un autre type avec tête en maillechort (fig. 123). Ce modèle se compose essentiellement d'une ossature en tubes d'acier, sur laquelle viennent se loger les encadrements des glaces en profilés spéciaux, utilisés dans la construction des châssis métalliques.

La tête est du type plat avec aspirateur statique, les faces latérales étant en maillechort. Tous les assemblages se font actuellement par soudure autogène.

La cabine actuelle présente sur la précédente les avantages suivants :

a) Poids total ramené de 520 à 430 kg par allègement de toutes les parties métalliques, les profilés spéciaux utilisés ayant permis d'augmenter, dans de fortes proportions, la surface vitrée. Pour obtenir le poids des parties métalliques, il suffit

N° 2 - 1939



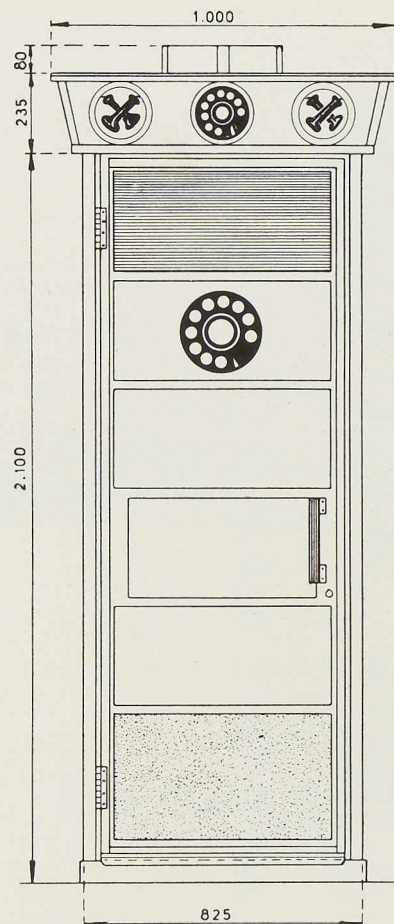


Fig. 124. Elevation d'une cabine métallique de la R. T. T.

de défalquer du poids total environ 70 kg, représentant le poids des glaces trempées.

b) Peinturage actuel réduit au minimum, les surfaces extérieures étant minimales et le montage sous tubes supprimant tous les angles générateurs de rouille.

c) Entretien nul de la tête, le cuivre rouge ayant été remplacé par du maillechort.

Tous les accessoires nécessaires à l'équipement téléphonique et électrique de ces cabines viennent se loger dans un coffret se trouvant sous la tablette d'appui. Le câble téléphonique pénètre dans le coffret par le tube arrière droit, tandis que le câble électrique y arrive par un tube soudé se trouvant du côté gauche.

Tous les raccordements intérieurs, tant vers le poste téléphonique à prépaiement que vers les lampes d'éclairage, se font en empruntant soit les tubes arrière, soit la double paroi du fond, aucun n'étant accessible au public.

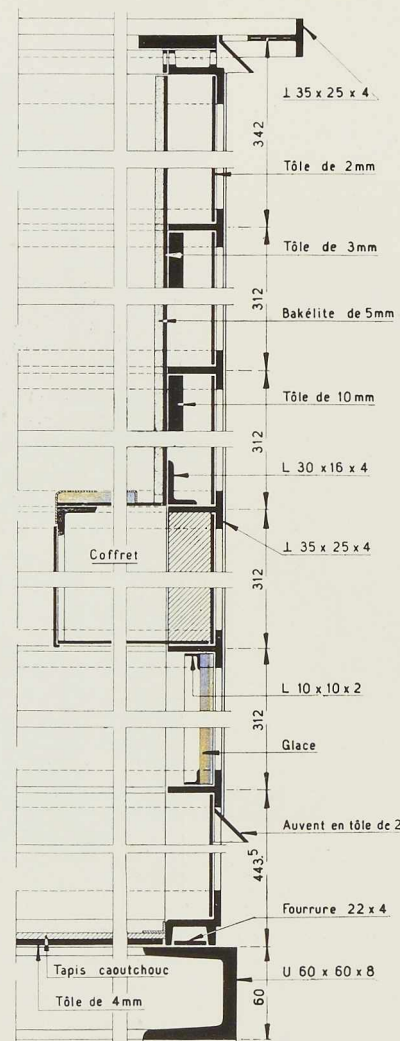


Fig. 125. Coupe verticale du panneau arrière d'une cabine téléphonique.

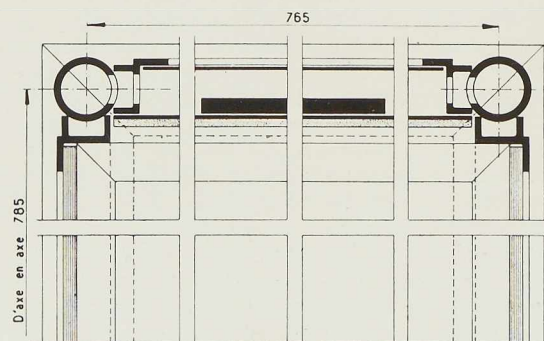


Fig. 126. Demi-coupe horizontale d'une cabine de la R. T. T.





Fig. 127. Vue d'un kiosque métallique situé place Princesse Elisabeth, à Schaerbeek.

## Les kiosques à journaux type «Minimum Bruxelles»

Les kiosques à journaux de l'agglomération bruxelloise étaient généralement vétustes, étriqués et de modèles désuets. L'AGENCE DECHENNE désirait depuis longtemps renouveler et moderniser ceux dont elle assure l'exploitation.

L'étroitesse des rues et trottoirs de Bruxelles et la nécessité d'un minimum d'encombrement vis-à-vis des riverains et de la circulation ont cantonné la conception du nouveau kiosque type dans des limites qui ne dépassent pas, en plan, celles des vieux kiosques hexagonaux existants et bien connus; les nouveaux kiosques sont même inférieurs en hauteur.

C'est M. Henri Derée, architecte S. C. A. B.,

qui a été chargé d'étudier les plans des nouveaux kiosques. Il a étudié un kiosque métallique type qui répond aux divers buts assignés, notamment :

- amélioration sensible du volume d'air, de l'utilisation pratique, de l'éclairage intérieur;
- maximum de surface d'exposition en vitrines, à bonne hauteur;
- abri excellent pour le préposé et pour les imprimés de débit, par la clôture mobile du guichet, réductible en hiver, extensible en été et disparaissant entièrement à la fermeture journalière sans aucune pièce amovible.

N° 2 - 1939



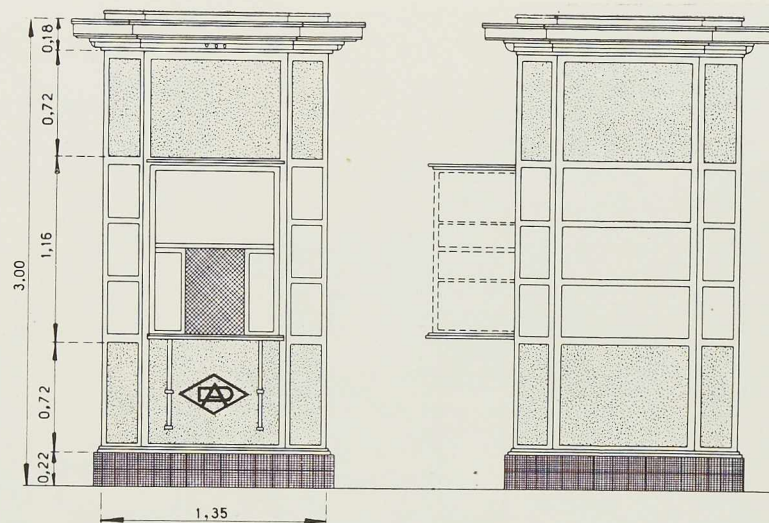


Fig. 128. Elevations frontale et latérale d'un kiosque à journaux.

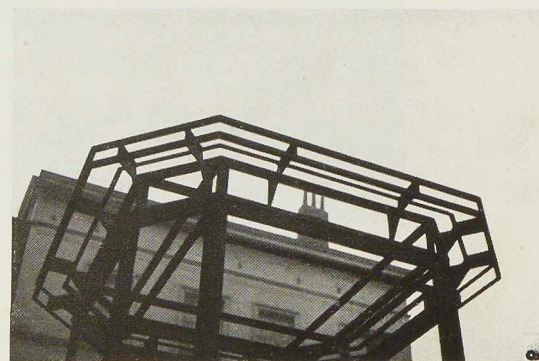
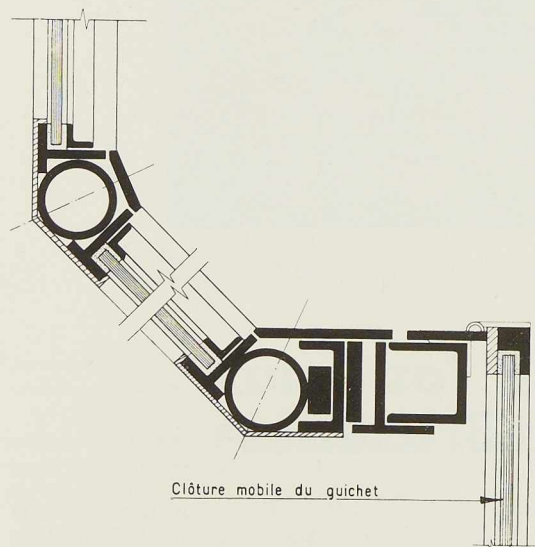


Fig. 129. Partie supérieure de l'ossature d'un kiosque.

Fig. 130 (ci-contre). Détail des angles à hauteur des vitrines.

- lignes générales nettes et simples, matériaux de choix, couleurs fraîches;
  - solidité et durabilité à l'épreuve.
- Sauf les fondations et la plinthe basse, le kiosque est entièrement exécuté en usine.

L'ossature du kiosque est composée de montants en tubes d'acier, de traverses et encadrements en fers marchands et en fers spéciaux simples. Les montants sont ancrés dans la fondation; un double croisillon en cornières formant

contreventement au-dessus du plafond sert d'appui à la couverture et accentue la résistance aux surcharges imprévues auxquelles ces kiosques sont parfois soumis.

Toutes les parties métalliques de la construction sont revêtues de tôle en alliage de cuivre; il en est de même de la corniche et de la couverture. La circulation d'air à l'intérieur est assurée par des bouches réglables. Le chauffage est prévu par « Radio-gaz » ou par poêles au charbon.

N° 2 - 1939



# Cadres rigides pour ponts et bâtiments

par H. D. Hussey (1)

Au début, les ponts à béquilles étaient construits en béton armé; ils ont rencontré un grand succès et se sont multipliés aux Etats-Unis. La vogue de ce type de pont était due surtout à sa meilleure esthétique.

Le succès des cadres rigides en béton conduisit naturellement à envisager la construction d'ouvrages similaires en acier. On a constaté que les cadres rigides en acier étaient plus économiques que ceux réalisés en béton lorsque la portée dépassait 20 mètres; par contre, on a estimé qu'il était difficile pour l'acier de revendiquer, du point de vue purement économique, le grand domaine des petites portées inférieures à 20 mètres.

Le coût des cadres rigides en acier dépend de la plus ou moins grande complication de la construction et du montage.

Les premiers ponts à béquilles en acier subirent l'influence des formes des ouvrages en béton armé, aux angles extérieurs fortement arrondis (fig. 131). Cette forme est due au fait que les efforts de tension doivent être entièrement pris par des barres d'armature courbes. De nombreux ingénieurs se sont demandés si les tensions dans les angles extérieurs des cadres rigides en acier suivent une semblable direction arbitraire. De nombreux cadres en acier ont été construits conformément au modèle de la figure 132 et ont donné entière satisfaction.

Les cadres rigides en acier sont ordinairement construits avec une âme et des ailes semblables aux éléments de la poutre à âme pleine courante.

L'expérience a démontré que le coût de fabrication et de montage des cadres en acier conformes au modèle de la figure 131 était considérablement plus élevé que celui des ponts courants à poutres à âme pleine. Les cadres en acier avec angles vifs coûtent beaucoup moins cher que les cadres à angles arrondis. Il s'ensuit que le coût des constructions à cadres rigides en acier devra se rapprocher le plus possible du coût des poutres à âme pleine pour pouvoir prétendre au plus grand développement.

L'*American Institute of Steel Construction* (A. I. S. C.) comprit l'importance des problèmes soulevés par la question et s'attaqua à leur solu-

tion. En 1935, il entreprit un vaste programme de recherches sur les cadres rigides, recherches comprenant des essais de nœuds de construction rivée et de construction soudée, au *National Bureau of Standards*, des essais sur deux modèles de cadres rigides de 5<sup>m</sup>50 de portée, à l'Université de Lehigh, et des essais photo-élastiques sur petits modèles en bakélite de dimensions variables, à l'Université de Columbia et au Collège de la Ville de New-York.

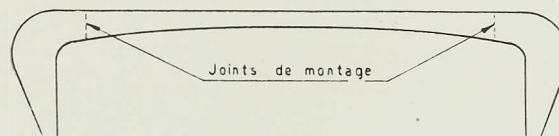


Fig. 131. Cadre rigide à angles extérieurs arrondis.

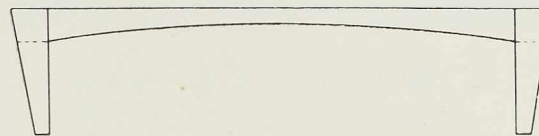


Fig. 132. Cadre rigide à angles extérieurs vifs.

L'économie des cadres rigides en acier est fonction de la forme de l'ouvrage: c'est donc vers l'étude des formes économiques que l'A. I. S. C. orienta ses recherches. On espère également éclaircir la question de la répartition des efforts dans les angles et de montrer comment ces efforts peuvent être analysés par des moyens mathématiques. Tout ingénieur compétent comprend et peut analyser la répartition des efforts dans les poutres à âme pleine, aussi a-t-il toute confiance dans ce mode de construction. L'A. I. S. C. espère que grâce à son programme de recherches les ingénieurs pourront avoir à l'avenir la même confiance dans les cadres rigides que dans les poutres à âme pleine.

Les ingénieurs-constructeurs, tout comme les vrais savants, ne sont pas entièrement satisfaits des constructions qu'ils ne comprennent pas entièrement. C'est pourquoi les constructions statiquement indéterminées, dont le cadre rigide est un des types, ont été autant que possible

(1) Adaptation d'une étude de l'auteur publiée par l'*American Institute of Steel Construction*.





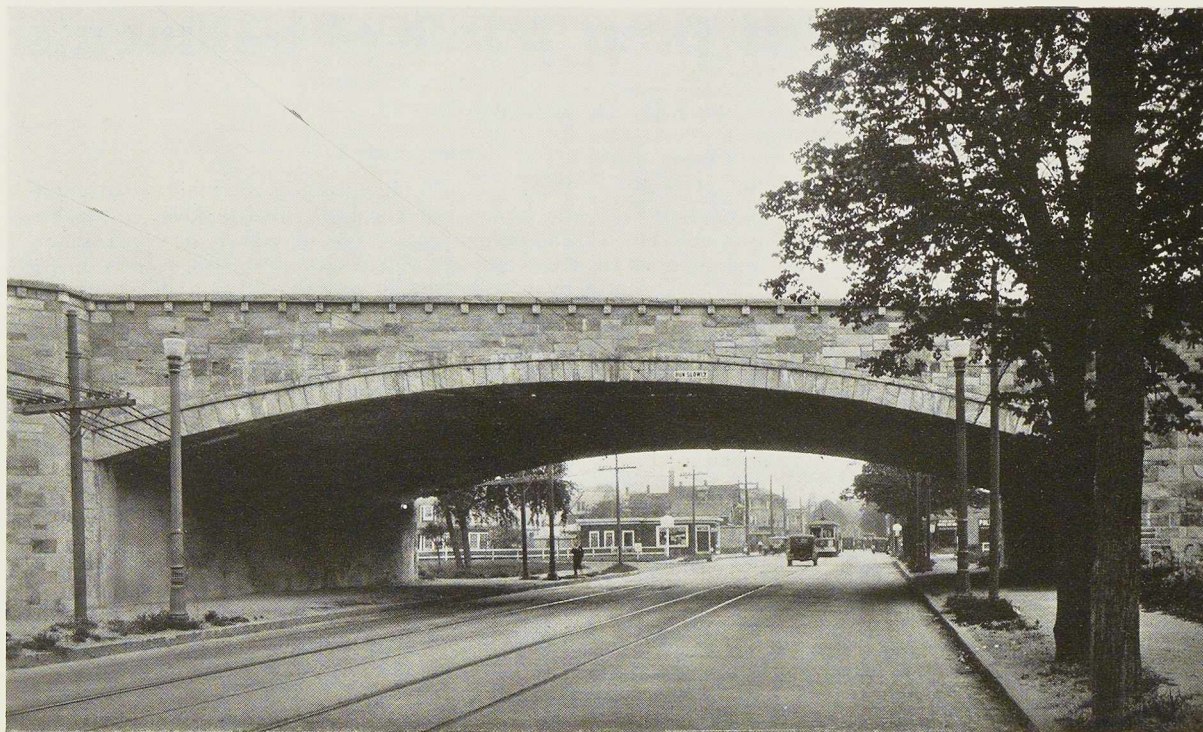


Fig. 133. Vue d'un pont à béquilles en acier revêtu d'un parement en pierres.

évités aux Etats-Unis jusqu'à ces dernières années. Les études plus poussées des principes des constructions hyperstatiques auxquelles on s'est livré récemment a créé une meilleure compréhension de ces principes, aussi les ingénieurs s'empressent-ils maintenant de mettre à profit les avantages économiques et architecturaux de ce mode de construction.

#### L'étude des formes

Le terme « cadre rigide » s'applique principalement aux constructions composées de deux béquilles verticales rigidement reliées à une traverse horizontale. L'ouvrage constitue ainsi un arc avec des membres droits ou courbes. Le cadre est calculé comme un arc articulé ou encastré à sa base, suivant le type des fondations. Il n'y a pas de difficulté dans le calcul des cadres, pas plus que dans celui de l'arc, sauf au droit des nœuds à cause du changement brusque de direction. La recherche est donc dirigée de ce côté là. Le calcul de ces nœuds sera traité plus loin. Les principes de calcul de ce type de construction

sont connus et il n'est pas nécessaire d'y revenir ici.

Les béquilles dans un cadre rigide en acier doivent résister à des efforts verticaux et horizontaux. L'étude des forces verticales ne présente pas de difficultés; il n'en est pas de même pour les forces horizontales. Pour résister à ces forces, le cadre doit être pourvu d'un tirant; dans les bâtiments, ce rôle est joué souvent par le plancher, ce qui simplifie le problème. Les tirants sont rarement employés dans les ponts; si l'on a recours à des tirants, ils doivent être placés dans le sol, quelquefois en dessous des rails. Un très grand soin doit être apporté à la protection des tirants enterrés contre la corrosion.

#### L'exécution des cadres

A part la complication due aux nœuds, l'exécution des cadres rigides en acier est la même que celle des constructions courantes. Le coût de fabrication constitue souvent le facteur déterminant du choix de l'ouvrage. Les ponts à béquilles sont choisis généralement tant pour des raisons



d'esthétique que pour leurs qualités techniques. Les considérations esthétiques conduisent souvent à donner une allure courbe à la poutre horizontale. L'augmentation du coût de l'ouvrage résultant de cette courbure est d'ailleurs minime. Le coût augmente d'ailleurs davantage si les angles sont arrondis en même temps que la poutre horizontale est courbée, comme c'est le cas de la figure 131. Cette augmentation du prix provient de l'obligation de disposer de nombreux raidisseurs pour soutenir les semelles et l'âme dans les angles à faible rayon de courbure.

### Montage

La méthode de montage des cadres rigides en acier est souvent déterminée par des conditions locales. On peut assembler complètement le cadre avant sa mise en place; cette façon de faire est toutefois coûteuse et peu satisfaisante.

Une bonne méthode consiste à ériger les deux béquilles d'abord et à les munir d'un support provisoire avant la mise en place de la traverse. Cette opération se simplifie si les formes du cadre permettent que la traverse soit placée sur les têtes des béquilles ou y soit encastrée.

Le montage des cadres conformes au modèle de la figure 131 présente une certaine particularité.

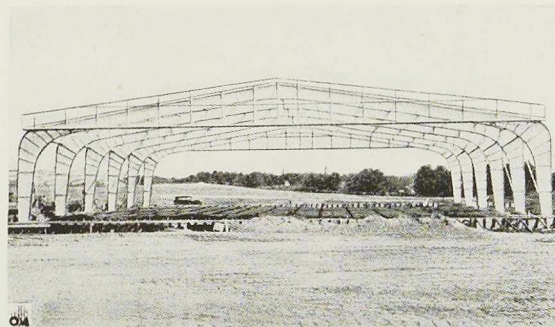


Fig. 134. Cadres rigides formant l'ossature d'un hangar d'aviation.

Il est en effet nécessaire, lors du montage, d'ancrer les béquilles en arrière de façon à les empêcher de tomber l'une vers l'autre.

Les cadres illustrés par la figure 132 sont faciles à monter si les pieds-droits peuvent être conçus comme stables pendant le montage.

### Exemples

Les ponts à béquilles en acier sont quelquefois revêtus d'un parement en pierre, ainsi qu'on le

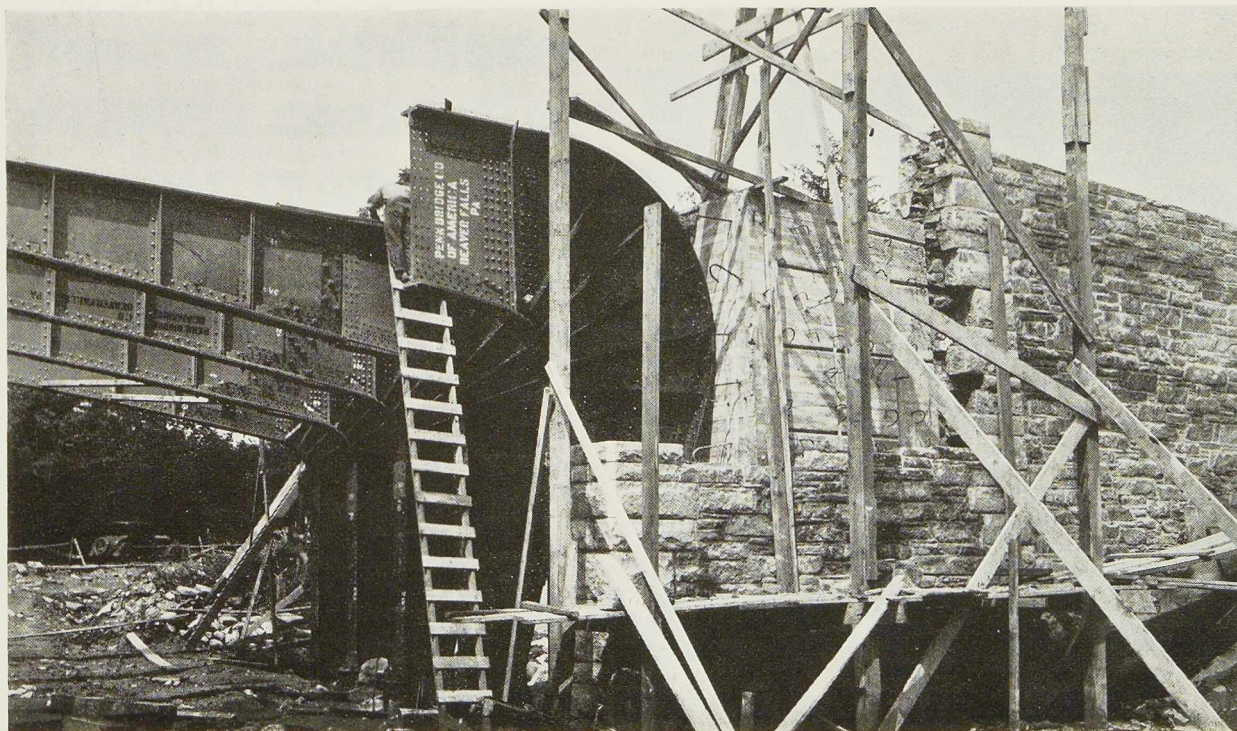


Fig. 135. Vue prise pendant les travaux de construction d'un pont à béquilles de 26<sup>m</sup>80 à Mount Vernon (E.-U.).

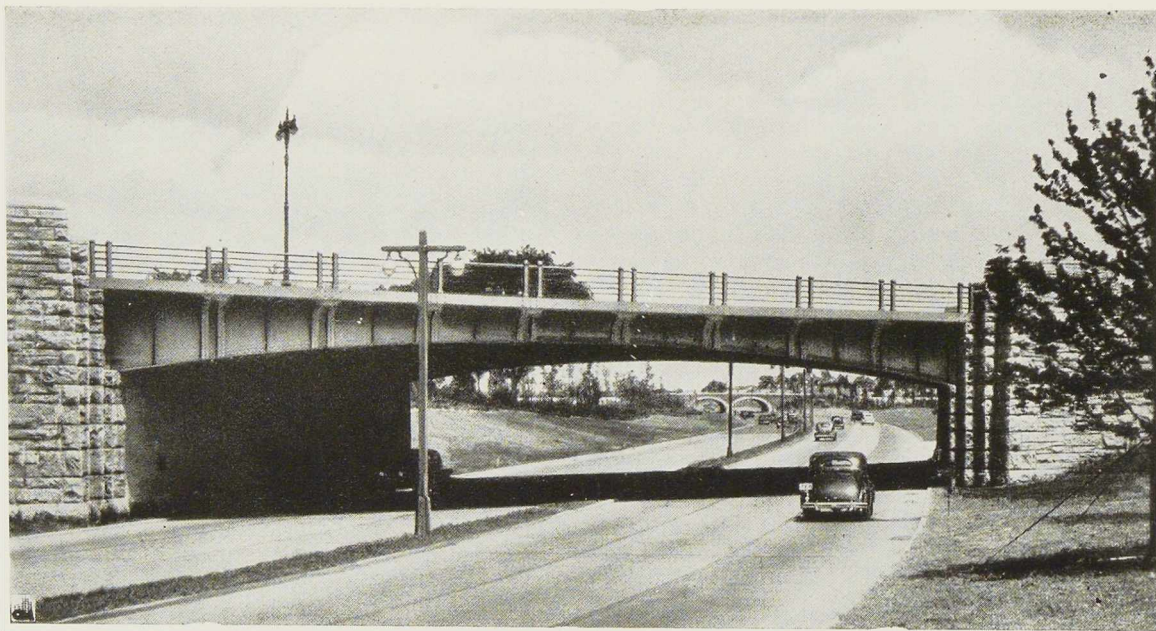


Fig. 136. Le pont Astoria à New-York, d'une portée de 28 mètres, primé en 1937 au concours des plus beaux ponts métalliques américains.

voit sur la figure 133. Ceci donne lieu à un beau travail de pierre, mais il faut admettre qu'un pont en acier brut présente un aspect tout aussi agréable et harmonieux. L'acier n'a pas besoin d'être revêtu d'un autre matériau pour donner au pont un aspect satisfaisant. Les cadres de la figure 134 présentent une solution intéressante d'un problème particulier. Il s'agit de cadres pour hangars d'avions. La double inclinaison des traverses offre peu de prise au vent et empêche la formation de tourbillons.

La plus importante application de cadres rigides en acier actuellement réalisée est celle du *West Side Improvement* à New-York, faisant partie des travaux d'amélioration de Riverside Park. L'ouvrage comprend un tunnel ferroviaire de 4 km de longueur, dont la moitié est exécutée au moyen de cadres rigides en acier, avec plafond et murs latéraux en béton armé. Les cadres comportent une béquille de 6<sup>m</sup>10 de hauteur et une autre de 2<sup>m</sup>10, cette dernière reposant sur un mur bas, côté Est contenant des gaines pour canalisations électriques.

Les traverses de 23<sup>m</sup>20 de longueur étaient placées au sommet des béquilles, exécutées provisoirement comme autoportantes; 397 cadres furent employés dans ce travail.

#### Recherches sur les cadres rigides

Sans vouloir entrer dans la discussion technique des résultats de la recherche sur les cadres rigides en acier patronnée par l'A. I. S. C., il semble intéressant de passer brièvement en revue les résultats enregistrés.

Les recherches ont déjà porté sur trois points importants :

1° Les recherches ont mis en lumière la distribution des efforts dans les nœuds des cadres rigides en acier et ont montré que les tensions dans l'âme et les ailes à l'angle extérieur du nœud sont très petites, que les lignes de force passent des semelles dans l'âme dans l'angle extérieur, et que le lieu des tensions nulles (et l'axe neutre de flexion) est très voisin de l'angle intérieur. Enfin les essais ont montré que la répartition des efforts en dehors du nœud était conforme à la théorie courante relative aux arcs;

2° Les études ont montré que les efforts dans un nœud rectangulaire peuvent être analysés avec un degré d'approximation suffisant;

3° L'étude des résultats obtenus indique que les principes de calcul des cadres rigides en acier est très simple. Les béquilles, jusqu'à la section au nœud et la poutre horizontale entre



les nœuds, doivent être calculées par la méthode usuelle applicable aux arcs en acier. Les ailes (ou les raidisseurs) sur les quatre côtés de la section du nœud doivent être rivées à l'âme de façon à répartir leurs efforts dans l'âme.

L'âme doit être calculée pour résister à l'effort tranchant adjacent à l'une des ailes et en même temps être assez épaisse pour résister au flambage. L'épaisseur minimum nécessaire pour s'opposer au flambage peut être calculée par la formule

$$e = \frac{h}{100}$$

où  $e$  = épaisseur de l'âme;

$h$  = hauteur de l'âme (entre les ailes).

### Conclusion

Le projet le plus économique d'un pont en cadre rigide, compte tenu du remblayage des terres, des culées en maçonnerie et de la travée en acier, est habituellement obtenu en donnant à la travée en acier une hauteur aussi réduite que possible. Ceci conduit à une économie sur le

volume de maçonnerie dans les culées et une économie sur la longueur et le volume des remblais. L'économie ainsi obtenue compense dans bien des cas le coût supplémentaire dû à l'emploi des poutres de plus faible hauteur.

La portée maximum d'un cadre rigide en acier qui peut être construit n'est pas définie. Des portées dépassant 30 mètres ont été construites souvent. La construction récente à Seattle d'un pont à béquilles en béton armé dépassant 53 mètres poussera les ingénieurs à examiner l'économie des cadres rigides en acier pour des portées dépassant largement celles construites à ce jour.

L'industrie de la construction en acier dispose maintenant d'un type de pont métallique qui a atteint un grand degré de popularité par suite de ses nombreux avantages, dont notamment son bel aspect architectural. Signalons que plusieurs ponts à béquilles ont été primés aux concours organisés par l'*American Institute of Steel Construction* (1).

(1) Tel est notamment le pont Astoria, à New-York, primé en 1937.

## Poutres métalliques évidées construites par soudure

En Angleterre, on a mis au point une méthode intéressante pour construire par soudure des poutres et piliers.

Avec le chalumeau, on découpe dans l'âme d'un I une ligne en zigzag de hauteur  $x$ . Puis on coupe en deux le profilé suivant l'axe longitudinal. On retourne ensuite l'une des moitiés et on la place sur l'autre, ce qui donne des vides hexagonaux (fig.137). On soude enfin les deux moitiés, la ligne de soudure coïncidant ainsi avec l'axe de la poutre. On obtient ainsi une poutre dont la hauteur est augmentée de la quantité  $x$  et dont le moment de résistance est plus élevé environ du double de celui du profilé primitif (1).

(D'après *The Welder*, avril 1938.)

(1) Ce procédé nous a été indiqué en Suisse dès 1931 par un atelier de construction suisse spécialisé en soudure (N. D. L. R.).

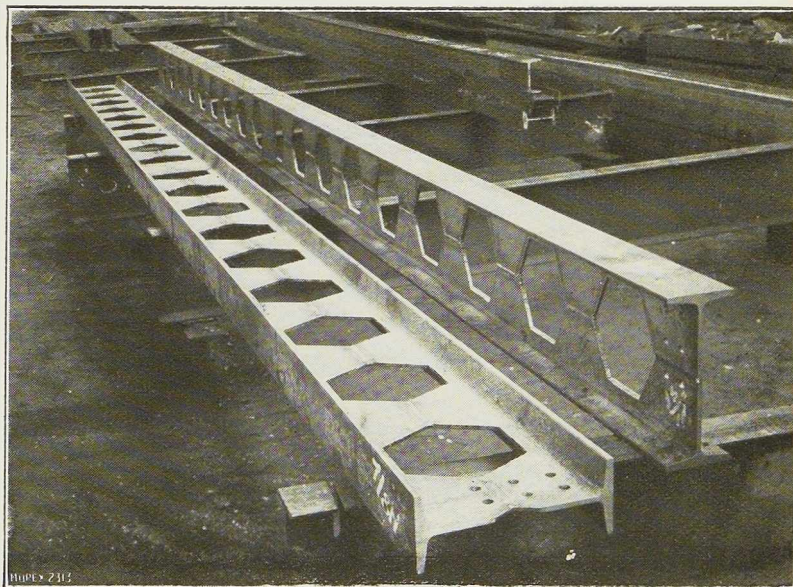


Fig. 137. Poutres métalliques évidées construites par soudure.

N° 2 - 1939



## Le pont de Marine Parkway à New-York

Le nouveau pont de Marine Parkway franchit la passe de Rockaway et relie la rive de Brooklyn avec une presqu'île sablonneuse allongée connue sous le nom de Rockaway-plage. La passe de Rockaway a une largeur de 1.200 mètres et une profondeur variant de 10<sup>m</sup>70 à 12<sup>m</sup>80.

La longueur totale du pont de Marine Parkway est de 1.170 mètres, l'ouvrage comporte, au centre, 3 travées principales, dont l'une mobile, et douze travées d'approche, six de chaque côté du chenal. La travée mobile, avec sa portée de 180 mètres, est l'une des plus longues travées mobiles du monde. Les deux travées adjacentes ont chacune une portée de 172 mètres; quant aux travées d'approche, leur portée varie de 66<sup>m</sup>25 à 30<sup>m</sup>05. La travée mobile abaissée a un tirant d'air de 16<sup>m</sup>75; levée, elle dégage une passe de 45<sup>m</sup>75 de tirant d'air. Les travées d'approche sont du type continu, 2 ou 3 travées formant une unité continue.

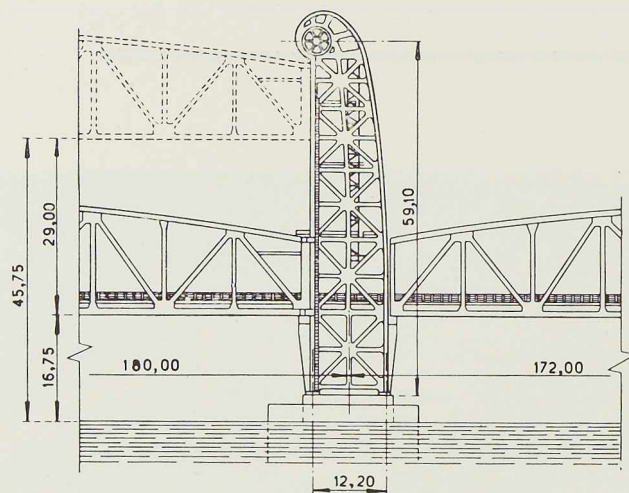


Fig. 138. Elévation d'un pylône de levage.

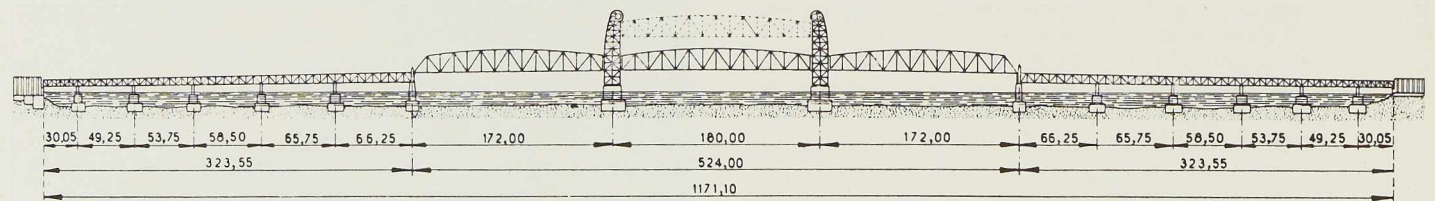


Fig. 139. Elévation du pont métallique de Marine Parkway. La travée de 180 mètres de portée, au centre de l'ouvrage, est l'une des plus grandes travées mobiles du monde.

Près de 13.000 tonnes d'acier furent mises en œuvre pour la construction de la superstructure du pont; ce tonnage comprend les 3.400 tonnes d'acier au silicium employés pour les deux pylônes et les trois travées principales.

La chaussée du pont de Marine Parkway a une largeur de 13<sup>m</sup>40 et comporte quatre voies de trafic; il n'est prévu qu'un seul trottoir (du côté Ouest) de 1<sup>m</sup>80 de largeur. Le tablier des travées d'approche est en béton armé; la chaussée des travées centrales a un revêtement en grilles d'acier.

### Plan des travaux

Pour faire face au court délai accordé aux constructeurs, il fut décidé de commencer les travaux par le montage des pylônes et des travées principales.

Après avoir, en premier lieu, monté la partie basse des pylônes de levage jusqu'au niveau de la chaussée, y compris la fraction de chaussée correspondante, on installa sur cette dernière, à la pile Nord, un derrick, qui permit d'effectuer le montage de la travée mobile.

Le chantier de montage était constitué par des chalands métalliques mesurant 99<sup>m</sup>00 × 11<sup>m</sup>80, sur lesquels on érigea un plancher de travail à charpente métallique servant à l'assemblage des pièces du pont. La travée mobile fut entièrement montée sur ces chalands, les pièces d'acier étant amenées par barges. En fin de montage, par le simple jeu de la marée, la travée était descendue sur ses appuis inférieurs. Des pylônes provisoires de montage munis de derricks furent ensuite érigés à chaque extrémité de la membrure supérieure de la travée mobile (fig. 142).

Le rôle de ces derricks fut d'achever la construction des pylônes.

Le montage des deux travées adjacentes à la travée mobile s'est effectué de la même façon.

N° 2 - 1939





**Fig. 140.** Vue d'ensemble du pont Marine Parkway à New-York. La travée centrale mobile, a une longueur de 180 mètres. Ce pont a été primé au concours des plus beaux ponts de l'**American Institute of Steel Construction** en 1938.

Simultanément au travail décrit ci-dessus, on a procédé au montage des travées d'approche. Ce montage s'est fait sur chalands, se trouvant à une assez grande distance de l'emplacement du pont. Les travées montées étaient amenées en position par flottage.

#### Flottage

La presqu'île de Rockaway, à l'endroit où se trouve le pont de Marine Parkway, est située à faible distance de l'Océan Atlantique. Le courant y atteint normalement une vitesse de 1<sup>m</sup>80 par seconde, et l'amplitude des marées est de 1<sup>m</sup>50.

Toutes les travées furent mises à flots à marée haute; on les amenait en position exacte au moyen de remorqueurs et en utilisant des corps morts.

Après avoir mis en position la travée mobile par exemple, cette travée était relevée de 0<sup>m</sup>60 par des vérins hydrauliques placés sur les piles. Au fur et à mesure que la marée descendait, la charge sur l'échafaudage de montage se réduisait. Fina-

lement, les chalands entièrement déchargés pouvaient être déplacés pour le montage des travées suivantes. Le déplacement total des blocs d'appui des travées principales par rapport au niveau de l'eau (déplacement dû au travail des vérins et à la marée), nécessaire pour racheter la flèche des poutres et la flottabilité des chalands et assurer le dégagement de la travée fut de 0<sup>m</sup>85.

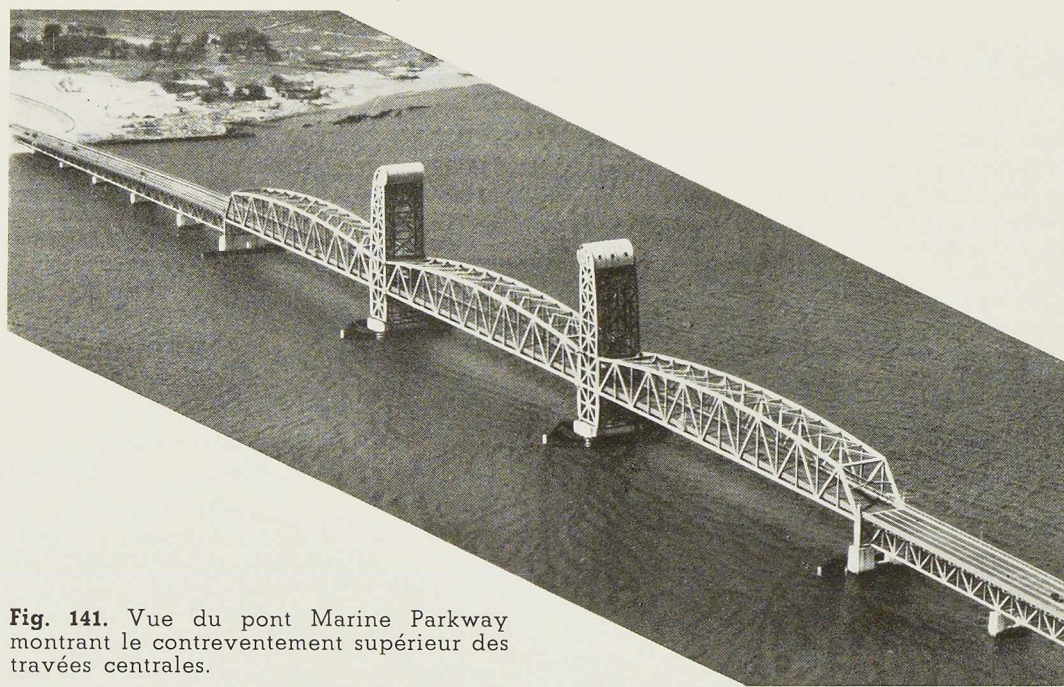
Le procédé employé pour le montage des deux travées adjacentes à la travée mobile fut analogue à la méthode de montage de cette travée.

#### Montage des travées d'approche

Des chalands mesurant de 34<sup>m</sup>75 à 56<sup>m</sup>75 de longueur et 10<sup>m</sup>35 de largeur furent employés pour la construction des travées d'approche, deux chalands de même longueur étaient placés côte à côte et reliés entre eux par des câbles métalliques.

Les poids des travées d'approche sont relativement faibles; aussi l'échafaudage de montage,





**Fig. 141.** Vue du pont Marine Parkway montrant le contreventement supérieur des travées centrales.

dont la hauteur variait de 1<sup>m</sup>20 à 6<sup>m</sup>00, fut-il exécuté en bois. Un grillage de poutres en acier reportait la charge des poutres-maîtresses sur l'échafaudage placé dans l'axe des chalands.

Le montage des travées d'approche s'est fait sur un chantier situé à 8 km de l'emplacement du pont. Les travées d'approche pesaient de 150 à 400 tonnes chacune et exigeaient un mouvement des vérins par rapport au niveau de l'eau de 0<sup>m</sup>60 à 0<sup>m</sup>90 pour libérer les chalands de leurs charges.

Ainsi qu'il fut mentionné précédemment, la plupart des travées d'approche sont du type continu. Des dispositions spéciales étaient donc nécessaires pour permettre la pose des vérins et pour obtenir les conditions correctes de distribution des tensions dans les travées. Les travées formant une unité continue sont munies de goussets auxiliaires aux points de continuité. Ces goussets se composaient de plats placés dans l'axe de la poutre en treillis, reliés à la membrure inférieure et aux diagonales extrêmes de façon à ne pas gêner la pose des plats permanents situés du côté extérieur des membrures.

Le montage d'un tronçon de 3 travées, par exemple, se faisait comme suit : chacune des trois travées était amenée par flottage en position et mise en place comme une travée simple; on éta-

blissait alors une liaison entre les points de jonction des membrures inférieures, ceux des membrures supérieures restant non reliés. Les extrémités d'un tronçon de trois travées étaient alors soulevées au moyen de vérins d'une hauteur égale à la flèche en ces points dans l'hypothèse où les joints des membrures supérieures ne subissent aucune charge. On établissait alors la continuité entre les points de contact des membrures supérieures, assurant ainsi des valeurs correctes aux réactions.

#### **Tablier en grilles d'acier**

Le tablier ajouré, en grilles d'acier, employé pour réduire le poids mort des travées principales, présente un certain intérêt. Ce grillage formé de barres sur champ offre une surface d'usure unie et diminue les risques de dérapage. Les barres portantes longitudinales de 65 × 6,3 mm, espacées de 65 mm de centre à centre, supportent par rivetage des barres transversales, plus légères, de 38 × 4,7 mm, espacées de 127 mm. Le grillage était livré sur place en tronçons de 1<sup>m</sup>20 × 11<sup>m</sup>80. Les tronçons placés longitudinalement sur le pont étaient rivés ensemble pour constituer un tablier d'un modèle uniforme continu. Les joints transversaux situés au droit de

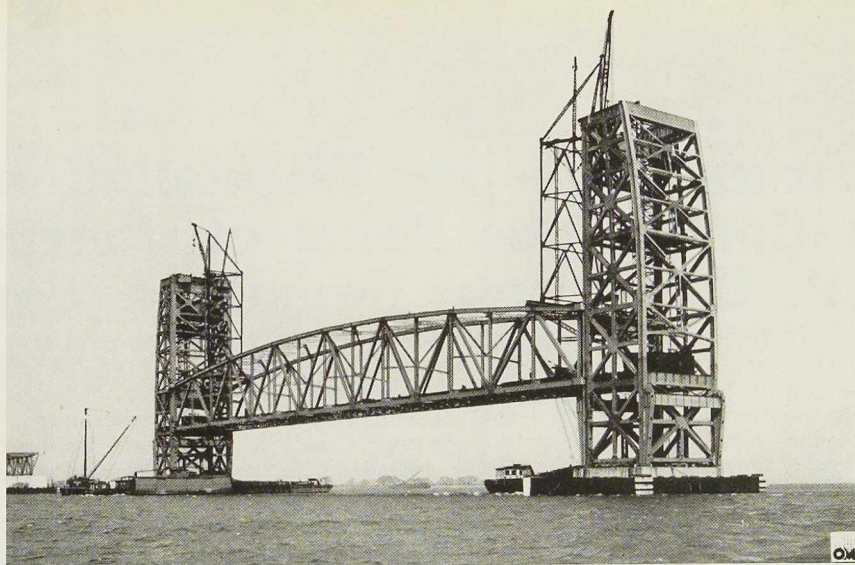


Fig. 142. La travée mobile après montage, la partie supérieure des pylônes n'est pas terminée.

chaque pièce de pont étaient assemblés par rivure. Le grillage repose et est soudé sur des entretoises de 175 mm.

#### Travée mobile

La travée mobile a un poids de 2.180 tonnes; ses contrepoids sont constitués par des masses en béton, placées dans des caisses en acier. Dès que la travée eut été montée dans sa position inférieure, les contrepoids furent placés dans les positions supérieures et employés à élever la travée pour créer une passe navigable avant d'amener par flottage la travée principale Nord à son emplacement définitif.

Les opérations de levage de la travée centrale se font à l'électricité. Les pylônes mesurent en plan, au niveau de la chaussée,  $17^m80 \times 13^m10$ . Leur hauteur est de 64 mètres au-dessus des piles, et de  $68^m50$  au-dessus du niveau moyen de la mer. La partie supérieure des pylônes contient une cabine abritant les organes moteurs. Les moteurs principaux, du type synchronisé, ont chacun une puissance de 200 cv. Deux de ces moteurs sont en service normal, les deux autres au repos. Cet ensemble est complété par deux

moteurs de secours de 50 cv à commande séparée. La durée du levage pour une hauteur de 29 mètres est de 2 minutes.

La superstructure du pont de Marine Parkway est peinte en gris vert; dans le but d'accentuer les lignes principales des pylônes, des contrepoids, du local de manœuvre et autres parties secondaires, ces pièces ont été peintes à l'aluminium.

Le pont de Marine Parkway a été construit par la *Marine Parkway Authority* sous la direction de M. Robert Moses, qui s'est adjoint la firme Madigan-Hyland en qualité d'ingénieur-conseil. Les plans et les calculs d'exécution ont été élaborés par les ingénieurs-conseils Waddelle et Hardesty, pour les travées centrales et les pylônes, et par les ingénieurs-conseils Robinson et Steinman pour les travées d'approche. Tous les travaux de la superstructure en acier, du tablier en béton, ainsi que tout l'équipement électrique et mécanique pour la manœuvre de la travée mobile ont été exécutés par l'*American Bridge Company*.

L'intérêt et l'amortissement du capital engagés dans cette entreprise municipale seront couverts par péage. Le prix du passage est de \$ 0,10 (environ 3 francs belges) par véhicule. Les travaux ont coûté 3.750.000 dollars et ont duré un an.

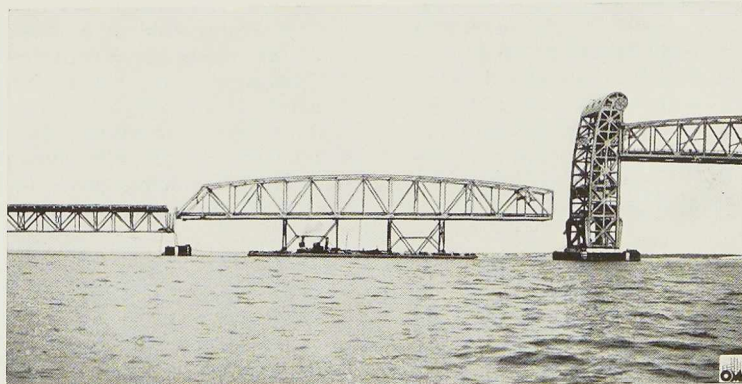


Fig. 143. Mise en place d'une travée principale par flottage.



# Vœux émis par l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.) à son deuxième congrès

L'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A.I.P.C.) vient de publier le rapport final de son second congrès, tenu à Berlin en octobre 1936. Cet important ouvrage <sup>(1)</sup> contient notamment les vœux émis par l'A.I.P.C. en conclusion de son congrès. Etant donné l'autorité dont jouit cette grande association, ces vœux peuvent être considérés comme représentant l'opinion des ingénieurs les plus qualifiés des quarante pays représentés à ce congrès. Nous reproduisons ci-après les vœux se rapportant aux thèmes relatifs à la construction métallique. O. M.

## La ductilité de l'acier. Sa définition. Manière d'en tenir compte dans la conception et le calcul des ouvrages, notamment des ouvrages hyperstatiques

1° Pour déterminer la sécurité d'un ouvrage ou d'un élément d'ouvrage en acier, il est nécessaire d'étudier les conditions d'équilibre et de déformation pour une surcharge croissante, après que l'état plastique a été partiellement atteint. La forme de la section des barres et des poutres a une influence sur les conditions d'apparition de l'état plastique, et par le fait même sur la résistance et la sécurité. On admet en général que les efforts sont transmis uniformément dans les différents éléments d'une construction métallique (rivée ou soudée): cette hypothèse est justifiée par la ductilité de l'acier.

Dans l'étude des états d'équilibre stable et même instable des ouvrages métalliques, la théorie classique de la plasticité admet que le comportement plastique du matériau (écoulement) dépend de l'état local de contrainte. Une nouvelle théorie part de l'hypothèse que l'écoulement dépend de la configuration du champ de tensions et se manifeste par conséquent d'une manière discontinue. Les essais effectués au cours de ces derniers temps sur des barres soumises à la flexion et sur des barres à œillet montrent que le relèvement de la limite d'écoulement, constaté autrefois, pour des contraintes non uniformes, est à attribuer à l'interprétation des résultats acquis. On a constaté que la limite supérieure d'écoulement de l'acier constitue une caractéristique importante du matériau qui ne peut pas être déterminée avec précision dans l'essai de traction. Dans la flexion, on a toujours une limite supérieure d'écoulement tout à fait indépendante de la forme de la section. La discontinuité de l'écoulement est attribuée à l'effet de cette limite supérieure d'écoulement. Le développement futur de la théorie de la

plasticité devra se baser sur l'état de tension et de déformation d'un élément dans le domaine plastique tandis que les partisans de la nouvelle condition d'écoulement n'attribuent plus qu'une importance secondaire à la contrainte maximum. Des essais sont prévus pour enlever le doute qui subsiste.

2° La théorie classique de la plasticité aussi bien que la nouvelle condition d'écoulement ont pu être utilisées pour la résolution des problèmes de stabilité (compression excentrée). On constate que les résultats sont également simples avec les deux manières de voir. La nouvelle condition d'écoulement fournit des résultats qui concordent très bien avec ceux des essais.

3° Le cas d'une surcharge croissant de zéro à une valeur limite paraît mis au point pour les poutres continues à section constante. Les principes déterminés par des essais doivent encore être étudiés à l'aide des deux conditions d'écoulement. Pour la pratique, il est nécessaire de trouver un procédé simple permettant de déterminer la résistance utile. Cependant, il faut tenir compte, pour les zones de métal atteignant l'état plastique, de la limite supérieure de déformation, au delà de laquelle la limite d'élasticité serait dépassée.

4° Jusqu'à ce jour on n'a exécuté aucun essai pour une surcharge variable. Les principes théoriques doivent encore être contrôlés sur la base des nouvelles connaissances acquises.

5° Pour les poutres à âme pleine sans grosses entailles, les essais d'endurance ont montré que les déformations permanentes d'une poutre continue à travées égales tendent vers une limite finie, même pour un très grand nombre de mises en charge (700.000). D'autres essais sont en cours et, avant la fin de ces essais, on ne peut pas recommander l'emploi du procédé de l'équilibre plas-

<sup>(1)</sup> Voir le compte rendu de cet ouvrage dans le présent numéro de L'OSSATURE MÉTALLIQUE, p. 108.



tique au dimensionnement des ouvrages sollicités dynamiquement (rupture par fatigue).

6° Les investigations faites jusqu'à ce jour permettent de déterminer l'influence d'un affaissement des appuis; cet affaissement est en général sans danger.

7° Il faut apporter une restriction à cette nouvelle méthode de calcul, dans les cas étudiés jusqu'à présent de poutres réticulées hyperstatiques; cette restriction concerne les barres comprimées qui ne peuvent pas servir à l'égalisation des moments. Pour les cas plus généraux, il est encore nécessaire d'étudier d'une façon approfondie les hypothèses admises à ce sujet.

8° En résumé, on peut, en prenant en compte la

ductilité de l'acier, mettre à profit le surcroît de sécurité que la plasticité du matériau confère aux systèmes hyperstatiques. Dans les charpentes, les méthodes de calcul existantes permettent de tirer parti de l'accroissement de la résistance, justifié théoriquement et contrôlé par les essais. Dans certains cas particuliers les prescriptions officielles tiennent compte de l'égalisation des moments engendrée par la déformation à froid. C'est surtout dans les systèmes à section constante que la nouvelle méthode offre des avantages au point de vue économique; ces avantages sont beaucoup moins importants dans les systèmes dont les sections sont adaptées à l'allure des forces (par exemple des moments).

### Questions pratiques concernant les constructions soudées

1° La soudure à l'arc électrique a fait, depuis le Congrès de Paris, des progrès très importants dans beaucoup de pays et on a construit un grand nombre de ponts-raills et de ponts-routes soudés. Plusieurs pays possèdent des règlements officiels sur la soudure.

2° L'expérience a montré que l'acier de construction à faible teneur en carbone et sans alliage convenait parfaitement au soudage. Les aciers à haute résistance conviennent également très bien à la soudure à condition que l'on établisse par des essais appropriés que la soudure ne les rend ni fragiles ni disposés à la fissuration et que les électrodes soient adaptées à la composition de ces aciers.

3° Les formes que l'on peut réaliser grâce aux assemblages soudés ont un caractère d'unité, d'homogénéité et d'élégance qui donne aux ouvrages un aspect des plus satisfaisants.

4° La soudure permet en général de réaliser des constructions plus légères que le rivetage. Elle facilite l'exécution de certains éléments de construction tels que des colonnes et des cadres supportant de fortes charges. Elle offre de nombreux avantages pour le renforcement des ouvrages métalliques.

5° L'exécution des constructions soudées exige les plus grands soins et une surveillance constante, tant à l'atelier que sur le chantier. La qualité du travail dépend en grande partie de l'habileté du soudeur; elle exige la formation et le contrôle continuel du personnel. Il faut une grande expérience pour réduire à un minimum les contraintes de retrait. Cela est tout spécialement valable pour les joints exécutés sur le chantier.

6° Les essais de laboratoire ont montré que les soudures bout à bout résistaient mieux que les soudures d'angle aux sollicitations dynamiques de grande amplitude, perpendiculaires au cordon.

Ces mêmes essais, ainsi que l'expérience, prouvent que l'endurance des assemblages soudés bout à bout est au moins égale à celle des assemblages rivés ordinaires, lorsque l'exécution est soignée. Des poutres en I peuvent être réalisées de plusieurs façons par soudure bout à bout d'éléments d'âme et de semelles. Leur endurance est pratiquement égale à celle d'une poutre de même profil obtenue par laminage.

7° L'endurance d'un assemblage bout à bout est fortement relevée lorsque la racine de la soudure est reprise après élimination des scories et lorsque le raccordement entre les cordons de soudure et le métal de base est rendu progressif par un usinage convenable.

Les soudures d'angle frontales et les extrémités des soudures d'angle latérales ont une endurance beaucoup plus faible que les soudures d'angle continues. Il en résulte qu'en de tels points il faut réduire la contrainte admissible dans le métal de base. Dans les ouvrages sollicités dynamiquement il convient d'éviter les soudures interrompues et les soudure en bouchon. Dans les soudures d'angle il est très important que la soudure pénètre bien dans la racine; il est par conséquent recommandable de commencer l'opération avec des électrodes de faible épaisseur (3 à 4 mm). Le raccordement progressif du cordon de soudure au métal de base peut fortement augmenter l'endurance des soudures d'angle frontales et des extrémités des soudures d'angle latérales.

8° La chaleur développée par la soudure engendre des contraintes de retrait importantes lorsque les pièces assemblées ne peuvent suivre le retrait. Ces contraintes ne mettent généralement pas en danger la sécurité des ouvrages par suite de la plasticité du matériau. Les nombreux essais d'endurance à la flexion, effectués sur des poutres sou-



dées, ont montré que les fortes contraintes de retrait même dans les soudures longitudinales ne peuvent pas devenir dangereuses pour l'ouvrage. Les mesures que l'on peut adopter pour réduire les contraintes de retrait consistent à choisir des cordons de soudure de section faible, à poser sur des appuis mobiles les pièces à assembler afin qu'elles puissent suivre le retrait et à introduire de petites quantités de chaleur par unité de temps. Le choix approprié de la forme des constructions et de la succession du soudage permet de réduire fortement les contraintes de retrait.

9° Pour les membrures des poutres à âme

### **Etude théorique et expérimentale des points singuliers des constructions métalliques, rivées et soudées**

De nombreuses études, théoriques et expérimentales, ont été poursuivies depuis le Congrès de Paris concernant les points singuliers des constructions métalliques rivées et soudées. Des travaux analytiques importants ont été publiés sur différents problèmes de résistance et de stabilité (raidisseurs horizontaux des poutres à âme pleine; flexion, torsion et flambage des barres en parois minces; nœuds rigides des poutres en cadre; contraintes dans les angles des cadres, etc.). D'autres études intéressantes ont été présentées sur le calcul exact des poutres en treillis à croix de Saint-André, l'application des voiles minces à la construction métallique, le calcul des contraintes secondaires, l'endurance des assemblages rivés, etc. Ces études permettent de préciser le degré d'exactitude des méthodes usuelles de calcul. Elles permettent de vérifier l'exactitude de la

### **Application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes**

1° Ainsi qu'il ressort des rapports et des contributions à la discussion présentés à ce Congrès, l'application de l'acier dans la construction des ponts et des charpentes s'est fortement développée au cours de ces dernières années. On a attaché beaucoup plus d'importance qu'autrefois au côté esthétique des ouvrages, ce qui, à bien des points de vue, a donné un élan nouveau au développement de la construction métallique. Quelques beaux ponts métalliques construits au cours de ces dernières années sont la preuve qu'il est possible d'adapter les exigences de la statique aux exigences de la beauté.

Les belles formes que l'on a données aux halles et aux bâtiments d'exposition par exemple montrent le grand développement de la construction métallique soit dans la forme de l'ossature, soit dans l'accord harmonieux de l'acier et du verre, soit encore dans une combinaison quelconque.

2° Il est incontestable que les formes nouvelles,

pleine il vaut mieux un profil épais que plusieurs tôles minces.

10° Il est recommandable de contrôler aux rayons X les soudures bout à bout importantes. Les soudures longitudinales sont contrôlées par points. L'examen aux rayons X des soudures bout à bout épaisses doit commencer dès les premières passes qui sont spécialement prédisposées à la fissuration. La méthode magnétoscopique convient très bien au contrôle des fissures qui se produisent aux environs de la surface. Les procédés mécaniques de contrôle peuvent être très pratiques dans certains cas.

théorie lorsque des mensurations précises ont été effectuées sur des ouvrages en service. Les méthodes d'essai par mensuration sur modèles ou sur ouvrages en service ont réalisé des progrès très importants. Elles sont à employer notamment lorsqu'il s'agit d'ouvrages importants ou de pièces qui se reproduisent dans la construction en grand nombre d'exemplaires. Les méthodes et les appareils de mensuration se sont perfectionnés à tel point que leur emploi est devenu possible dans bien des cas. De telles mensurations sont à développer dans toute la mesure du possible pour fournir des bases à nos méthodes de calcul, pour approfondir par là la connaissance de la sollicitation de nos constructions et finalement pour permettre de construire économiquement et avec sécurité les ouvrages métalliques.

conditionnées par les exigences constructives et économiques, ont eu une influence heureuse sur la théorie. Ainsi par exemple, la question de la stabilité des poutres à âme pleine peut être considérée comme plus ou moins éclaircie et le développement théorique et pratique des cadres a réalisé de très grands progrès.

3° La construction métallique a reçu au cours de ces dernières années une forte impulsion du fait de l'emploi toujours croissant de la soudure qui offre de grands avantages tant aux points de vue économique et technique qu'au point de vue esthétique. Les ouvrages métalliques soudés s'adaptent en général très bien aux exigences de la beauté et donnent l'impression d'un tout beaucoup plus homogène. Le développement de l'art de la soudure donnera un élan plus grand encore à l'emploi de l'acier, lorsque l'on aura résolu une série de problèmes que l'on étudie actuelle-



ment grâce à des essais de laboratoire et à des essais sur ouvrages en service.

4° L'application de l'acier à la construction des surfaces autoportantes est toute récente et du plus vif intérêt. Nous connaissons actuellement les principes théoriques de résistance et de stabilité de ces systèmes qui peuvent être employés très avantageusement à la couverture des halles et des hangars. Grâce à la soudure, les surfaces autoportantes s'adaptent très bien à la construction de tabliers légers pour ponts-routes. La soudure et la légèreté des ouvrages permettent à l'acier d'entrer en concurrence pour la construction des petits ponts.

Pour apprécier l'économie de ces nouvelles formes de construction il importe de ne pas oublier que les changements de la technique d'exécution qu'exige l'introduction de la soudure jouent un rôle de la plus haute importance.

5° Les résultats des essais d'endurance, pour autant qu'ils servent au dimensionnement des éléments de construction soumis à des charges répétées, alternées ou ondulées, ont montré que l'on pouvait relever les contraintes admissibles de l'acier à haute résistance lorsque les contraintes permanentes sont élevées et pour autant que le permet la stabilité.

L'échelle de transposition des résultats d'essais en formules de dimensionnement est encore à mettre au point par l'étude de nombreuses observations expérimentales.

## Application de l'acier dans la construction hydraulique

Les rapports et les contributions à la discussion de ce thème montrent toute l'importance qu'a pris l'acier au cours de ces dernières années dans la construction hydraulique. Malgré les particularités des problèmes qui se posent dans les ouvrages métalliques de la construction hydraulique, il serait utile de ne pas les séparer du reste de la construction métallique afin de pouvoir donner à certaines questions une solution d'ordre général.

Au nombre de ces questions, le problème de la corrosion a une place très importante. Pour réaliser de grands progrès dans ce domaine il faut rassembler un grand nombre d'observations et d'expériences grâce à une large collaboration comprenant tous les ingénieurs s'occupant de constructions métalliques. L'expérience montre par exemple que la résistance à la corrosion des palplanches métalliques est heureusement plus grande qu'on ne l'avait pensé lors de leur introduction.

La lutte contre les dommages causés par la corrosion, tant dans le domaine des enduits que dans celui de la composition des matériaux, aura

6° Dans la construction des charpentes métalliques on a complètement mis au clair la question des matériaux de volume réduit garantissant une protection efficace contre le feu, par de vastes essais de résistance au feu, effectués sur des colonnes métalliques enrobées et chargées, de grandeur nature. On peut souhaiter l'établissement d'une classification des matériaux de construction suivant leur aptitude à résister au feu.

7° Pour terminer, il faut constater un développement toujours plus grand de la combinaison de l'acier et du béton dans les ponts et charpentes. Des mensurations effectuées sur des ouvrages en service ont démontré l'exactitude des méthodes de calcul employées et il est possible de réaliser une économie appréciable dans la construction des ponts en prenant en compte la collaboration des poutres métalliques et de la dalle en béton armé du tablier.

Cette collaboration dans les colonnes métalliques avec noyau de béton armé a été suffisamment étudiée, par des essais de flambage effectués sur des colonnes axialement et excentriquement comprimées pour pouvoir justifier sur la base de méthodes spéciales de calcul un relèvement des contraintes admissibles dans l'acier. D'autres essais, tout aussi complets, sont en préparation pour le contrôle de cette collaboration dans différents types de planchers utilisés dans les ouvrages à ossature métallique.

sans doute une influence très favorable sur le développement des ouvrages métalliques de construction hydraulique. Il serait bon que l'Association internationale des Ponts et Charpentes rassemblât les observations et les constatations faites dans tous les pays sur la corrosion. Chaque observation particulière devrait être décrite d'une façon aussi complète que possible. Il ne faudrait pas oublier de relever les détails caractéristiques des cas observés, même si ces détails paraissaient, d'après nos connaissances actuelles, sans aucune importance sur les phénomènes de corrosion.

La technique de la soudure présente de grands avantages pour l'exécution des pièces planes ou rigides soumises à la torsion de la construction hydraulique. L'étanchéité est facilement réalisable grâce à la soudure. Par suite des facilités d'entretien, la soudure est souvent préférable à la rivure dans les constructions hydrauliques.

Les problèmes spéciaux d'hydrodynamique et d'écoulement que l'on rencontre dans la construction hydraulique exigent une étroite collaboration de la construction hydraulique avec les écoles techniques.



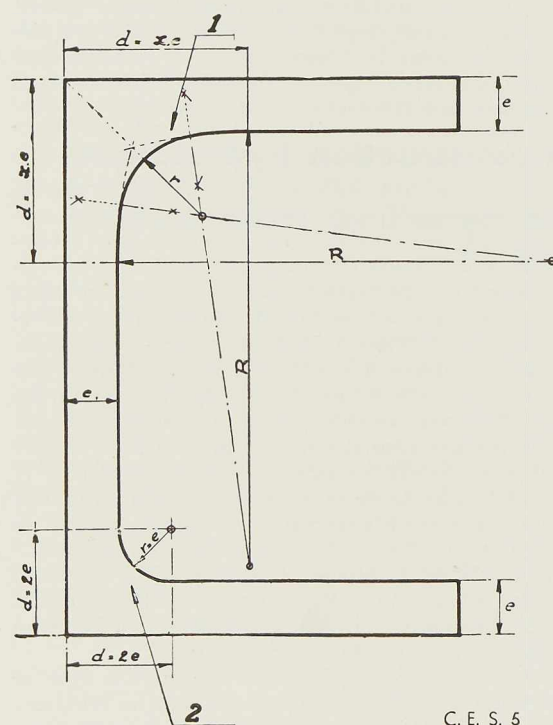
# Avantages des formes en anse de panier pour les goussets d'assemblage de deux barres à angle droit

M. D. ROSENTHAL, agrégé de l'Université de Bruxelles et M. P. LEVRAY, Ingénieur A. I. Br. ont exécuté, sous les auspices du Fonds National de la Recherche Scientifique, des recherches pour déterminer la forme rationnelle du raccord dans un nœud formé par deux barres assemblées à angle droit.

Ces essais ont permis de déterminer un tracé des goussets arrondis qui, tout en n'augmentant que faiblement la quantité de matières et l'encombrement, réduit sensiblement les pointes de tension dues à la forme géométrique des raccords. Or ces pointes de tension ont pour effet de diminuer la résistance d'une pièce métallique aux efforts variables et, par suite, de réduire le taux de travail admissible et d'alourdir la construction.

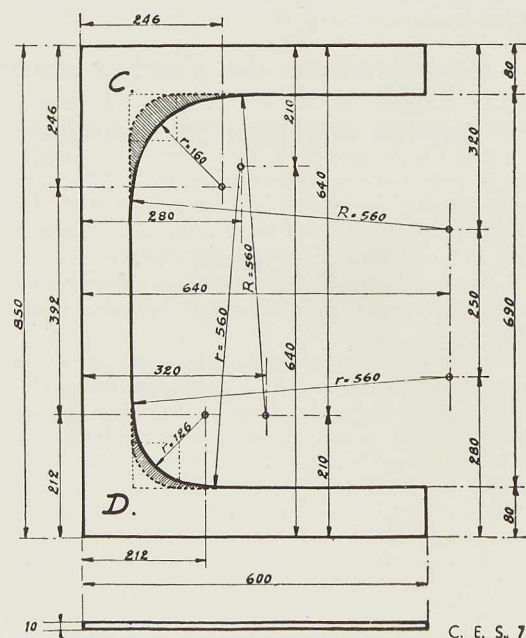
Ces essais ont fait l'objet d'un rapport paru dans la revue *Arcos*, n° 87, d'août 1938.

En rivure, par suite des difficultés qu'offre le cintrage des profilés auxquels elle a recours, la forme du raccord à courbure unique prédomine (fig. 144). Les essais montrent que le changement de courbure provoque une pointe de tension à l'intrados de ce raccord, un peu au delà de sa naissance. La pointe est d'autant plus prononcée que le rayon de courbure  $r$  du raccord est plus petit par rapport à la hauteur  $e$  de la section des barres assemblées. Pour réduire cette pointe, un des moyens consiste à donner au raccord un rayon de courbure suffisamment grand (dans certains nœuds de poutre Vierendeel  $r$  atteint jusqu'à  $4e$ ). Ce moyen alourdit le nœud et augmente



C. E. S. 5

Fig. 144. Forme des raccords : raccord 1 en anse de panier; raccord 2 à courbure unique.



C. E. S. 7

Fig. 145. Nœuds C et D.



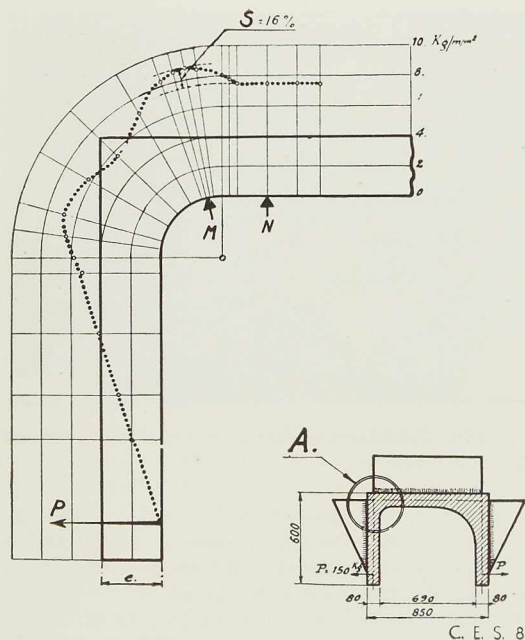


Fig. 146. Répartition des tensions dans l'intrados du nœud A.

Echelles : Longueurs 1 cm = 4 cm,  
Tensions 1 cm = 2 kg par cm<sup>2</sup>.

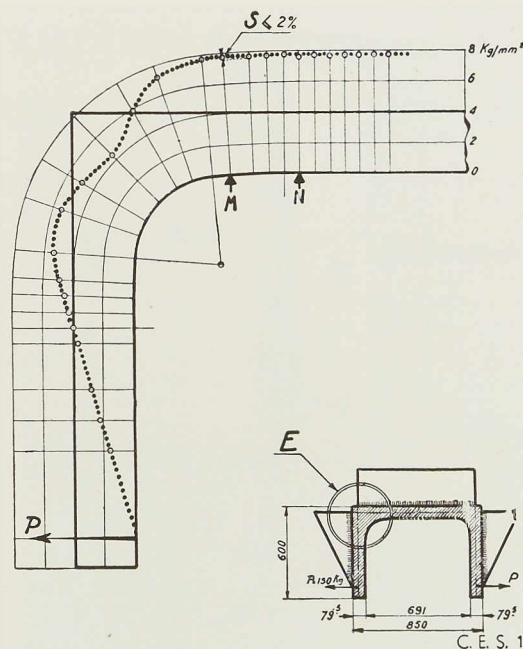


Fig. 147. Répartition des tensions dans l'intrados du nœud E.

Echelles : Longueurs 1 cm = 4 cm,  
Tensions 1 cm = 2 kg par cm<sup>2</sup>.

inutilement sa raideur. La forme en anse de panier, c'est-à-dire à courbure variable (fig. 144), peut y remédier. La forme à courbure variable a déjà été préconisée, mais en rivure elle n'est pas facile à réaliser pour des raisons de cintrage invoquées plus haut. En soudure, ces raisons disparaissent. Un nœud soudé, même de grande dimension, peut être réalisé entièrement au moyen de plats. Le découpage et le cintrage sur forme deviennent alors aisés.

Il peut donc y avoir un réel intérêt à rechercher la forme du raccord susceptible de réduire au minimum à la fois la pointe de tension et le poids de matière.

Les essais ont été effectués sur un raccord à courbure unique (nœud A) et sur 5 raccords en anse de panier (nœuds B, C, D, E, G). Les éprouvettes ont été découpées au chalumeau dans des modèles plans de 10 mm en acier extra-doux homogène; elles avaient la forme donnée à la figure 144.

Tous les raccords sont caractérisés par trois paramètres rapportés à la hauteur des barres, prise égale à 80 mm. Ces paramètres sont :

1°  $\frac{d}{e}$  ;  $d$ , distance de la naissance du raccord au

sommet du nœud; cette distance définit l'encombrement du nœud;

2°  $\frac{R}{e}$  ;  $R$ , rayon à la naissance du raccord;

3°  $\frac{r}{e}$  ;  $r$ , rayon dans la partie centrale du raccord. Ce paramètre est déterminé par les deux précédents et par le mode de tracé indiqué aux figures 144 et 145.

Les essais furent effectués avec une machine Amsler de 30 tonnes et une machine Amsler de 5 tonnes; les mesures de déformations furent faites à l'aide d'extensomètres Huggenberger. L'application de l'effort avait lieu progressivement jusqu'à l'obtention d'une tension de 15 kg par mm<sup>2</sup> à la figure la plus tendue de la branche soumise au moment constant.

La tension ainsi relevée concorde, dans les barres, en dehors des raccords et de leur voisinage immédiat, aux erreurs de mesure près, avec la tension calculée. Dans les raccords et à leur voisinage immédiat, la pointe de tension  $S$ , dans tous les cas étudiés, se place nettement un peu au delà de la naissance du raccord (point M).

On trouvera dans la revue *Arcos* les résultats détaillés enregistrés pour les six raccords; nous



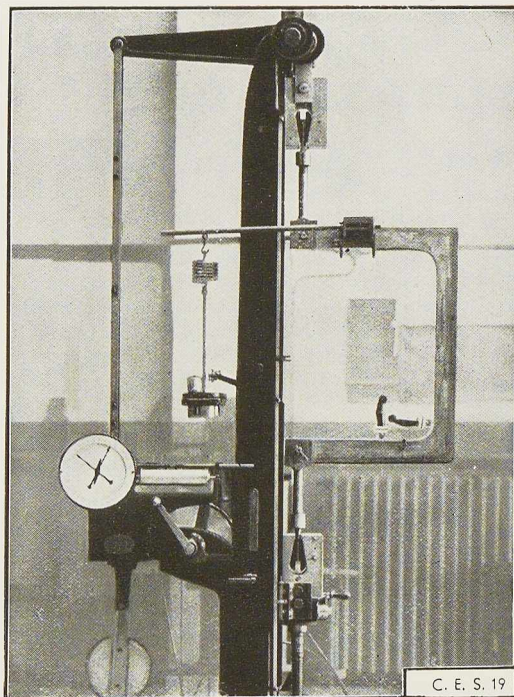


Fig. 148. Eprouvette dans la machine Amsler de 5 tonnes.

donnons ci-contre les résultats des raccords A et E (fig. 146 et 147). Les tensions sont reportées sur un diagramme polaire dans le raccord et son voisinage immédiat. Par ailleurs, au tableau ci-contre, on trouvera les caractéristiques des six nœuds et les résultats des essais.

L'examen de ces figures et du tableau fait ressortir l'avantage que le raccord en anse de panier est susceptible de procurer par rapport au raccord à courbure unique. Le raccord E, dont la réalisation n'entraîne presque aucun excès de matière par rapport au raccord à courbure unique (nœud A) réduit la pointe de tension de 16 % à 2 %, c'est-à-dire à presque rien.

Ce nœud E sera un peu plus encombrant que

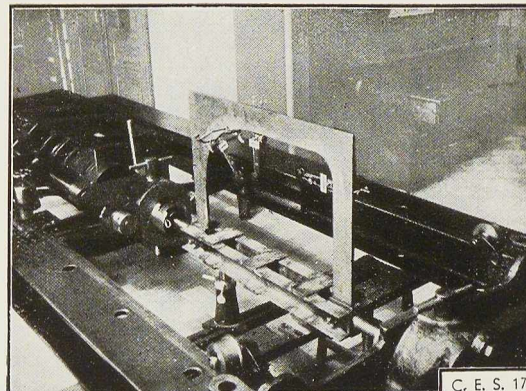


Fig. 149. Eprouvette dans la machine Amsler de 30 tonnes.

le nœud A. Le raccord en anse de panier du nœud G remédie à cet inconvénient. Les nœuds G et A sont pratiquement superposables. En dépit de cette identité apparente, la pointe de tension est réduite, dans le nœud G, de 16 à 10 %.

D'autres essais seront vraisemblablement exécutés ultérieurement et permettront sans doute de déterminer l'influence d'autres facteurs, comme les ailes, les barres supplémentaires, les efforts longitudinaux, etc.

TABEAU

Résultats de mesures à l'extensomètre

Nœud	$d$	R	$r$	$\frac{d}{e}$	$\frac{R}{e}$	$\frac{r}{e}$	Excès de matière	Pointe de tension %
A	160	80	—	2	1	—	—	16
B	400	560	232	5	7	2,9	1,72 $e^2$	6
C	320	560	160	4	7	2	0,98 $e^2$	6
D	280	560	126	3,5	7	1,54	0,33 $e^2$	6
E	279,5	1.120	113,5	3,5	14	1,42	0,29 $e^2$	2
G	192,5	539	67	2,5	7	0,78	0,0	10

### A paraître dans les prochains numéros de L'OSSATURE MÉTALLIQUE :

- Le nouvel hôpital de Westminster à Londres.
- Les constructions tubulaires démontables en Belgique.
- La nouvelle usine de la Compagnie Murex à Waltham-Cross (Angleterre).
- Le pont des « Mille Iles » entre le Canada et les Etats-Unis.
- Les halles de commerce de Gdynia (Pologne).
- Les bases expérimentales de la théorie de l'équilibre élasto-plastique, par G. COLONNETTI. Etc.



# Des efforts verticaux agissant sur l'âme d'une poutre fléchie

par V. A. Nicolsky,  
Ingénieur-Docteur, Paris

Dans l'étude de la flexion des poutres par les méthodes usuelles de la résistance des matériaux, on se borne ordinairement à la détermination des tensions dues aux moments fléchissants et à l'effort tranchant, négligeant le fait qu'il peut exister encore une seconde tension agissant sur les facettes parallèles à l'axe de la poutre. Remarquons tout de suite qu'il en est autrement dans les cas étudiés par l'élasticité (à deux ou trois dimensions) où l'expression de cette tension  $\sigma_y$  s'obtient simultanément avec les autres. Toutefois, ces solutions se rapportent ordinairement à des cas particuliers de la forme de la pièce, de section rectangulaire ou elliptique, et à des cas de charges déterminés agissant sur la poutre prismatique.

Nous avons établi une formule générale de la variation des tensions  $\sigma_y$  dans la hauteur d'une pièce prismatique et de section rectangulaire pour le cas d'une surcharge arbitraire mais répartie (1). Nous sommes arrivés à une loi exprimée par une parabole du 3<sup>e</sup> degré. Ceci est la conséquence logique du fait que ces tensions peuvent s'obtenir par intégration successive des équations connues,

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

en partant de la loi linéaire pour les  $\sigma_x$ . On aurait une succession des courbes analogue à celle observée dans l'intégration d'une droite inclinée : la parabole ordinaire est effectivement la loi de la répartition des cisaillements. Signalons que nous avons examiné également, dans notre travail précité, le cas de la pièce de hauteur variable et de section rectangulaire. Précisons que ces formules ne sont plus applicables aux environs de l'application des forces concentrées, car elles dérivent de l'hypothèse de la répartition linéaire des tensions  $\sigma_x$ , inapplicable en ces cas.

Le cas qui intéresserait plus particulièrement la construction métallique est celui d'une poutre à

âme pleine, donc d'une section en I. Supposons d'abord que l'âme soit d'épaisseur constante  $e$ . Si la poutre, de hauteur constante, est soumise à une surcharge répartie, le cisaillement  $\tau$  peut être, avec une approximation suffisante pour les buts de cette note, représenté par la relation usuelle

$$\tau = \frac{T}{eh} \quad (3)$$

$h$  étant la hauteur de l'âme,  $T$  l'effort tranchant.

Supposons (fig. 150) que les surcharges  $p_1$  et  $p_2$  sont appliquées aux bords supérieur et inférieur de la poutre. Signalons que, contrairement à ce qu'on voit dans les traités de la résistance des matériaux, nous ne représentons pas la surcharge  $p_1$  ou  $p_2$  avec une flèche, indiquant sa direction. Nous cherchons à avoir une formule algébrique, applicable à tous les cas particuliers (1), quelle que soit par la suite la direction des surcharges à considérer. Autrement dit, nous voulons avoir une formule qui permette de calculer non seulement la valeur, mais en même temps le signe. Rappelons également que, puisqu'il s'agit d'une application des équations de l'élasticité, notre méthode est spécialement étudiée en vue de permettre de réaliser l'accord complet, à ce sujet, entre l'élasticité et la résistance des matériaux.

Ceci dit, considérons l'étude de l'âme comme un problème d'élasticité à deux dimensions, dans lequel on donne l'expression de  $\tau$  (formule 3), et appliquons l'équation 2. Puisque

$$dT + (p_1 + p_2) dx = 0$$

$$\frac{dT}{dx} = -(p_1 + p_2)$$

on aura

$$\sigma_y = \frac{p_1 + p_2}{e} \frac{y}{h} + C.$$

L'axe des  $y$  est indiqué sur la figure 150. On déterminera la constante d'intégration  $C$  en posant  $y = 0$ . On doit avoir  $\sigma_y = -\frac{p_1}{e}$ , le signe — pro-

(1) Voir notre thèse *Recherche des contraintes dans les poutres de hauteur variable*, Publication scientifique et technique du Ministère de l'air, n° 84, Paris, 1936.

(1) Voir notre *Méthode algébrique des signes*, exposée dans une note du *Genie civil* du 5 décembre 1936.





venant du fait que  $p_1$  est appliqué sur une face négative, c'est-à-dire dont la normale extérieure est dirigée vers le sens opposé à l'axe  $y$ . D'où

$$\sigma_y = \frac{1}{e} \left[ (p_1 + p_2) \frac{y}{h} - p_1 \right]. \quad (4)$$

Pour  $y = h$ , on retrouve

$$\sigma_y = \frac{p_2}{e}.$$

Ici, nous avons le signe +, car  $p_2$  est appliqué sur un bord positif.

L'expression (4) est une formule algébrique. Supposons que  $p_1 = p_2$  sont des pesanteurs; ceci correspondrait au cas de l'effet du poids propre de la poutre, celui de l'âme étant supposé être divisé en deux parties et appliqué à ces endroits. En ce cas  $p_1 = p_2 = q$  sont positifs, étant à prendre directement sur l'axe  $y$

$$\sigma_y = \frac{q}{e} \left( 2 \frac{y}{h} - 1 \right). \quad (5)$$

On voit que  $\sigma_y$  s'annule pour  $y = \frac{h}{2}$ , et est négatif pour  $y < \frac{h}{2}$  et positif pour  $y > \frac{h}{2}$ . Donc, on aura des compressions en haut et des extensions en bas.

Le diagramme de droite de la figure 150 donne la variation de  $\sigma_y$  quand  $p_1$  est seul à agir. On voit que la tension  $\sigma_y$  décroît linéairement et s'annule en bas. En ce cas, on a

$$\sigma_y = - \frac{p_1}{e} \left( 1 - \frac{y}{h} \right).$$

D'après l'axe  $y$ ,  $p_1$  est positif. Donc  $\sigma_y$  est constamment négatif; c'est donc une compression.

Ce résultat a son intérêt pour l'étude de la résistance de l'âme au flambement, en y ajoutant une cause de plus de ce dernier.

La relation établie n'est pas strictement applicable au cas pratique des âmes munies de raidisseurs. Elle ne l'est plus également dans les régions environnant les endroits de l'application des forces concentrées. Ce cas, le plus fréquent de la pratique, mériterait un examen spécial.

Dans le cas d'une âme sans raidisseur, on pourrait se faire une idée sur la répartition des tensions dans l'âme en appliquant à cette dernière les résultats connus du problème correspondant de l'élasticité à deux dimensions. Ordinairement, sous les points d'application des forces, on prévoit des raidisseurs. Nous pensons qu'on peut avoir une idée suffisamment exacte au sujet de leur travail en y appliquant la relation (4) avec les mêmes remarques au sujet du signe. Si  $P_r$  désigne l'effort dans le raidisseur, nous aurons :

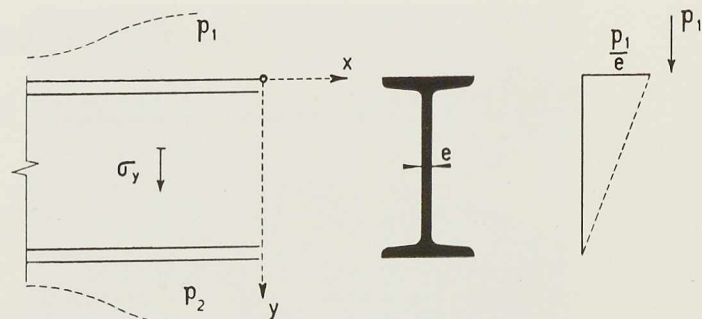


Fig. 150. Diagramme des surcharges et des tensions.

$$P_r = (P_1 + P_2) \frac{y}{h} - P_1. \quad (6)$$

L'intérêt de cette théorie est dans le fait qu'on rétablit ainsi, dans les panneaux environnants de l'âme, l'état du cisaillement pur, ce dernier étant donné par la relation usuelle (3); ceci naturellement en l'absence des surcharges réparties et abstraction faite des tensions longitudinales  $\sigma_x$  dans l'âme.

On voit que les raidisseurs peuvent être soumis à des efforts égaux à ceux appliqués à la poutre à cet endroit. Pour un effort  $P_2$  appliqué en bas, ce raidisseur devra se calculer comme travaillant à l'extension, et pour la valeur de  $P_2$ . Avec  $P_1$  en haut de la poutre, le raidisseur est comprimé et, dès lors, la vérification au flambage peut s'imposer. En ce cas

$$P_r = - P_1 \left( \frac{y}{h} \right)$$

On peut remarquer qu'au point de vue de cet état de sollicitation, on peut appliquer les formules relatives au flambement de la pièce prismatique sous son poids. Toutefois, la détermination des conditions de fixation de cet élément peut être assez délicate.

Ces remarques s'appliquent également aux appuis où on a nécessairement un effort local relativement important. Il est d'ailleurs d'usage de disposer à cet endroit un fort raidisseur et la considération que nous venons de faire donne quelques indications sur la possibilité de son calcul.

Signalons également, ceci pour les raidisseurs en travée, que l'effort  $P_r$  n'est pas la cause unique de la possibilité du flambement de ces derniers, le flambage des tôles du panneau pouvant également déterminer une déformation du raidisseur.



## Etat actuel des recherches relatives aux causes de l'accident du pont de Hasselt

Le 14 mars 1938, le pont-route Vierendeel entièrement soudé de Hasselt s'effondrait en trois tronçons dans le canal Albert. Cet accident a fait l'objet de nombreux commentaires, et nous avons connaissance de près de quarante articles qui y ont été consacrés dans les revues techniques du monde entier, et spécialement dans les revues de soudure.

Jusqu'à présent, la Commission d'Enquête et le Collège des Experts n'ont pas encore publié de conclusions, ce qui ne surprend guère si l'on tient compte de la multiplicité des facteurs à examiner : conception de l'ouvrage, disposition des soudures, section des cordons de soudure, choix des sections des profilés, qualité des aciers, etc. Il semble que l'accident survenu au pont de Hasselt, un an et demi après sa mise en service, ne puisse pas être attribué à une cause unique, mais à un concours de circonstances défavorables.

Il nous paraît nécessaire, dans l'intérêt même de la construction soudée, de préciser certains points qui ont, dès à présent, été mis en lumière <sup>(1)</sup> :

1° On a mis en évidence dans cinq ponts Vierendeel, soudés suivant la même technique que le pont de Hasselt, *des concentrations de tensions internes considérables* au droit du raccord des semelles des goussets avec la membrure inférieure (région A-B fig. 151). On a constaté, dans quatre de ces ponts, des fissures dans les soudures ou dans la semelle du gousset dans cette région; dans certains cas, des fissures importantes se sont produites dans la membrure inférieure (ac - fig. 151), résultant de cette rupture de la semelle du gousset. Les tensions internes, dues à un ordre d'exécution des soudures inadéquat, ont pu être libérées par la section complète des semelles au moyen d'un trait de scie (entre D et B) : on a ainsi enregistré des déformations correspondant à *des tensions internes dépassant parfois la limite élastique*.

On a constaté au pont de Hasselt que la plupart des ruptures avaient leur origine dans la région de ce « nœud de surtensions », et que, là où il n'y avait pas de rupture franche, il y avait généralement des fissures.

2° L'examen des pièces retirées du fond du canal a permis d'affirmer que *la rupture initiale*

<sup>(1)</sup> La Commission officielle d'enquête a fait faire de nombreux essais, notamment par le Laboratoire d'Essai des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège, dont les résultats sont déjà connus.

s'est produite dans une soudure (en D). Cette rupture brutale a provoqué une mise en charge par choc qui a rompu, sans déformation ni striction, la membrure inférieure (suivant ab). Les autres ruptures ultérieures sont également des ruptures par choc.

Les soudures du pont de Hasselt, quoique bonnes au point de vue qualité du métal déposé, ont révélé certaines imperfections d'exécution qui ont pu renforcer l'action des tensions de retrait. On s'est d'ailleurs rendu compte, depuis lors, de l'importance du contrôle radiographique des soudures, et l'on est en train d'appliquer ce procédé à un examen systématique de toutes les soudures des ponts exécutés en Belgique.

3° Tous les essais effectués sur les éprouvettes d'acier prélevées aux endroits les plus suspects du pont de Hasselt ont prouvé que *la qualité des aciers ne peut donner lieu à aucune critique*. Les essais ont donné des résultats supérieurs aux exigences du cahier des charges quant à la résistance de rupture, à la limite élastique et à l'allongement. En outre, divers essais particulièrement sévères, non prévus au cahier des charges de l'Administration belge des Ponts et Chaussées (pas plus que

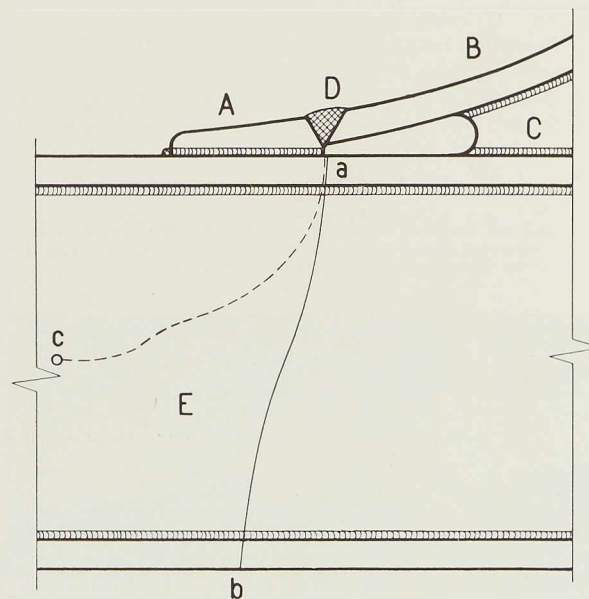


Fig. 151. Croquis de la rupture initiale du pont de Hasselt.



dans aucun cahier des charges étranger), ont confirmé l'excellente qualité de ces aciers. Ces essais ont consisté en des examens macrographiques, des analyses chimiques, des essais de traction selon le sens du laminage, perpendiculairement à ce sens et dans l'épaisseur des tôles (les éprouvettes étant prélevées soit dans les rives, soit en plein cœur des tôles, soit sous la soudure), des essais de traction par chocs et par chocs répétés, des essais de pliage dans les deux sens, des essais de résilience dans les trois sens, des essais de fatigue. On procède actuellement à des essais complémentaires sur métal de base ayant subi des traitements thermiques.

Tels sont les faits actuellement acquis de façon positive.

On peut donc affirmer qu'il est inexact d'invoquer, comme le font plusieurs avocats de la soudure, la « fragilité » de l'acier mis en œuvre au pont de Hasselt comme cause essentielle, ou même simplement comme une des causes possibles de l'accident. Ces auteurs se basent sur la constatation que les cassures observées au pont de Hasselt ont un aspect net, ressemblant à des ruptures de fonte, et qu'elles se trouvent en plein métal de base, loin en dehors des soudures. Mais ils semblent ignorer que les ruptures par choc ont toujours cet aspect (voir éprouvettes de résilience), ne présentent ni déformation ni striction, et que l'effet d'une amorce de rupture — due à l'existence de fissurations — est des plus considérable dans ce mode de rupture <sup>(1)</sup>. Or, il s'avère que la mise en charge par choc a dû résulter de la rupture initiale de la soudure du gousset, libérant une surtension considérable. Il n'est pas exclu de penser que des fissures — fussent-elles même

(1) Les essais effectués en Allemagne, à la suite des accidents survenus aux deux ponts soudés de la gare du Jardin Zoologique à Berlin et au viaduc de Rudersdorf, ont établi que les soudures entre l'âme et les ailes des poutres à âme pleine sont dans un état triple de tensions, ce qui entraîne des ruptures pratiquement sans déformation.

microscopiques — préexistaient; elles peuvent s'être produites lors même de la soudure par suite des tensions internes considérables combinées avec la fragilité au bleu du métal, dans la zone de transition adjacente à la soudure <sup>(1)</sup>.

En résumé, à l'heure actuelle, les études très poussées faites en Belgique et en Allemagne ne permettent pas encore de poser des conclusions complètes et définitives sur les causes des accidents constatés dans ces deux pays. Mais on peut affirmer que, dans le cas du pont de Hasselt :

1° Le métal de base était sain et répondait à tous les critères admis jusqu'à présent en construction soudée;

2° L'ordre et la qualité d'exécution des soudures prêtent à critiques. Ce n'est pas le principe de la construction soudée ni la qualité des électrodes qui sont en cause dans cet accident, mais bien l'ordre et le soin apportés à l'exécution des soudures : l'ordre, notamment, dans lequel les soudures sont exécutées exerce une influence considérable sur les tensions internes.

Les accidents de Belgique et d'Allemagne ont mis en lumière des dangers ignorés ou insuffisamment connus, faisant ainsi réaliser à la construction soudée un progrès capital.

Les explications précédentes sont, en somme, réconfortantes car elles permettent de voir clair dans l'accident du pont de Hasselt et de garder toute confiance dans la sécurité des constructions soudées bien établies, bien exécutées et bien contrôlées.

(1) Le danger d'altération du métal de base, soit par trempe, soit par le phénomène de la fragilité au bleu, dans la zone de transition adjacente à la soudure, a conduit les Allemands à formuler des réserves quant à la bonne soudabilité de l'acier type St 52. Les essais effectués sur l'acier à 40-50 kg de résistance à la rupture employé à Hasselt ont montré que cet acier n'était pas sujet à la trempe au cours de la soudure. Mais nous avons eu l'occasion de signaler dans cette revue qu'on n'était pas fixé, à l'heure actuelle, avec certitude sur les conditions de soudabilité des aciers, ni sur les tests permettant de vérifier cette propriété (voir L'OSATURE MÉTALLIQUE, n° 7/8-1938, p. 336).

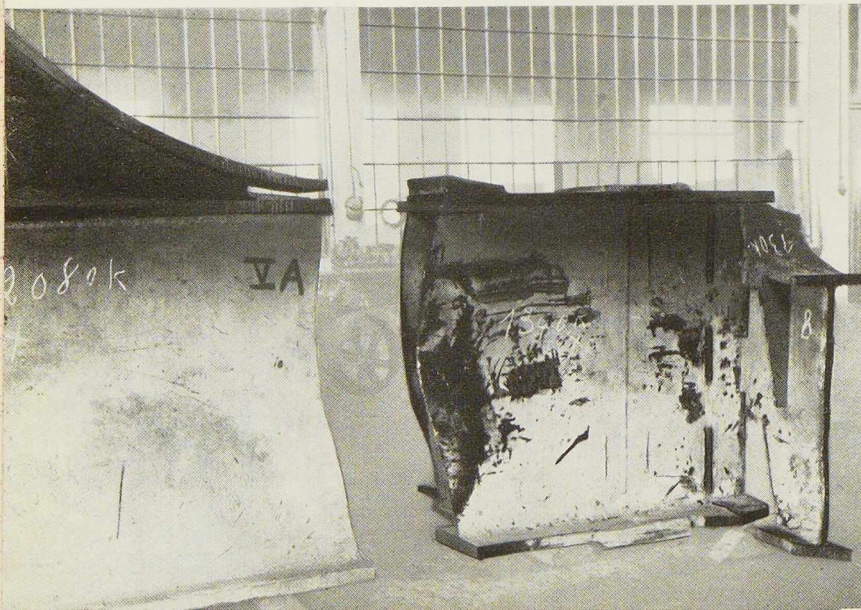
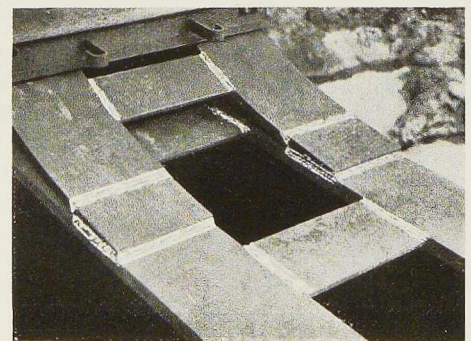


Fig. 152. Photographie de la rupture initiale du pont de Hasselt.

Fig. 153. Soudures d'un nœud type du pont de Hasselt.



# CHRONIQUE

## Le marché de l'acier pendant le mois de janvier 1939

### Physionomie générale

Le marché métallurgique en janvier est resté peu actif et sous le signe de l'indécision. Les affaires sont habituellement très calmes pendant la première quinzaine de janvier mais, en temps normal, un redressement s'opère dans le courant de la seconde quinzaine du mois. On doit constater que, cette fois, les espoirs d'assister à ce renouveau d'activité ont été déçus. Cependant, le volume des demandes mises en circulation au cours des dernières semaines prouve une fois de plus l'existence, à la fois pour les consommateurs et les stockistes, de nombreux besoins, lesquels, s'ils étaient régulièrement couverts, pourraient alimenter les carnets de façon satisfaisante; mais, tant à l'exportation qu'à l'intérieur, la plupart des demandes sont laissées sans suite et les commandes traitées comportent tous les indices d'affaires absolument urgentes et indispensables.

On attribue généralement cette attitude réservée de la clientèle à deux facteurs principaux : la persistance de la tension politique internationale, qui maintient un sentiment de profonde incertitude et crée ainsi une ambiance très défavorable à l'évolution des rapports commerciaux; en second lieu, il semble que les milieux acheteurs caressent toujours l'espoir d'une diminution générale des prix, et cette psychologie de baisse pourrait avoir été encouragée par les rajustements effectués dernièrement dans les conditions de vente à destination des pays de l'Empire Britannique. On sait, en effet, que la Fédération britannique a réduit ses prix sur le *Home Trade* anglais à partir du 1<sup>er</sup> janvier. Les mêmes réductions ayant été appliquées à la plupart des destinations de l'Empire, les producteurs continentaux ont été amenés à recalculer leurs prix de parité sur les nouvelles bases ainsi établies. Les prix qui en résultent et qui ont été mis dernièrement en application pour l'Empire Britannique restent dans l'ensemble supérieurs aux cotations en vigueur pour les autres destinations, c'est-à-dire pour les marchés traditionnels des continentaux, de sorte qu'une révision de la structure de prix pour ces derniers marchés est tota-

lement exclue. A différentes reprises, l'E. I. A. a défini clairement sa politique consistant à stabiliser les cotations au niveau adopté depuis de nombreux mois, et rien ne justifierait à l'heure actuelle qu'elle envisage de se départir de cette ligne de conduite.

Le ralentissement de janvier s'est fait sentir dans tous les principaux pays producteurs et, comme il fallait s'y attendre, cette défaillance des achats a provoqué la recrudescence de l'activité des producteurs non affiliés à l'E. I. A., notamment celle des outsiders américains en Amérique Centrale et dans l'Europe du Nord. L'E. I. A. a pu prendre en toutes occasions les mesures nécessaires à la défense de ses positions.

En résumé, le mois de janvier s'est passé dans une atmosphère de calme et d'attente et, dans son ensemble, a donné des résultats en régression sur ceux de décembre. Néanmoins, les contacts restant établis sur la base de demandes assez abondantes, on admet comme vraisemblable une prochaine amélioration car, sous la pression des besoins, le moindre élément favorable est de nature à renverser brusquement la tendance.

La réserve de spécifications en mains des usines a maintenu la production à un niveau relativement élevé; les chiffres partiels connus font prévoir que la diminution par rapport à décembre sera assez peu importante.

### Marché extérieur

La faiblesse est la note dominante des affaires d'exportation; elle est au surplus générale car, en passant en revue les affaires réalisées, on constate que tous les marchés interviennent pour des quantités modestes, aucun d'entre eux ne se signalant par un intérêt d'achat soutenu. Mentionnons les demandes pour de gros tonnages parvenues d'Extrême-Orient.

Le *Home Trade* anglais n'a pas répondu jusqu'ici aux espérances que l'on avait cru pouvoir fonder à la suite de la réduction des prix. Quelques ordres ont bien été conclus mais pour des quantités trop peu importantes si on les compare au trafic habituel vers ce pays.

Les milieux intéressés considèrent que les opérations doivent nécessairement se développer dans un proche avenir et, en fait, des quantités plus



substantielles semblent devoir être traitées sous peu.

Signalons la bonne tenue des tôles navales et autres; ces produits sont livrés en grande partie en ligne droite à la consommation et, de ce fait, échappent à la spéculation et sont d'un écoulement beaucoup plus régulier que les autres catégories.

#### Marché intérieur

C'est le maintien du palier existant depuis plusieurs mois, avec un rendement nettement inférieur aux possibilités du marché.

D'une façon quasi générale, les industries consommatrices marchent au ralenti; les travaux sont suspendus ou retardés, étant donné les conditions climatiques et, subissant l'ambiance, les stockistes ne commandent qu'au jour le jour et maintiennent leurs magasins à des niveaux exceptionnellement bas.

Notre marché participe donc à la réserve générale et il faudra vraisemblablement attendre le printemps pour apprécier exactement l'évolution dont il est susceptible.

#### Enregistrements de Cosibel en décembre 1938

Malgré le calme régnant habituellement à chaque fin d'année, le mois de décembre s'est clôturé avec un tonnage d'enregistrements assez satisfaisant, puisque COSIBEL a pu mettre à la disposition de ses usines un total de spécifications s'élevant à 125.000 tonnes. Ce tonnage se répartit

comme suit : demi-produits 48.850 tonnes, profilés 6.850 tonnes, aciers marchands 42.000 tonnes, tôles fortes 17.700 tonnes et tôles fines 10.100 tonnes.

Ces commandes sont partagées par moitié en affaires d'exportation et du marché intérieur; cependant, si l'on excepte les demi-produits, on retrouve la proportion habituelle d'environ 2/3 pour l'exportation et 1/3 pour l'intérieur.

#### Enregistrements des usines luxembourgeoises en décembre 1938

Le total des commandes de produits comptoirés enregistrées à l'exportation au cours du mois de décembre par les usines luxembourgeoises s'est élevé à 38.213 tonnes, dont 5.417 tonnes de demi-produits, 4.426 tonnes de profilés, 26.943 tonnes d'aciers marchands et 1.427 tonnes de tôles.

Le mois de décembre 1938 a été, au point de vue des commandes enregistrées, un des plus mauvais que l'industrie luxembourgeoise ait connu depuis longtemps.

#### Production belgo-luxembourgeoise en décembre 1938

La production des aciéries belges et luxembourgeoises s'est élevée, en décembre 1938, à 348.775 tonnes se répartissant en 210.452 tonnes pour les usines belges et 138.323 tonnes pour les usines luxembourgeoises.

Si l'on examine les chiffres du mois précédent, on a l'impression que la production se stabilise.

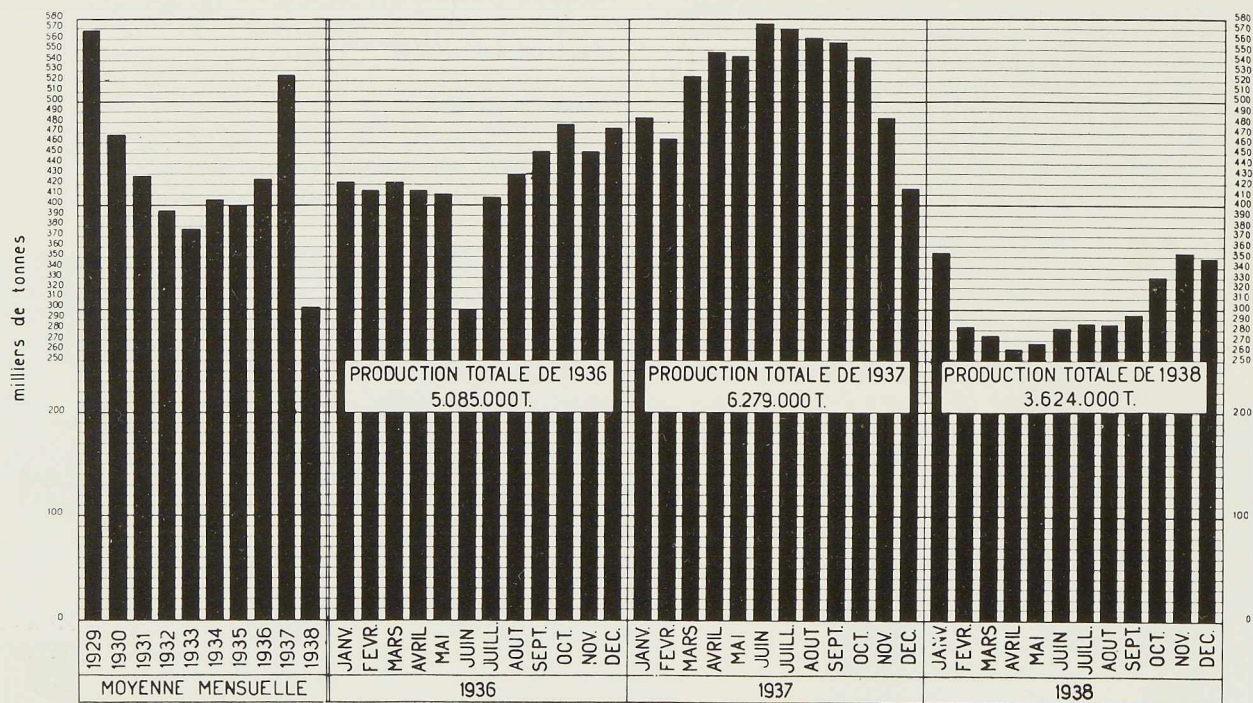


Fig. 154. Production des aciéries belges et luxembourgeoises.

En décembre 1937, la production des aciéries belges et luxembourgeoises avait atteint 416.466 tonnes.

La production pendant l'année 1938 s'établit à 3.623.858 tonnes, contre 6.279.372 tonnes en 1937.

### Cours de vacances sur la métallurgie, la métallographie et la radiologie

Trois cours de vacances seront donnés à l'Institut de Métallurgie de la *Technische Hochschule* de Berlin-Charlottenburg.

1. Du 1<sup>er</sup> au 11 mars 1939, un cours de métallographie;
2. Du 13 au 18 mars 1939, un cours relatif aux nouveaux progrès en métallurgie;
3. Du 20 au 25 mars, un cours sur les recherches par rayons X, et plus spécialement sur l'emploi des rayons X en métallurgie et dans les domaines adjacents.

Ces cours comporteront chaque jour deux heures consacrées à des exposés et quatre heures d'exercices.

Des renseignements complémentaires peuvent être obtenus à la *Technische Hochschule* à Berlin-Charlottenburg.

(D'après *Stahl und Eisen*.)

### Le Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes à Varsovie en 1940

L'A.I.P.C. tiendra son III<sup>e</sup> Congrès à Varsovie en 1940. Les thèmes suivants sont inscrits au programme de ce Congrès :

- I. *Calcul et application du béton armé*
  1. Calcul du béton armé en tenant compte de la déformation plastique.
  2. Constructions avec précontrainte.
  3. Constructions comportant des pièces en béton armé fabriquées d'avance.
- II. *Questions diverses concernant la charpente en acier*
  1. Flexion et torsion des poutres à paroi mince.
  2. Progrès réalisés depuis 1936 dans la construction soudée.
  3. Constructions métalliques associées avec le béton ou béton armé.
- III. *Grands arcs en maçonnerie et en béton armé*
  1. La théorie de déformation et la sécurité contre le flambement.
  2. Influence de la rigidité de la superstructure.
  3. Cintres et procédé adéquat de bétonnage. Nouveaux arcs à grande portée.

### IV. *Ponts suspendus*

1. Méthodes de calcul.
2. Dispositions constructives.
3. Exécution et montage.
4. Conditions techniques et économiques d'emploi.

L'organisation du travail au Congrès de Varsovie ressemblera à celle des Congrès précédents : les communications paraîtront dans la *Publication préliminaire* avant le Congrès et serviront de base à la discussion dans les séances de travail. On prévoit que la *Publication préliminaire* représentera un volume d'environ 600 pages.

M. L. Rucquoi, secrétaire du Groupement des membres belges de l'A. I. P. C., 38, boulevard Bischoffsheim à Bruxelles, donnera tous renseignements sur le Congrès de Varsovie et recevra jusqu'à fin avril toutes propositions concernant la présentation de communications belges pour ce Congrès.

### Le Congrès de 1940 de l'Association Internationale pour l'Essai des Matériaux (A.I.E.M.)

Le prochain Congrès de l'A. I. E. M. se tiendra en Allemagne en 1940, vraisemblablement au début de juin.

Les thèmes de ce Congrès sont les suivants :

#### Groupe A. — *Métaux.*

Président : M. Portevin, ingénieur, président de l'Association française pour l'Essai des matériaux.  
Première question : Méthode pour déterminer le degré de la corrosion à l'air et dans les eaux naturelles.

Deuxième question : Examen métallographique des matières solides non métalliques renfermées dans des métaux.

Troisième question : Résistance à la fatigue, à la température ambiante.

#### Groupe B. — *Matières inorganiques autres que les métaux.*

Président : M. Tjaden, Membre d'honneur du Bond voor Materialenkennis (Pays-Bas).

Première question : L'influence des liants sur le retrait des mortiers et des bétons.

Deuxième question : Les essais chimiques, physiques et mécaniques des pierres artificielles cuites (pierres pour constructions et routes).

Troisième question : Résistance aux intempéries et au gel des pierres naturelles et artificielles.

#### Groupe C. — *Matières organiques.*

Président : M. R. Barta, Prof. Dr. Ing. Président du Staatsanstalt für Glas, Keramik, Technologie und Baumaterialienprüfungen (Allemagne).



Première question : L'influence de l'oxygène sur le vieillissement des matières organiques et son appréciation pendant l'essai.

Deuxième question : Capacité d'écoulement des matières organiques.

Troisième question : La valeur des essais de résistance des matières organiques thermoplastiques en vue de l'appréciation de leur emploi pratique.

Groupe D. — *Questions d'ordre général.*

Président : M. Prof. Dr. Ing. Roš, Président de la Direction du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de l'Institut de recherches pour l'industrie, le génie civil et les arts et métiers; Président de l'Association technique suisse pour l'Essai des Matériaux.

Première question : L'essai non destructif des matériaux (essais aux rayons X — photoélasticité — méthodes magnétiques — essais acoustiques).

Deuxième question : La technique des micromesures et l'essai des matériaux (méthodes mécaniques, physiques et chimiques).

Troisième question : L'étude de la structure intime (réseau cristallin) des matériaux en vue des propriétés mécaniques, physiques et chimiques.

Les personnes que la chose intéresse peuvent s'adresser à M. Dutron, secrétaire de l'Association belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des Matériaux (A. B. E. M.), 14, rue Joseph-Vandersmissen, Bruxelles.

### Enrobages résistant au feu pour les constructions en acier

Le Conseil du Comté de Londres (London County Council), en sa séance du 6 décembre 1938, a décidé d'approuver différents règlements autorisant l'emploi d'enrobages protégeant l'acier contre le feu autres que ceux définis par le code régissant les bâtisses.

Le nouveau règlement, entré en vigueur le 1<sup>er</sup> janvier 1939, aura pour effets :

1° De réduire l'épaisseur de l'enrobage de protection et, en conséquence, d'augmenter l'espace occupé par le plancher;

2° D'éliminer l'emploi d'enrobages de protection dans certains cas bien déterminés;

3° De réduire le coût de l'enrobage.

Le nouveau règlement autorise l'emploi, pour l'enrobage de protection de l'acier, de tout matériau satisfaisant à certains essais définis par le règlement (1).

(D'après *The National Builder*, janvier 1939, p. 188.)

(1) Le nouveau règlement du L. C. C. peut être consulté à notre salle de lecture (N. D. L. R.).

### L'acier dans la protection antiaérienne en Grande-Bretagne

Le ministre de la Défense civile de Grande-Bretagne a annoncé récemment à la Chambre des Communes que le Gouvernement britannique préparait un plan destiné à assurer la protection des personnes à l'usine, au bureau et dans la rue contre les raids aériens.

Ce plan prévoit la construction d'abris en acier pour environ 20 millions de livres sterling (près de 2,7 milliards de francs belges). L'exécution de ce programme assurera des abris pour environ 20 millions de personnes; la dépense en acier sera de l'ordre de 1.500.000 tonnes.

Au moment de mettre sous presse, nous parvient le discours prononcé par M. Chamberlain, le 28 janvier, à Birmingham et dont nous reproduisons le passage suivant d'après le *Times* :

« La protection contre les effets des raids aériens est un autre problème qui a retenu notre urgente attention. Sans aucun doute, vous avez lu les nouvelles relatives aux abris anti-aériens en acier qui vont être installés pour assurer la protection des personnes qui habitent dans des régions vulnérables et de qui l'on ne peut exiger qu'elles fassent le nécessaire elles-mêmes pour leur protection. Ces abris en acier procureront une protection adéquate contre les éclats, contre les effets de souffle et contre la chute des matériaux. Une première commande de 100.000 tonnes d'acier pour abris a déjà été passée et dans le courant des prochaines semaines, nous comptons commencer l'installation des abris dans quelques-unes des régions les plus vulnérables. »

### Décès de M. Georges-Nicolas Bovy



Georges-Nicolas Bovy naquit à Herstal le 23 avril 1876. Il obtint brillamment, en 1899, le titre d'Ingénieur civil des Mines à l'Université de Liège. Quelques mois plus tard il faisait partie des cadres techniques de la Société d'Angleur. En 1907, il entra comme Secrétaire général aux Usines Gustave Boël, fonction qu'il garda jusqu'en 1928,

époque à laquelle cette Société lui confia le poste de Directeur commercial.



M. Bovy, au cours de cette longue carrière presque entièrement consacrée aux Usines G. Boël, a participé activement au développement de cette Société. Il eut encore, à ce titre, l'occasion de manifester son activité dans les sphères des Comptoirs de l'Acier et siégeait régulièrement dans de nombreuses commissions de ces organismes. Sa loyauté et ses vues toujours empreintes de son sentiment d'équité y étaient particulièrement appréciées.

Il consacra également une partie de son incessante activité à la gestion de différentes œuvres sociales créées avec l'appui des Usines G. Boël.

Le 21 décembre 1938, en rentrant de Bruxelles, où il avait encore dû siéger à une réunion de Comptoirs, il succomba à une congestion due au froid intense qui régnait à ce moment. Ce fut la fin brutale et inattendue d'une belle carrière.

## ECHOS ET NOUVELLES

### Au Titan Anversois

Le 16 janvier, la Société *Le Titan anversois* conviait en ses ateliers de Hoboken une série de personnalités, en tête desquelles on notait M. Heymans, ministre des Affaires économiques, pour assister à des essais de réception d'un pont de coulée de 18<sup>m</sup>20 de portée et de 120 tonnes de puissance au crochet principal, avec crochet auxiliaire de 25 tonnes, et d'une chargeuse de fours Martin de 5 tonnes, avec bras de 7 mètres. Ce matériel, remarquable par ses dimensions, sa puissance et sa sécurité, est destiné aux nouvelles aciéries d'Ymuiden (Hollande).

### Stations d'émissions

*La Régie des Télégraphes et des Téléphones a*

confié aux *Anciens Etablissements Paul Wurth* la fourniture des pylônes avec accessoires, du Centre Radioélectrique de Ruysselede. Il s'agit de pylônes du type haubané. Cette charpente comporte 190 tonnes d'acier et 15 tonnes de haubans.

D'autre part, la *S. A. de Construction et des Ateliers de Willebroeck* a reçu commande de l'installation d'une station de T. S. F. à Middelkerke.

### Construction de ponts

L'ouverture des soumissions des ponts de Warcoing sur le haut Escaut, de Knesselaere sur le canal de Gand à Bruges et de Saint-Denis en dessous de l'autoroute Bruxelles-Ostende, a eu lieu récemment.

## Ouvrages récemment parus

dans le domaine des applications de l'acier <sup>(1)</sup>

### Design of steel buildings (Etude des bâtiments en acier)

par H. D. HAUF

Un volume relié de 232 pages, format 14,5 × 23 cm, illustré de 126 figures, 2<sup>e</sup> édition. Edité par Chapman & Hall, Londres, 1938. Prix : 13s. 6d.

L'ouvrage du professeur Hauf peut être classé parmi les meilleurs traités sur l'étude pratique des bâtiments à ossature métallique.

Le livre débute par des considérations générales sur les surcharges et les taux de travail à admettre, ainsi que sur les réactions, les efforts tranchants et les moments fléchissants pour différents cas de charges.

Au calcul des poutres est réservé un chapitre très complet exposant la théorie de la flexion; ce chapitre est accompagné de nombreux exemples numériques. Après avoir étudié les assemblages, tant rivés que soudés, l'auteur aborde le problème des poutres à âme pleine, dont il indique les

méthodes de calcul et d'exécution. L'important chapitre consacré aux colonnes donne des formules relatives au calcul des colonnes soumises à compression simple et à compression excentrée, formules de flambage, etc.

Les fermes des toitures font l'objet d'un chapitre spécial, il en est de même de l'étude de la pression du vent sur les immeubles de grande hauteur.

Dans le dernier chapitre, l'auteur donne un avant-projet complet d'un bâtiment à ossature métallique.

L'ouvrage se termine par une série d'annexes, donnant les règlements américains relatifs aux constructions en acier. La clarté de l'exposé et l'abondance d'exemples d'applications numériques font de ce livre un outil de travail extrêmement utile pour les ingénieurs-calculateurs.

### Agenda Dunod 1939 - Métallurgie

par R. CAZAUD

Un volume de 326 + CXXVIII pages, format 10 × 15 cm, illustré de 54 figures, édité par Dunod, Paris, 1938. Prix (relié) : 25 francs français.

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

N° 2 - 1939





Petit agenda de format pratique contenant une documentation sur la métallurgie du fer et des différents métaux, ainsi que sur des questions annexes.

Dans l'édition 1939 on trouve une documentation nouvelle sur les questions ci-après : fourneaux à vase clos; attaque micrographique; réactifs pour aciers et fontes; le calcium et ses emplois en métallurgie; emploi du vanadium dans les aciers nitrurés, etc.

### Rapport final du II<sup>e</sup> Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Berlin 1936

Un volume de 972 pages, format 17 × 24 cm, illustré de nombreuses figures. Edité par W. Ernst & Sohn, Berlin, 1938. Prix : 18 RM.

Le rapport final du Congrès de Berlin de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes contient un compte rendu détaillé des différentes séances, ainsi que le texte complet des discussions et les conclusions auxquelles elles ont conduit. Tous les textes ont été traduits en français. Parmi les 135 mémoires contenus dans le rapport final, un grand nombre intéressent la construction métallique. Citons notamment les mémoires et les discussions sur les sujets suivants :

La ductilité de l'acier, par **L. Karner**.

La plasticité de l'acier, par **L. Baes**.

Considérations sur la ductilité, par **W. Kuntze**.

La ductilité de l'acier, l'action des efforts rapides et des efforts répétés, par **R. L'Hermite**.

Les formules de la stabilité des barres excentriquement comprimées, par **K. Jezek**.

La physique de l'essai de rupture par traction, par **W. Späth**.

Rôle de la ductilité de l'acier dans la stabilité des constructions, par **A. Aimond**.

Rapport général sur les questions pratiques concernant les constructions soudées, par **G. Schaper**.

Actions dynamiques sur les constructions soudées, par **A. Goelzer**.

Résistance à la fatigue des assemblages soudés, par **W. Gehler**.

Caractéristiques propres à la soudure, par **M. Ros**.

Résistance à la fatigue des assemblages soudés en acier St. 37 et St. 52, par **W. Gerritsen** et **P. Schoemaker**.

L'influence de la composition métallurgique sur la sécurité des ouvrages soudés, par **E.-H. Schulz**.

Contraintes internes et distorsions provoquées par la soudure, par **W. Heigh**.

Efforts internes dans les joints soudés, par **J. Orr**.

Méthodes d'essai et de contrôle de la soudure électrique des aciers ordinaires, par **G. Moressée**.

Contrôle des ponts et charpentes soudés, par **F. Campus**.

Le contrôle des soudures à l'atelier par **W. Heigh**.  
Essai et contrôle des cordons de soudure, par **M. Ros**.

Le calcul des soudures, par **N. C. Kist**.

Essais sur poutres laminées renforcées par soudage, par **S. Bryla** et **A. Chmielowiec**.

Recherches photo-élasticimétriques, par **V. Tesar**.

Un nouveau système de ponts suspendus, par **A. Krivochéine**.

Etude du flambage d'ensemble de l'arc parabolique comprimé d'une poutre Vierendeel, par **R. Desprets**.

Rapport final sur l'application de l'acier dans la construction des ponts et charpentes, par **K. Klöppel**.

L'esthétique des ponts métalliques, par **F. Eberhard**.

Barrages d'acier, par **G. Krivochéine**.

Application de l'acier dans la construction hydraulique, par **K. Dantscher**.

Résistance des terrains, par **A. Caquot**.

### Aciers, Fers, Fontes

par **A. JACQUET**

Volume I (3<sup>e</sup> édition). Un ouvrage de 205 pages, format 13 × 21 cm, illustré de 160 figures. Prix : 23 francs français.

Volume II (3<sup>e</sup> édition). Un ouvrage de 215 pages, format 13 × 21 cm, illustré de 133 figures. Prix : 23 francs français.

Edités par Dunod, Paris, 1938.

Cet ouvrage est à la fois un livre d'enseignement et un livre de documentation. Le premier volume traite des matières suivantes :

Constitution. Essais. Aciers ordinaires et aciers spéciaux. Ecrouissage. Recuit, trempe et revenu. Cémentation et malléabilisation.

L'auteur a apporté à cette 3<sup>e</sup> édition des remaniements importants. Il a complété le chapitre sur les essais de dureté par l'essai Rockwell, et a donné aux aciers à aimants et aux aciers résistant à la corrosion un développement en harmonie avec leur importance.

Le deuxième volume est consacré à l'étude des sujets suivants :

Préparation. Haut fourneau. Four à puddler. Creuset. Four Martin. Convertisseur. Four électrique.

Rédigé d'une façon scientifique, traitant des essais mécaniques et des essais techniques, ce 2<sup>e</sup> volume fournit aux ingénieurs et à leurs collaborateurs une documentation précise sur les propriétés des produits sidérurgiques. Les nouveautés introduites dans la 3<sup>e</sup> édition du tome II concernent le calcul du volume des gaz s'échappant d'un haut fourneau, les fours à haute fréquence, divers graphiques sur la marche des convertisseurs et des fours à sole.

Cet ouvrage qui expose d'une façon claire et complète des questions, pour lesquelles la documentation de référence est peu nombreuse, sera apprécié par les spécialistes.



# Bibliographie

La bibliothèque du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier reçoit le service d'environ 275 revues techniques émanant des principaux pays. Elle contient, en outre, les ouvrages récents traitant de l'acier et de son utilisation. Ces documents peuvent être consultés en notre salle de lecture (1).

Toutes les revues reçues par le Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier sont dépouillées régulièrement, et les études concernant l'acier et ses applications sont méthodiquement indexées. Les quelque 12.000 fiches classées à l'heure actuelle constituent un répertoire complet, depuis le début de 1934, des documents sur l'acier parus au cours de ces dernières années. Leur consultation permet de retrouver immédiatement toutes études ou ouvrages concernant une question déterminée.

## Liste des périodiques

### dépouillés par le Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier (2)

#### REVUES BELGES ET LUXEMBOURGEOISES

Annales des Travaux Publics, Bruxelles (bimestr.), févr. 1934.  
Arcos, Bruxelles (bimestr.), n° 42, juill. 1931.  
Bâtir, Bruxelles (mens.), n° 1, 15 déc. 1932.  
Bouwbedrijf, Anvers (bimens.), n° 70, 21 mai 1932.  
Bouwchroniek, Bruxelles (hebd.), n° 9, 23 fév. 1936.  
Bulletin de l'A.I.A., Bruxelles (trim.), n° 4, 1934.  
Bulletin de l'A.I.Br., Bruxelles (mens.), n° 1, 1930.  
Bulletin de l'Association Internationale du Congrès des Chemins de Fer, Bruxelles (mens.), n° 1, 1934.  
Bulletin Bibliographique d'Informations Techniques, Bruxelles (hebd.), n° 1, 1934.  
Bulletin Commercial, Bruxelles (hebd.), n° 14, 6 avril 1936.  
Bulletin de Documentation du Bureau d'Etudes Industrielles F. Courtoy, Bruxelles (bimestr.), n° 1/2, janv.-févr. 1933.  
Bulletin des Ingénieurs E.C.A.M., Bruxelles (bimestriel), n° 5, sept.-oct. 1934.  
Bulletin d'Information et de Documentation (Banque Nationale), Bruxelles (bimens.), n° 1, 1934.  
Bulletin de l'Institut Agronomique de Gembloux, Gembloux (trimestr.), n° 1, 1934.  
Bulletin de la Société Belge des Ingénieurs et des Industriels, Bruxelles (mens.), n° 1, 1932.  
Bulletin du Comité Central Industriel de Belgique, Bruxelles (hebd.), n° 40, 6 oct. 1937.  
Bulletin mensuel de l'Association des Entrepreneurs de Maçonnerie et de Béton armé, Bruxelles (mens.), 15 déc. 1936.

(1) La salle de lecture du Centre belgo-luxembourgeois d'Information de l'Acier, 38, boulevard Bischoffsheim, à Bruxelles, est ouverte les jours ouvrables de 8 à 17 h. (le samedi de 8 à 12 h.).

(2) En regard de chaque revue figurent la date et le numéro à partir desquels nous possédons la collection complète.

Bulletin officiel de la Chambre de Commerce de Bruxelles, Bruxelles (hebd.), n° 1, 2 janvier 1938.  
Bulletin technique de l'Institut Gramme, Liège (trimestr.), n° 1, 1935.  
Bulletin mensuel de l'U.I.Lv., Bruxelles (mens.), n° 1, 1934.  
Bulletin de l'U.D.I.P., Bruxelles (mens.), n° 32, janv. 1933.  
Chaufferie, Bruxelles (mens.), n° 37, juill. 1934.  
Chronique des Travaux publics, Bruxelles (bihebd.).  
Clarté, Bruxelles (mens.), n° 1, janvier 1934.  
Conducteur Civil, Bruxelles (trimestr.), n° 1, févr. 1934.  
Construction Métallique, Bruxelles (mens.), n° 1, janv. 1938.  
Cuivre et Laiton, Liège (bimens.), n° 94, 15 janv. 1933.  
Document, Bruxelles (mens.), n° 1, 1934.  
Echo de l'Industrie, Luxembourg (hebd.), n° 1, 5 janv. 1935.  
Economie Financière, Bruxelles (hebd.), n° 1, 6 janv. 1935.  
Electromécanique, Bruxelles (mens.), mai 1938.  
Electro-Soudure, Bruxelles, n° 1, 1937.  
Emulation, Bruxelles (mens.), n° 1, 1933.  
Entrepreneur, Bruxelles (bimens.), n° 1, 1<sup>er</sup> févr. 1937.  
Epoque, Bruxelles, n° 1, 1934.  
Equerre, Liège (mens.), n° 1, janv. 1934.  
Expansion Belge, Bruxelles (mens.), n° 1, janv. 1934.  
Fonderie Belge, Liège (mens.), n° 52, janv.-févr. 1938.  
Galvano, Bruxelles (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Habitations à bon marché, Bruxelles (mens.), n° 5, mai 1936.  
Habitations et Urbanisme, Bruxelles, n° 1, 1938.



Hooger Streven, Anvers (mens.), n° 5, févr. 1937.  
 Ingénieur Architecte, Bruxelles, n° 1, 1935.  
 Ingénieur Technicien, Charleroi (trimestr.), n° 2, avril-juin 1935.  
 Journal des Pétroles, Bruxelles (bimens.), n° 39, 1<sup>er</sup> janv. 1936.  
 K.M.B.A., Anvers (mens.), n° 2, févr. 1934.  
 Maison de l'Amérique Latine, Bruxelles, n° 109, 20 févr. 1936.  
 Moniteur de la Plomberie, du Chauffage et de l'Architecture, Bruxelles (bimens.), n° 1, janv. 1936.  
 Ossature Métallique, Bruxelles (mens.), n° 1, mars 1932.  
 Protection aérienne, Bruxelles (mens.), n° 1, janv. 1936.  
 Publications de l'Association Belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des Matériaux, Bruxelles, n° 1, 1932.  
 Publication de l'Association des Ingénieurs de l'Ecole des Mines de Mons, Mons (trimestr.), n° 53, 1935.  
 Recueils des Brevets d'Invention, Bruxelles, n° 1, 1938.  
 Res et Jura Immobilia, Bruxelles (bimestr.), n° 1, janv. 1934.  
 Revue des Dessinateurs et Techniciens, Namur (mens.), n° 1, janv. 1934.  
 Revue de l'Ecole Polytechnique, Bruxelles (mens.), n° 1, oct. 1935.  
 Revue de la Ligue Maritime Belge, Bruxelles (mens.), n° 10, oct. 1935.  
 Revue d'Information de la Fabi, Bruxelles (trimestr.), n° 1, juin 1937.  
 Revue du Travail, Bruxelles (mens.), n° 7, juill. 1937.  
 Revue Technique de l'Alliance Industrielle, Bruxelles (mens.), n° 5, mai 1934.  
 Revue Technique Luxembourgeoise, Luxembourg (bimestr.), n° 1, janv.-févr. 1934.  
 Revue Universelle des Mines, Liège (mens.), n° 1, janv. 1934.  
 Soudure-Coupeur, Liège (mens.), n° 1, janv. 1934.  
 Soudure, Bruxelles (bimestr.), n° 1, mai 1935.  
 Standards, Bruxelles (8 num. par an), n° 1, 1936.  
 Structure, Bruxelles (mens.), n° 3, févr. 1938.  
 Technique de la Soudure et du Découpage, Bruxelles (bimestr.), n° 1, sept. 1930.  
 Technique des Travaux, Liège (mens.), n° 1, janv. 1929.  
 Technische Weergalm, Bruges (trim.), n° 1, 1934.  
 Tijdschrift van de Vlaamsche Ingenieurs Vereniging, Anvers (mens.), n° 1, janv. 1936.  
 Travaux et Entreprises, Liège (mens.), n° 1, janv. 1937.  
 Unions des Anciens Etudiants de l'U.L.B., Bruxelles (mens.), n° 101, oct. 1936.  
 Usine Belge, Bruxelles (hebd.), n° 524, 21 avril 1934.

Véhicule Industriel, Bruxelles (mens.), n° 1, janv. 1935.

#### REVUES ALLEMANDES

Aluminium, Berlin (mens.), n° 1, janv. 1935.  
 Autogen Schweisser, Vienne (mens.), n° 1, 1935.  
 Bauingenieur, Berlin (hebd.), n° 1/2, 5 janv. 1934.  
 Bautechnik, Berlin (hebd.), n° 1, 5 janv. 1934.  
 Demag, Duisbourg, n° A1, janv. 1933.  
 Deutscher Eisenhandel, Berlin (hebd.), n° 1, 1935.  
 Echo de l'Industrie allemande, Berlin (mens.), n° 12, déc. 1935.  
 Elektroschweissung, Brunswick (mens.), n° 1, janv. 1933.  
 Geschweisste Träger mit Nasenprofilen, Dortmund, n° 1, avril 1934.  
 Illustrierte Zeitung für Blechindustrie und Installation, Leipzig (hebd.), n° 25, 22 juin 1934.  
 Kalt-Walz-Welt, Halle/Saale (mens.), n° 6, juin 1934.  
 Korrosion und Metallschutz, Berlin (mens.), n° 1, janv. 1934.  
 Mitteilungen der Kohle- und Eisenforschung, Dortmund.  
 Mitteilungsblatt der Reichskammer der bildenden Künste, Berlin, n° 1, nov. 1936.  
 Moderne Bauformen, Stuttgart (mens.), n° 1, 1934.  
 Montanistische Rundschau (Zeitschrift für Berg- und Hüttenwesen), Vienne (bimens.), n° 15, 1<sup>er</sup> août 1934.  
 P.-Träger, Peine, n° 2, 25 juin 1931.  
 Sowjetwirtschaft und Aussenhandel, Berlin (bimens.), n° 1, janv. 1935.  
 Stahlbau, Berlin (bimens.), n° 1, 5 janv. 1934.  
 Stahl und Eisen, Düsseldorf (hebd.), n° 1, 1933.  
 Technische Blätter, Düsseldorf (hebd.), n° 23, 4 juin 1933.  
 Technische Mitteilungen Krupp, Essen (bimens.), n° 1, févr. 1933.  
 T. Z. für Praktische Metallbearbeitung, Berlin (bimens.), n° 1/2, janv. 1934.  
 V. D. I., Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, Berlin (hebd.), n° 1, 5 janv. 1934.  
 Werk, Düsseldorf (mens.), n° 1, janv. 1934.  
 Wissen und Fortschritt, Augsburg (mens.), n° 1, janv. 1935.  
 Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen, Berlin (hebd.), n° 7, 13 févr. 1935.

#### REVUES BRÉSILIENNES

Boletim do Instituto de Engenharia, São Paulo (mens.), n° 124, juin 1936.  
 Casa, Rio de Janeiro (mens.), n° 120/121, mai-juin 1934.



Revista Brasileira de Engenharia, Rio de Janeiro (mens.), n° 2, févr. 1936.

#### REVUES DE L'EMPIRE BRITANNIQUE

Architectural Association Journal, Londres (mens.), n° 569, juill. 1934.  
Architectural Design and Construction, Londres (mens.), n° 1, nov. 1934.  
Building Science Abstracts, Londres (mens.), n° 1, janv. 1934.  
Bulletin of the International Tin Research and Development Council, Londres.  
Bulletin of the Iron and Steel Institute, Londres (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Civil Engineering, Londres (mens.), n° 339, sept. 1934.  
Colvilles Magazine, Glasgow (mens.), n° 2, févr. 1938.  
Dominion Oxywelding Tips, Toronto (mens.), n° 1, janv.-févr. 1934.  
Electric Welding, Londres (bimestr.), n° 1, oct. 1931.  
Engineer, Londres (hebd.), n° 4092, 15 juin 1934.  
Engineering, Londres (hebd.), n° 3568, 1<sup>er</sup> juin 1934.  
Industrial Britain, Londres (mens.), n° 61, oct. 1937.  
Iron and Steel Industry, Londres (mens.), n° 10, juill. 1934.  
Journal of the Association of Engineers, Calcutta (trimestr.), n° 1/2, mars-juin 1934.  
Journal of the Institution of Civil Engineers, Londres (mens.), n° 1, nov. 1935.  
Master Builder, Londres (mens.), n° 870, janv. 1935.  
Metallurgia, Manchester (mens.), n° 57, juill. 1934.  
Modern Engineer, Melbourne (mens.), n° 4, avril 1934.  
National Builder, Londres (mens.), n° 1, août 1934.  
Railway Gazette, Londres (hebd.), n° 3, 18 janv. 1935.  
Structural Engineer, Londres (mens.), n° 1, janv. 1933.  
Transactions of the Institute of Welding, Londres (trimestr.), n° 1, janv. 1938.  
Weekly List of Accessions of the Science Museum Library, Londres (hebd.), n° 215, 9 févr. 1935.  
Welder, Londres (mens.), n° 8, juill. 1934.  
Welding Industry, Londres (mens.), n° 1, févr. 1933.  
Welding Review, Montréal (mens.), n° 9/10, janv.-févr. 1934.

#### REVUES DES ÉTATS-UNIS

American Welding Society Journal, New-York, (mens.), n° 8, août 1934.  
Architectural Record, New-York (mens.), n° 11, nov. 1935.

Civil Engineering, New-York (mens.), n° 6, juin 1933.  
Construction Methods, New-York (mens.), n° 4, avril 1934.  
Engineering News-Record, New-York (hebd.), n° 23, 7 juin 1934.  
Iron Age, Philadelphie (hebd.), n° 26, 27 déc. 1934.  
Journal of Research (National Bureau of Standards), Washington (mens.), n° 1, janv. 1934.  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New-York (mens.), n° 1, janv. 1933.  
Proceedings of the American Society for Testing Materials, New-York, n° 71, 31 déc. 1934.  
Steel, Cleveland (hebd.), n° 16, 22 avril 1935.  
Steel Constructor, New-York, n° 1, mars 1931.  
Steel Facts, New-York, n° 1, oct. 1934.  
Technical News Bulletin of the Bureau of Standards, Washington (mens.), n° 201, janv. 1934.  
Transactions of the American Society for Metals, Cleveland (trimestr.), n° 1, mars 1937.  
Welding Engineer, Chicago (mens.), n° 4, avril 1934.

#### REVUES FRANÇAISES

Acier, Paris (trimestr.), n° 1, 1929.  
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris (bimestr.), n° 1, janv.-févr. 1936.  
Annales des Ponts et Chaussées, Paris (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Architecture d'Aujourd'hui, Boulogne (mens.), n° 2, mars 1933.  
Bâtiment Illustré, Paris (mens.), n° 6, juin 1934.  
Bulletin de la Chambre de Commerce Belge de Marseille et du Sud de la France, Marseille (trimestr.), n° 166, janv. 1937.  
Bulletin de la Société des Ingénieurs Soudeurs, Paris (bimestr.), n° 33, janv.-févr. 1935.  
Bulletin Technique du Bureau Veritas, Paris (mens.), n° 7, juill. 1934.  
Constructeur de Ciment armé, Paris (mens.), n° 173, févr. 1934.  
Construction Moderne, Paris (hebd.), n° 23, 4 mars 1934.  
Container, Paris, n° 1, janv. 1934.  
Génie Civil, Paris (hebd.), n° 1, 7 juill. 1923.  
Ingénieur Constructeur, Paris (trimestr.), n° 242, nov.-déc. 1934.  
Ingénieurs Arts et Métiers, Paris (mens.), n° 168, sept. 1934.  
Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils, Paris (mens.), n° 1/2, janv.-févr. 1934.  
Métallurgie, Paris (bimens.), n° 11, 3 juin 1933.  
Métaux, Paris (mens.), n° 101, janv. 1934.  
Nord Industriel, Lille (hebd.), n° 46, 17 nov. 1934.  
Peintures, Pigments, Vernis, Paris (mens.), n° 9, sept. 1935.



**Poutrelles H**, Paris (trimestr.), n° 1, 1938.  
**Procès-verbaux de la Société des Ingénieurs Civils**, Paris (bimens.), n° 1, 12 janv. 1934.  
**Revue de l'Aluminium**, Paris (mens.), n° 59, janv.-févr. 1934.  
**Revue Industrielle**, Paris (mens.), n° 149, avril 1934.  
**Revue du Linoleum**, Paris (trimestr.), n° 10, févr. 1931.  
**Revue des Matériaux de Construction**, Paris (mens.), n° 297, juin 1934.  
**Revue du Nickel**, Paris (bimestr.), n° 1, janv. 1933.  
**Revue de la Soudure Autogène**, Paris (mens.), n° 227, janv. 1933.  
**Serrurier Français**, Paris (trimestr.), n° 201, 10 févr. 1935.  
**Souder**, Paris, n° 1, juin 1936.  
**Technica**, Lyon (mens.), n° 22, déc. 1934.  
**Télémechanique**, Nanterre (trimestr.), n° 18, mai 1933.  
**Traction nouvelle**, Paris, n° 1, janv.-févr. 1936.  
**Travaux**, Paris (mens.), n° 11, nov. 1933.  
**Travaux nord-africains**, Alger (bihebd.), n° 1.475, 8 juill. 1936.  
**Tubes et Tuyaux**, Paris (5 fois par an), n° 2, janv. 1933.  
**Usine**, Paris (hebd.), n° 12, 21 mars 1934.

#### REVUES HOLLANDAISES

**Bouwbedrijf**, La Haye (bimens.), n° 12, 16 juin 1933.  
**Cobouw**, La Haye (bihebd.), n° 1, 2 janv. 1934.  
**De 8 en Opbouw**, Amsterdam (bimens.), n° 5, 3 mars 1934.  
**De Ingenieur**, La Haye (hebd.), n° 1, 7 janv. 1938.  
**Polytechnisch Weekblad**, Amsterdam (mens.), n° 1, janv. 1936.  
**Staal**, La Haye (mens.), n° 1, janv. 1935.  
**T. G. Bouwstoffen**, Deventer (mens.), n° 1, avril 1933.  
**Vraag en Aanbod**, Deventer (hebd.), n° 1, 7 mai 1934.

#### REVUES ITALIENNES

**Annali dei Lavori Pubblici**, Rome (mens.), n° 1, janv. 1936.  
**Architettura Italiana**, Turin (mens.), n° 3, mars 1934.  
**Casabella**, Milan (mens.), n° 79, juill. 1934.  
**Case d'Oggi**, Milan (mens.), n° 10, oct. 1934.  
**Domus**, Milan (mens.), n° 105, sept. 1936.  
**Edilizia Moderna**, Milan (trimestr.), n° 12, janv.-mars 1934.  
**Il Vetro**, Rome (mens.), n° 1-2, janv.-févr. 1938.

**Ingegneri**, Rome (mens.), n° 1, janv. 1934.  
**Metallurgia Italiana**, Milan (mens.), n° 7, juill. 1933.  
**Rassegna di Architettura**, Milan (mens.), n° 1, janv. 1938.

#### REVUES POLONAISES

**Architektura i Budownictwo**, Varsovie (mens.), n° 1, 1938.  
**Czasopismo Techniczne**, Lwów (bimens.), n° 1, janv. 1937.  
**Inżynier Kolejowy**, Varsovie (mens.), n° 1, janv. 1935.  
**Przegląd Budowlany**, Varsovie (mens.), n° 7, juill. 1935.  
**Przegląd Techniczny**, Varsovie (bimens.), n° 1-2, 20 janv. 1937.  
**Spawanie i Cięcie Metali**, Varsovie (mens.), n° 7, juill. 1935.  
**Zycie Techniczne**, Lwów (mens.), n° 1/2, janv.-févr. 1936.

#### REVUES PORTUGAISES

**Arquitectos**, Lisbonne (mens.), n° 2, mars 1938.  
**Arquitectura Portuguesa**, Lisbonne (mens.), n° 1, 1934.  
**Boletim do Orden dos Engenheiros**, Lisbonne (mens.), n° 703, janv. 1934.  
**Bulletin de la Chambre de Commerce Belge en Portugal**, Lisbonne (trimestr.), n° 50, 1938.  
**Tecnica**, Lisbonne (mens.), n° 61, nov. 1934.

#### REVUES SUISSES

**Bulletin de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes**, Zurich (annuel), n° 1, 1<sup>er</sup> oct. 1933.  
**Bulletin de la Suisse Romande**, Lausanne (bimens.), n° 1, 6 janv. 1934.  
**Entreprise Suisse**, Zurich (mens.), n° 24, 16 juin 1934.  
**Journal de la Soudure**, Bâle (mens.), n° 1, janv. 1934.  
**Revue Technique Suisse**, Zurich (hebd.), n° 14, 5 avril 1934.  
**Schweizer Archiv**, Solothurn (mens.), n° 1, janv. 1935.  
**Schweizer Baublatt**, Zurich (bihebd.), n° 25, 21 mars 1934.  
**Schweizerische Bauzeitung**, Zurich (hebd.), n° 1, 1<sup>er</sup> juill. 1933.  
**Technische Rundschau**, Berne (hebd.), n° 26, 30 juin 1933.  
**Werk**, Zurich (mens.), n° 1, janv. 1934.



## REVUES TCHÉCOSLOVAQUES

- Architekt S.I.A., Prague (mens.), n° 10, oct. 1935.  
Hauptverein Deutscher Ingenieure Mitteilungen, Brno (bimens.), n° 1/2, janv. 1935.  
Slovensky Staviteľ, Bratislava (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Zprávy Veřejné Služby Technické, Prague (trimens.), n° 1, 5 janv. 1936.

## REVUES DE L'U. R. S. S.

- Comptes rendus de l'Académie des Sciences de l'U.R.S.S., Léninegrad (trimens.), n° 1, janv. 1935.  
Novosti Tekhniki, Moscou (hebd.), n° 1, janv. 1936.  
Stal, Kharkov (mens.), n° 7, juill. 1935.  
Srojtelnaja Promyshlennost, Moscou (mens.), n° 8, mai 1936.  
Strojtelstvo Moskvy, Moscou (bimens.), n° 1, janv. 1936.

## REVUES D'AUTRES PAYS

- Anales del Instituto de Ingenieros de Chile, Santiago de Chile (mens.), n° 5/6, mai-juin 1936.  
Anales de Ingenieria, Bogotá, n° 505, mars 1936.  
BIAD (Revue de la Société des Ingénieurs et Architectes Bulgares), Sofia (bimens.), n° 1/2, janv. 1936.  
Buletinul Agir, Bucarest (mens.), n° 5, mai 1935.  
Buletinul Societatii Politecnice, Bucarest (mens.), n° 11, 1935.

- Bygge-Forum, Copenhague (mens.), n° 1, sept. 1938.  
Bygmesteren, Copenhague (hebd.), n° 1, 4 janv. 1936.  
Chambre de Commerce Belge du Rio de La Plata, Buenos-Aires (trimestr.), n° 1, janv.-mars 1936.  
Gazowa Zaszita i Aviacija, Sofia (mens.), n° 1, janv. 1938.  
Gradevinski Vjesnik, Zagreb (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Informaciones y Memorias de la Sociedad de Ingenieros del Perú, Lima (mens.), n° 1, janv. 1936.  
Iva, Stockholm (trimestr.), n° 1, janv. 1934.  
Kojigaho, Tokio (mens.), n° 1, janv. 1937.  
Memoirs of the Faculty of Engineering, Sapporo, n° 1, mars 1926.  
Metalurgia y Electricidad, La Coruña (mens.), n° 15, oct. 1938.  
Revista del Colegio e Ingenieros de Venezuela, Caracas (bimestr.), n° 122, sept.-oct. 1937.  
Revista de Arquitectura, Buenos-Aires (mens.), n° 6, juin 1938.  
Revista del Centro de Arquitectos, Constructores de Obras y Anexos, Buenos-Aires (mens.), n° 1, janv. 1938.  
Revista Mexicana de Ingenieria y Arquitectura, Mexico (mens.), n° 11, nov. 1935.  
Revista Tecnica del Ministerio de Obras Públicas de Venezuela, Caracas (bimestr.), n° 49, sept. 1932.  
Tehnicki List, Zagreb (bim.), n° 17/18, sept. 1934.  
Teknisk Tidskrift Väg- och Vattenbyggnadskonst, Stockholm (mens.), n° 1, janv. 1936.

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

### 10.0. - Routes, ponts et tunnels en 1938

*The Engineer*, 6 janvier, 1939, pp. 4-8, 16 fig.

Comme chaque année, la revue anglaise *THE ENGINEER* passe en revue les routes, ponts et tunnels, construits dans le courant de l'année précédente.

Parmi les ponts importants, il convient de citer : le pont *Otto Beil* sur le Zambèze, en Afrique. Cet ouvrage, dont la construction a commencé en 1938, est un pont suspendu passant au-dessus des gorges de Chirundi. La travée principale aura une portée de 457<sup>m</sup>50, le pont portera une chaussée de 5<sup>m</sup>50 de largeur.

Le pont « *Verrugas* » au Pérou. Ce pont-rails métallique, construit au-dessus des gorges de

Verrugas, entre Lima et Oroya, est du type en treillis. Il comporte trois travées principales de 55<sup>m</sup>00, 70<sup>m</sup>00 et 55<sup>m</sup>00 de portée, ainsi qu'une travée d'approche de 20<sup>m</sup>10.

Le pont *Marine Parkway* à New-York. Cet ouvrage, dont la travée centrale est mobile, a une longueur de 1.170 mètres. Il comporte au centre trois travées de 172, 180 et 172 mètres de portée et 12 travées d'approche.

Le groupe de ponts des « *Mille Iles* » aux Etats-Unis. Ce groupe, destiné à relier les Etats-Unis au Canada, comprend plusieurs ponts : un pont suspendu de 234 mètres de portée, deux travées à poutres droites de 91 mètres de portée chacune, une travée en arc de 105 mètres et un pont suspendu de 228 mètres. Toute la construction est en acier.

A signaler également le pont *cantilever de Hourah* aux Indes britanniques. La travée principale de cet ouvrage métallique, actuellement en

(1) Les numéros d'indexation indiqués correspondent au système de classification dont le tableau a été publié dans *L'OSSEATURE MÉTALLIQUE*, n° 1-1937, pp. 43-45.



construction, aura une longueur de 457 mètres et une largeur de plus de 30 mètres.

En Angleterre, le vieux *pont de Wandsworth* a été démolé et sera remplacé par un pont métallique du type cantilever, avec une travée centrale de 86<sup>m</sup>30.

Mentionnons enfin le tunnel de 1 km de longueur sous la Tamise, entre les comtés de Kent et d'Essex, en Angleterre, dont les travaux se sont poursuivis en 1938.

### 15.33. - Tensions admissibles pour les soudures dans les constructions métalliques

*Journal de la Soudure*, décembre 1938, pp.278-280.

Le professeur Dr Roš et l'ingénieur M. Eichinger, du Laboratoire Fédéral Suisse d'Essai des Matériaux, proposent d'élever les normes actuellement en vigueur pour les soudures dans les constructions métalliques.

Les prescriptions en cours devraient être maintenues pour les soudures classées dans la seconde catégorie, au point de vue de la qualité, mais il faudrait établir une première catégorie pour laquelle on fixerait des sollicitations maxima et qui vaudraient, par conséquent, pour les plus hautes tensions admises. La qualité des électrodes et surtout la bonne soudabilité du métal de base devraient être éprouvées, et les endroits les plus difficiles à souder ou fortement sollicités être examinés aux rayons X. Les nouvelles valeurs proposées pour les tensions admissibles prévoient, en général, une majoration de 20 à 25 % par rapport aux tensions actuelles.

### 15.35. - La radiométallographie et le contrôle des soudures

*La Métallurgie*, 7 janvier 1939, pp. 11-18, 4 fig.

Cet article montre que la radiométallographie présente un grand intérêt pour le contrôle après exécution des soudures. Les défauts rencontrés dans les soudures peuvent être rangés en trois groupes :

a) Défauts géométriques et défauts de continuité (manque de pénétration, collage, soufflures, inclusions, scories);

b) Défauts tenant à l'hétérogénéité de structure et de composition chimique;

c) Défauts résultant de tensions internes localisées. L'origine de ces défauts est à rechercher dans le choix défectueux du métal de base, dont la soudabilité est mauvaise; dans la mauvaise qualité des électrodes; dans des conditions défectueuses de préparation et d'exécution des soudures; dans de mauvaises dispositions constructives.

Après des considérations générales sur le contrôle par les rayons X et la réalisation pratique de ce contrôle, l'article se termine par une note sur l'interprétation des radiographies et sur l'appareillage utilisé.

### 15.36d. - Réservoirs soudés de grande capacité

S. THOMAS, *Arcos*, septembre 1938, pp. 1939-1940, 2 fig.

Plusieurs réservoirs soudés de grande capacité ont été construits récemment par les Ateliers de Jambes-Namur.

Chaque appareil se compose essentiellement d'une cuve cylindrique de 8 mètres de diamètre et de 4 mètres de hauteur, en tôles de 8 et 10 mm, d'un fond conique de 2<sup>m</sup>70 de hauteur, en tôle de 12 mm.

Au niveau du joint cylindrique (cône inférieur), l'ensemble est supporté par une poutre horizontale circulaire, qui s'appuie elle-même sur deux colonnes ancrées dans le sol.

La hauteur totale depuis le pied des colonnes jusqu'au faite du réservoir est de 8<sup>m</sup>20.

Les colonnes entièrement soudées à l'atelier se composent, soit de 2 fers U, soit d'un fer U et d'un I; la poutre circulaire, dont la hauteur est de 524 mm, est d'un profil spécial entièrement réalisé par soudure et ses éléments ont été calculés pour résister à toutes les sollicitations que l'on rencontre au niveau du raccord, entre le fond et la cuve.

L'écrouissage des parties à souder a été rigoureusement proscrit. La bonne concordance des joints a été vérifiée par des assemblages à blanc.

### 30.7. - Les raids aériens, les constructions et la protection anti-aérienne dans Barcelone d'aujourd'hui

C. HELSBY, *Structural Engineer*, janvier 1939, pp. 2-39, 42 fig.

Un ingénieur britannique, M. C. Helsby, a passé récemment plusieurs jours à Barcelone en vue d'enquêter sur la protection de la population de cette ville contre les raids aériens.

Un très important rapport a été publié par l'auteur sur les résultats de son enquête. Ce document débute par des considérations générales sur la situation géographique de la ville de Barcelone, sur l'étendue de sa population, sur la nature de ses constructions, etc. Passant aux dommages que causent à différents matériaux de construction les bombes d'avions, l'auteur constate que sous l'effet du souffle, produit par l'explosion, la maçonnerie et le béton cèdent les premiers, viennent ensuite le bois et l'acier.

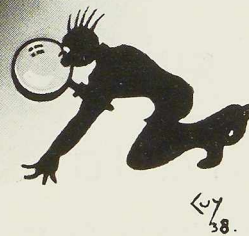
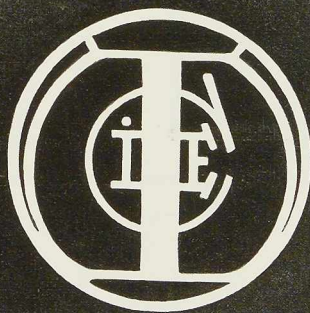
D'autre part, il résulte de l'expérience de Barcelone que seuls les bâtiments à ossature peuvent résister aux effets désastreux des bombardements. Fait intéressant à signaler : les autorités ont interdit à Barcelone de se servir de caves comme refuges et abris anti-aériens, en raison des dangers que présentent ces locaux pour leurs occupants. Le rapport de M. Helsby se termine par d'intéressantes considérations sur les abris anti-aériens construits ces derniers temps dans la capitale catalane.





**TECHNIQUE**

**PERFECTION**



ETABLISSEMENTS DE PHOTOGRAVURE

**TALLON & C<sup>o</sup> S.A.**

22-26, RUE SAINT-PIERRE. BRUXELLES



# S. A. ABSORBIT

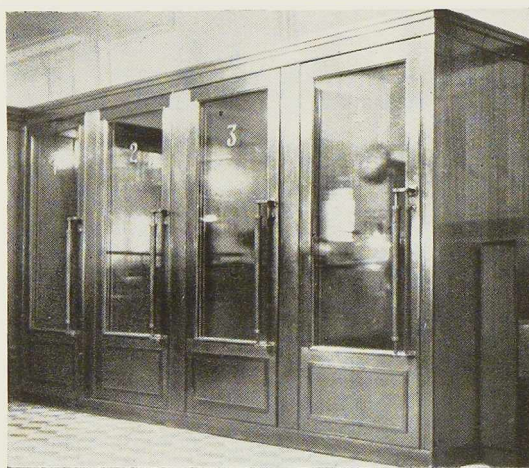
SOCIÉTÉ ANONYME POUR L'ISOLATION DES MACHINES ET DES BATIMENTS  
CONTRE LA TRANSMISSION DES BRUITS ET DES TRÉPIDATIONS

## FOREST - BRUXELLES

152-154, rue Berthelot, 152-154  
Tél. : 43.27.56

## BAGNOLET (Seine)

40 - 42, rue de Pantin, 40 - 42  
Tél. : Avron 18.33 - 18.34



### SECTION : CABINES TÉLÉPHONIQUES ET AUTRES ÉTANCHES AU SON

**" DISCRETA "**

BREVETÉES S. G. D. G.

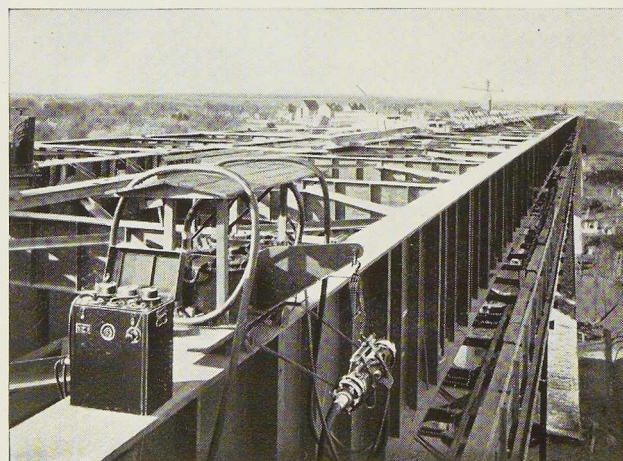
Selon essais faits par le service d'études  
et recherches techniques des P. T. T. à Paris :  
**ÉTANCHÉITÉ AU SON : 46 DÉCINÉPERS**  
au lieu de 32 décinépers pour les cabines  
téléphoniques usuelles.

**AÉRATION SOIGNÉE**

Un groupe de 4 cabines accouplées avec revêtement  
extérieur en bronze au local des T. T. Bourse de Bruxelles



Installations  
à Rayons X  
transportables  
pour les constructions



Destinées aux contrôles des soudures et rivures des poutres et assemblages quelconques.  
Installation à haute tension démontable en plusieurs parties de faible poids et encombrement.  
Manipulation facile, protection absolue contre la haute tension et les rayons X.  
Construction robuste, d'un fonctionnement sûr.

## SOCIÉTÉ ANONYME SIEMENS

DÉPARTEMENT SIEMENS & HALSKE

116, CHAUSSÉE DE CHARLEROI, BRUXELLES - TÉLÉPHONE 37.31.00

CONTRE LA  
**CORROSION**



**ATELIERS  
DE  
BOUCHOUT**

SOCIÉTÉ ANONYME

**BOUCHOUT**

TÉLÉPHONES : ANVERS 123.64 ET 123.65

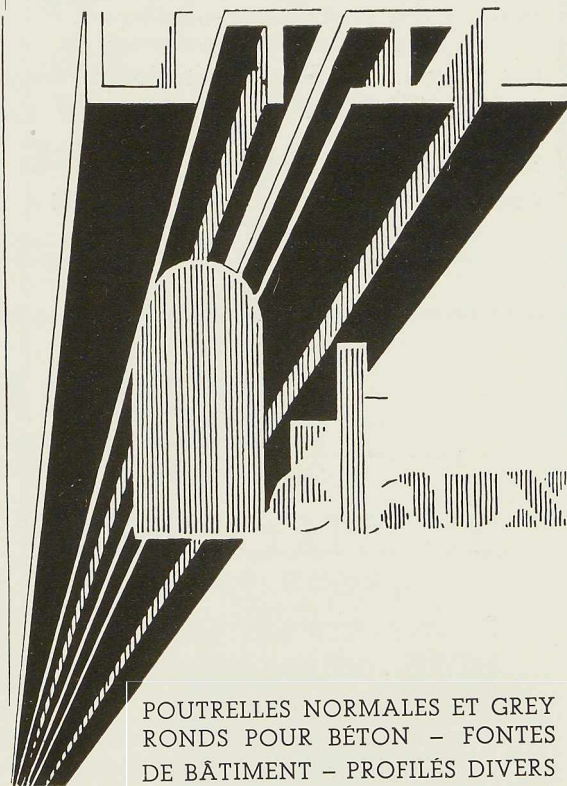
**P. OORTMEYER  
L. MERCKEN ET C<sup>IE</sup>**

Successeurs des Anciens Etablissements  
J. PETERS, H. VANDROOGENBROECK ET C<sup>ie</sup>  
MAISON FONDÉE EN 1807

404-414, AV. VAN VOLXEM  
BRUXELLES - MIDI

TÉLÉPHONES : 37.35.07 - 37.35.08

37.35.09



POUTRELLES NORMALES ET GREY  
RONDs POUR BÉTON - FONTES  
DE BÂTIMENT - PROFILS DIVERS  
TOLES - ACIERS DE QUALITÉ  
BOULONS - ZINC



M. D.

DÉPÔTS À HAREN-NORD-  
MACHELEN - TÉL. 15.97.15

ET À BRUXELLES-NORD  
RUE TRAVERSIÈRE - TÉL. 17.77.25



## Schoopinisation

**La Schoopinisation au fil de zinc électrolytique** dépôt 600 grammes minimum au m<sup>2</sup> de surface développée, est le procédé de métallisation le plus efficace contre la **corrosion** des métaux ferreux et qui assure la protection parfaite des menuiseries métalliques.

Les travaux de Schoopinisation au moyen du pistolet à fil **SCHOOP S. N. M.** sont exécutés par la **SOCIÉTÉ ANONYME A C E M E T A**  
**Avenue Rittweger, 64, HAREN - BRUXELLES**

## CONTRE LA CORROSION

procédé de métallisation  
par projection au moyen du  
pistolet à fil.

Téléphone : Bruxelles 15.15.34  
Télégrammes : Acemeta Bruxelles

## SOUDOMETAL S. A.

ADM. DÉL. : DANIEL LAGRANGE. INGÉNIEUR A.I.Br. A.I.Lg.

### ÉLECTRODES

A ENROBAGE COMPRIMÉ.  
Procédés mécaniques nouveaux  
BREVETS « OERLIKON - INTERCITO »

### UN PROGRÈS TECHNIQUE :

HOMOGÉNÉITÉ  
RÉGULARITÉ  
FUSION FACILE  
RENDEMENT : 95 %

DOCUMENTATION ET PRIX SANS ENGAGEMENT

**SOUDOMÉTAL**  
SOCIÉTÉ ANONYME

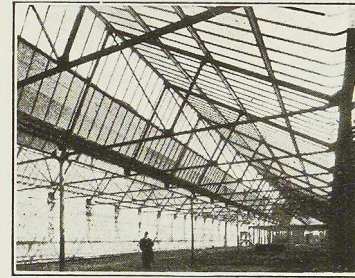
Chaussée de Ruysbroeck, 107, FOREST  
Tél. 43.45.65. Reg. Comm. Bruxelles : 108.263

ATELIERS DE CONSTRUCTION  
**PAUL BRACKE**

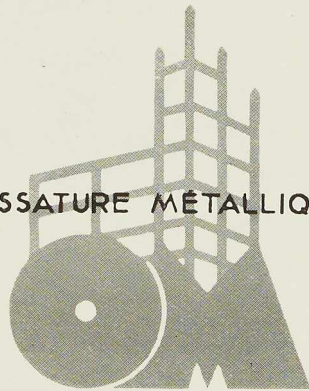
S. P. R. L.

30-40, RUE DE L'ABONDANCE, BRUXELLES (3)

CHARPENTES ET OSSATURES MÉTALLIQUES  
 MÂTS DE MONTAGE ET AUTRES,  
 PONTS FIXES ET ROULANTS  
 APPAREILS DE LEVAGE ET DE MANUTENTION



L'OSSATURE MÉTALLIQUE



touche régulièrement la grosse industrie  
 belgo-luxembourgeoise. C'est le meilleur  
 véhicule de publicité pour s'introduire  
 auprès des sociétés industrielles.  
 Pour projets de mise en pages, s'adresser  
 à l'Administration de la Revue,  
 38, boulevard Bischoffsheim, Bruxelles.  
 T é l é p h o n e 1 6 . 1 6 . 6 3.

LE PROCÉDÉ  
**ROVAL**

**R**  
**O**  
**V**  
**A**  
**L**  
**I**  
**S**  
**A**  
**T**  
**I**  
**O**  
**N**

le plus efficace contre  
**LA CORROSION**  
 des métaux ferreux  
 est basé sur le principe  
**D'IMPRÉGNATION**  
**ÉLECTROLYTIQUE**

- ▲ **pénétration absolue**
- ▲ **absence de couche**
- ▲ **protection inégalée**

Atelier de démonstration et de façonnage

DEMONSTRATION SUR RENDEZ-VOUS

**PROCÉDÉS ROVAL, S. A.**  
 Tél. 12.78.78 Rue du Boulet, 18, BRUXELLES

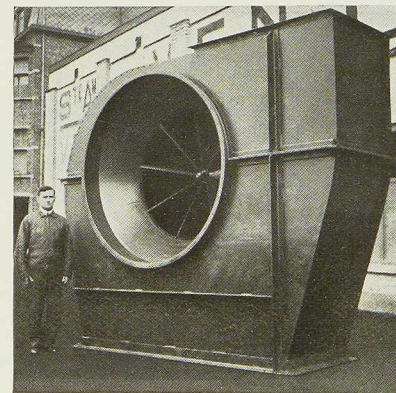
*Les Ateliers de Construction*

**Ventola**

S. A.

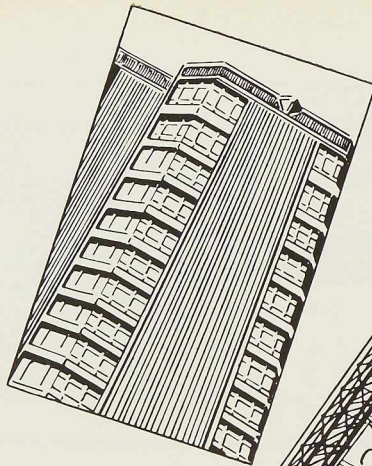
**GAND, 155, Haut-Chemin. Tél. 150.19**

VENTILATEURS · TOLERIE · AÉROTHERMES · SÉCHAGE  
 TRANSPORT PNEUMATIQUE · FILTRAGE · ETC. ETC.

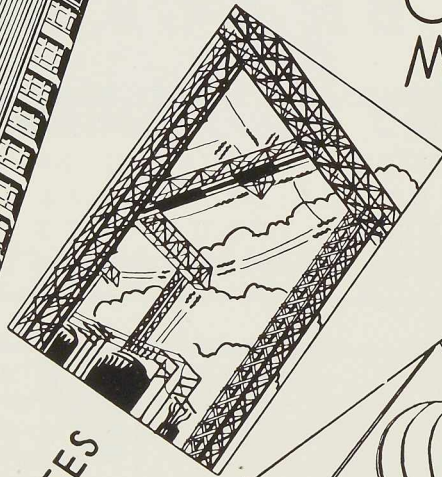




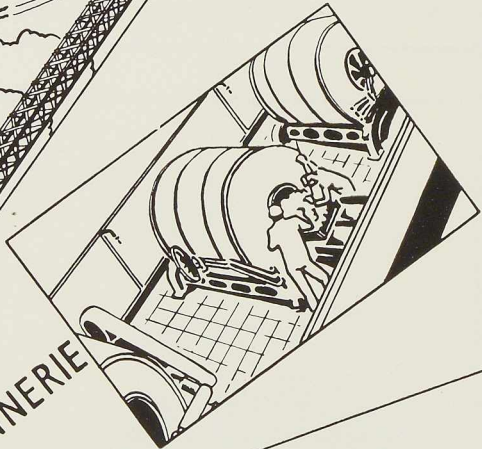
INDUSTRIES  
CHIMIQUES



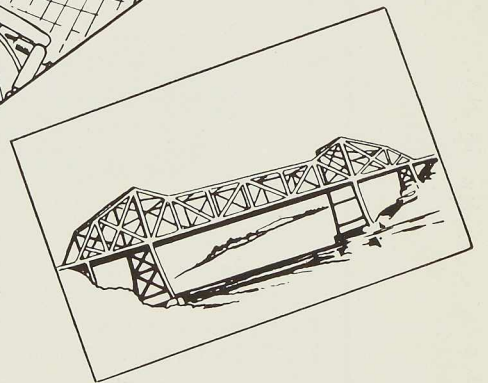
CHASSIS  
METALLIQUES



CHARPENTES



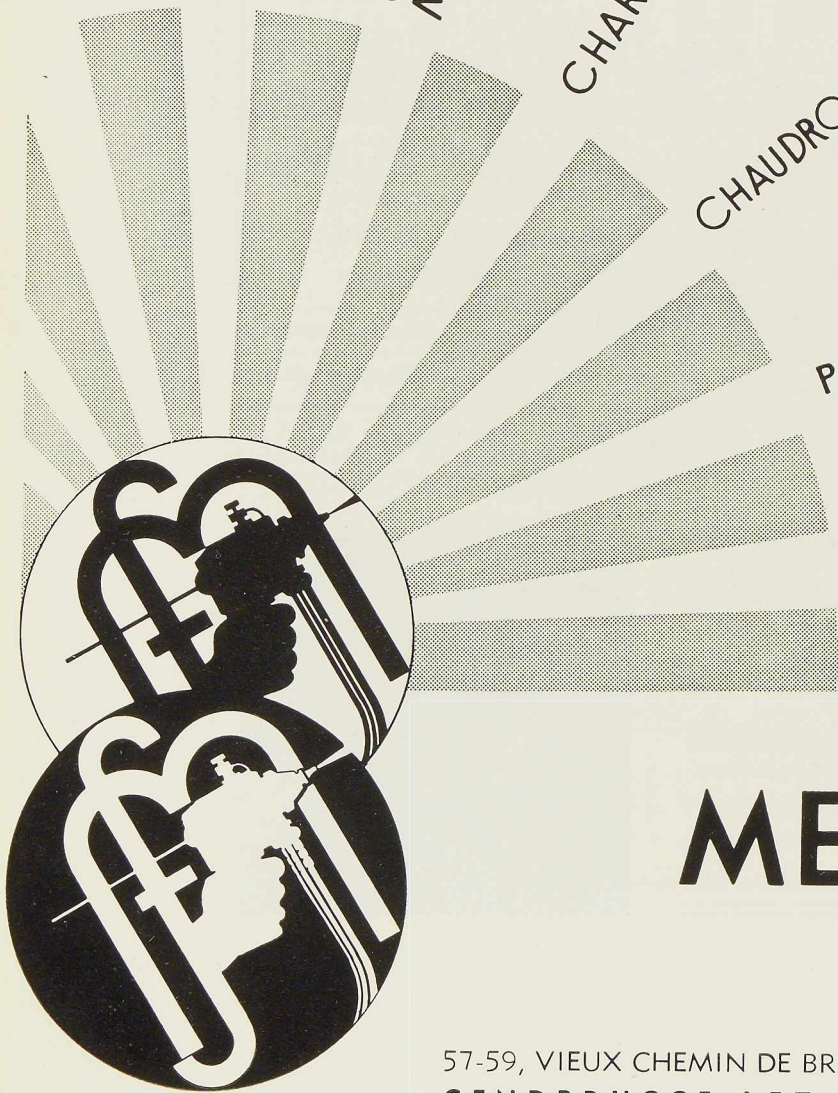
CHAUDRONNERIE



PONTS



PROTECTION  
RECHARGES, etc.



ZINC • ALUMINIUM  
PLOMB • ETAIN  
CUIVRE • BRONZE  
MONEL • ACIERS

etc.

# METALLISATION DES FLANDRES

57-59, VIEUX CHEMIN DE BRUXELLES  
GENDBRUGGE-LEZ-GAND

S. P. R. L.