

# REVUE UNIVERSELLE DES MINES

Organe de l'Association des Ingénieurs sortis de l'École de Liège A.I.Lg.

76<sup>e</sup> Année. N<sup>o</sup> du 1<sup>er</sup> Mars 1933

8<sup>e</sup> Série — Tome IX — N<sup>o</sup> 5

## LA CHARPENTE MÉTALLIQUE RIVÉE ET ENROBÉE DE L'INSTITUT DE CHIMIE ET DE MÉTALLURGIE DE L'UNIVERSITÉ DE LIÈGE (AU VAL-BENOÎT) <sup>(1)</sup>

par FERNAND CAMPUS, Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br., A. I. M.,  
Professeur à l'Université de Liège.

### INTRODUCTION

L'étude de cette charpente a été entreprise en automne 1929. Le montage a été commencé le 31 décembre 1930 et terminé en juin 1931. L'enrobage de béton a été achevé le 31 décembre 1931. Elle a été soumise avant et après enrobage à des essais conduits scientifiquement. Il est donc permis actuellement de faire, en toute connaissance de cause, un rapport très complet sur cette construction.

J'ai exposé ailleurs <sup>(2)</sup> les raisons pour lesquelles on a eu recours à la charpente métallique pour l'ossature de la majeure partie de l'Institut de Chimie et de Métallurgie.

Le programme du bâtiment comportait des conditions techniques sortant de l'ordinaire. Pour les laboratoires principaux, une largeur libre intérieure de 15 mètres était imposée, sans supports intermédiaires. Pour des raisons d'éclairage et de disposition des tables de laboratoire, l'écartement des fermes était fixé à 6 mètres. Les planchers devaient pouvoir supporter une surcharge générale d'environ 750 kg/m<sup>2</sup> et permettre d'édifier en n'importe quel endroit des cloisons ou autres constructions. Des surcharges exceptionnelles étaient à prévoir pour des fours métallurgiques, des machines pour les laboratoires, etc. Les fermes principales devaient avoir, de la sorte, des portées axiales de 16 mètres et être capables de supporter pour chaque poutre une charge totale (y compris les surcharges) d'environ 6000 kg par mètre courant, soient 90 tonnes par étage. Certaines fermes devaient d'ailleurs être exceptionnellement écartées des autres (jusqu'à huit mètres). Ces fermes de 16 mètres sont disposées aux ailes latérales.

Le corps principal du bâtiment a des fermes espacées de 4 m seulement, mais dont la portée entre axes des colonnes atteint encore 11 mètres.

Dans sa majeure partie, le bâtiment a quatre étages au-dessus du sol. Les planchers sont distants de 5 m. Il y avait quelque danger que des salles de 15 m de largeur et d'une grande longueur parussent basses et il fallait, malgré les grandes portées et les lourdes charges, réduire le plus possible la hauteur des poutres des planchers, sans rendre ceux-ci trop flexibles, eu égard à la faculté d'y établir partout des cloisons.

Or, un premier calcul d'avant-projet de fermes en béton armé, constituées comme des cadres étagés, donnait des dimensions de colonnes et de poutres très fortes. Il n'y aurait pas eu plus de 3,70 m de hauteur disponible sous les poutres et il eût fallu augmenter les hauteurs des étages de 0,50 m.

En outre, l'emploi du béton armé se recommandait peu pour les colonnes parce que celles-ci devaient être entourées de briques pour des raisons d'architecture. Or, les dimensions des colonnes étaient déjà très massives. Les piliers maçonnes auraient donc eu une apparence de lourdeur. Si le béton avait pu demeurer apparent, il se peut que l'on se serait prononcé en sa faveur, quitte à augmenter les hauteurs d'étages. Mais, étant données les circonstances, l'on se décida en faveur de la charpente métallique enrobée pour le corps de logis principal et les deux ailes latérales, malgré le nombre modéré d'étages, ceci en raison des grandes portées, des fortes charges et des hauteurs relativement faibles d'étages. Par contre, tous les éléments intérieurs dans les cours, à savoir les deux auditoriums superposés de 12,50 m de portée et de 10 m de hauteur, ainsi que toutes les annexes et les galeries de liaison très importantes entre les ailes, furent faits en béton armé, d'ailleurs conservé apparent, les panneaux étant remplis de maçonnerie de briques.

Les raisons techniques du choix de la charpente métallique imposaient la recherche des dimensions minima, surtout pour la hauteur des poutres. On

<sup>(1)</sup> Communication présentée à la séance du 28 mai 1932 de la Section de Liège de l'A. I. Lg. et à l'Association belge, pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux, le 4 juin 1932.

<sup>(2)</sup> Les nouveaux instituts universitaires du Val-Benoît. Conférence faite à la section de Liège de l'A. I. Lg. le 21 mars 1931. Extrait de l'*Annuaire de l'A. I. Lg.*, fasc. 3 et 4 de 1931.

résolus d'appliquer à la charpente métallique le principe des cadres continus étagés, à nœuds absolument rigides. On parvint à obtenir de la sorte des dimensions extrêmement faibles, qui paraîtraient même téméraires si les essais effectués ne les justifiaient largement.

Malgré l'enrobage, l'épaisseur totale des poutres ne dépasse jamais 78 cm et la hauteur libre des étages reste supérieure, après pose du dallage, à 4,16 m.

On peut considérer que la charpente métallique a permis de la sorte un gain de 2 m de hauteur en moyenne sur l'ensemble du bâtiment. D'autre part, les colonnes n'ont, après enrobage, que 0,95 m d'épaisseur sur 0,50 m de largeur.

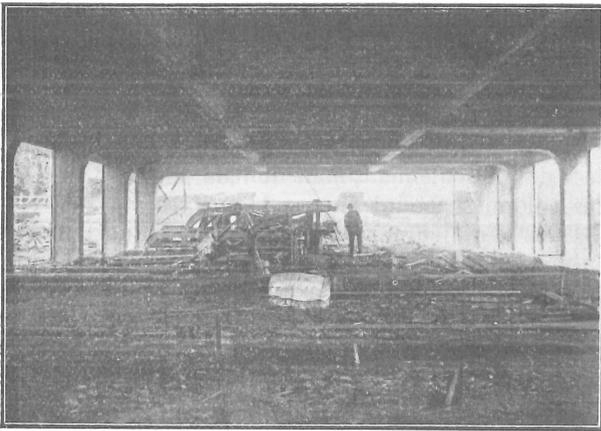


Fig. 1.

(1) Là aussi, un bénéfice d'épaisseur a été réalisé, qui se traduit par une diminution appréciable de la surface couverte. De l'ensemble, il résulte une diminution de volume bâti d'environ 15%. Cette diminution compense largement la dépense supplémentaire provoquée par la charpente métallique — dont le marché fut passé à une époque où les prix étaient encore assez élevés. Elle se répercute sur les dépenses permanentes d'utilisation du bâtiment. Enfin, l'ossature métallique a conféré au bâtiment plutôt trapu et dont l'aspect eut aisément été lourd, un caractère de légèreté qui avantage son architecture.

Les essais ont montré qu'après enrobage, la carcasse métallique forme avec les planchers en béton armé une construction vraiment inébranlable. Il est apparu que les conditions de charge imposées peuvent être considérablement augmentées en toute sécurité, tant en ce qui concerne les fatigues que par rapport aux déformations, malgré les hauteurs très faibles des nervures et leur grand espacement. Ces dimensions donnaient un aspect frappant aux grandes salles avant la construction des cloisons intérieures (fig. 1). C'est dire que la solution adoptée permet de remplir complètement les desiderata

(1) Un avantage particulier des colonnes métalliques, conservant après enrobage la section en double té, a été, eu égard à la destination du bâtiment, le placement facile d'une grande quantité de canalisations dans les échancrures des doubles tés.

des promoteurs, même dans une mesure supérieure à ce qu'ils avaient prévu, à savoir, disposer à chaque étage de grandes surfaces de planchers sur lesquelles on peut établir n'importe quel arrangement de cloisons, appareils, surcharges, etc., sans être lié définitivement par leur répartition initiale.

## PREMIÈRE PARTIE

### DESCRIPTION ET EXÉCUTION DES TRAVAUX

#### Description sommaire de l'Institut

Les plans de l'Institut sont l'œuvre de M. A. Puters, ingénieur-architecte, professeur d'Architecture civile à l'Université de Liège.

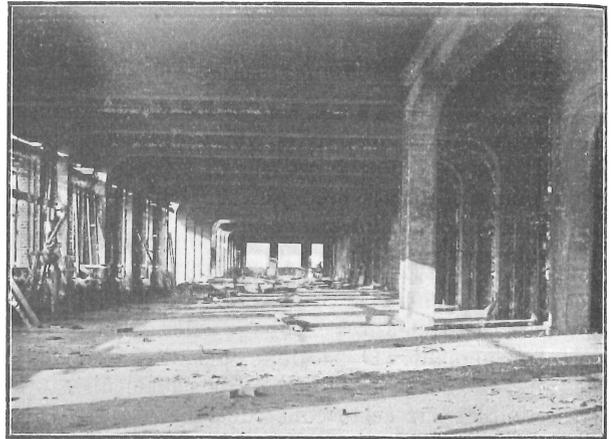


Fig. 1bis.

Le bâtiment est situé en bordure d'une nouvelle rue reliant la rue du Val-Benoît au quai de Rome prolongé. Ces trois voies sont situées sur des digues, dont la cote moyenne est 65,50, dominant ainsi le terrain naturel, qui est situé vers la cote 63,00.

La partie Nord-Ouest du terrain était constituée par un vrai marécage, provenant d'anciennes exploitations de terre à briques, appelé Champ de glace et recevant des eaux de la colline de Cointe, qui s'élève de l'autre côté de la rue du Val-Benoît. Ce marais était remblayé dans la partie centrale et vers la Meuse par des déchets et décombres urbains.

Au Sud et dans l'angle Sud-Est, à l'emplacement de la nouvelle rue, le terrain était occupé sur une grande étendue par un terril d'un charbonnage voisin.

Le bâtiment comporte un corps principal de 100 m de longueur, parallèle à la nouvelle rue, et deux ailes latérales de 78 m de longueur. L'espace intérieur de cet  $\square$  comporte les deux grands auditorios superposés, reliés aux ailes latérales par des galeries couvertes. Au delà, les 2 ailes latérales sont réunies par une aile de liaison de 9 m de largeur. Enfin, l'ouverture de l' $\square$  est presque entièrement barrée par une halle de fonderie (fig. 2).

Le bâtiment principal a quatre étages dans la moyenne partie de son étendue. Les entrées latérales sont dominées par un cinquième étage, tandis que l'entrée principale, en avant-corps, est flanquée

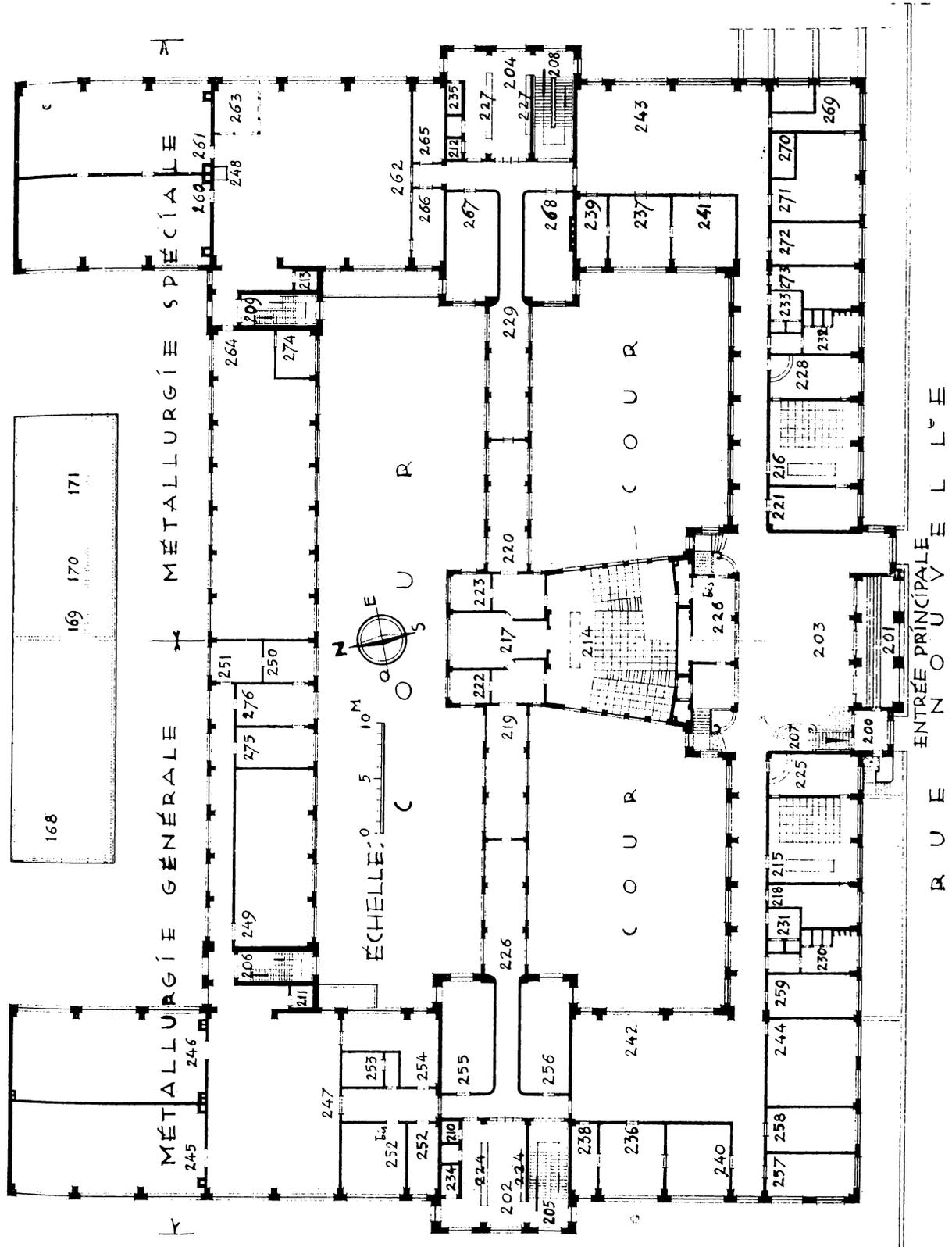


Fig. 2. — Université de Liège. Institut de Chimie et de Métallurgie. Plan du rez-de-chaussée.

d'une tour-horloge de 30 m de hauteur. L'étage inférieur est au niveau du terrain naturel et situé donc en contre-bas de la voirie. Il fait donc office de sous-sol, bien qu'il soit éclairé normalement presque partout.

de hauteur ; les galeries sont à quatre étages et l'aile de liaison, primitivement prévue à trois étages, a été surélevée en cours de construction d'un étage supplémentaire. La halle de fonderie n'a qu'un étage, au niveau du sol.

Les deux auditorios forment un massif de 25 m

Il résulte de renseignements donnés par le Corps

des Mines que le terrain, sous lequel ont été effectués les travaux miniers, est susceptible de subir encore de légers affaissements. Pour cette raison, l'ensemble de l'édifice a été subdivisé en 18 blocs indépendants, séparés par des joints complets.

En principe, les ailes latérales et de liaison sont réservées aux laboratoires, le corps principal aux petits auditoires, aux cabinets des professeurs et services généraux. Les quatre cours principaux auxquels est réservé cet édifice : chimie analytique, chimie industrielle, métallurgie générale et sidérurgie, métallurgie spéciale, auxquels est venu s'ajouter plus tard le cours de chimie physique, sont distribués séparément par ailes et étages.

Le corps principal et les ailes latérales ont une ossature métallique. Les façades extérieures et intérieures sont en briques de qualité et d'aspect artistique. L'ossature métallique est entièrement masquée et ne se révèle plus que par l'abondance des grandes baies et les lignes droites, principalement horizontales, de l'architecture. Des cordons et seuils de pierre de taille rehaussent la façade.

Les auditoires et toutes les ailes internes de la cour ont une ossature apparente en béton crépi, à remplissage en briques de même choix que celles des façades. Les toitures-terrasses en béton sont rendues étanches par une chape d'asphalte, recouverte d'un carrelage en céramique ordinaire. Le

volume bâti total du bâtiment s'élève à environ 90.000 m<sup>3</sup>, la surface couverte totale atteint environ 5000 m<sup>2</sup>. Son point le plus haut s'élève à 30 m au-dessus du sol.

Les ailes latérales des laboratoires ont 15 m de largeur interne libre. Pour la disposition particulière des tables de chimie, on a proscrit les colonnes intermédiaires. A d'autres endroits, ces grandes salles ont été divisées par des cloisons, mais ainsi qu'il a été dit, ces cloisons peuvent être abattues et leur répartition modifiée ultérieurement, sans qu'aucun obstacle s'y oppose. Bref, chaque étage constitue, en principe, un immense plateau, sans obstacle, sauf dans les trois entrées, qui comportent des colonnes intermédiaires, d'ailleurs encore très espacées.

### Description et conception générales de la charpente métallique

L'ossature a été unifiée autant que possible. Elle comporte cependant, pour les nécessités architecturales, différents types de fermes (fig. 3).

Les plus nombreuses sont les fermes du type A. Elles ont deux poteaux extérieurs et quatre étages, soit une hauteur totale d'environ 20 m.

Les colonnes sont formées d'âmes de 12 mm d'épaisseur en général (10 mm seulement pour 4 fermes), la hauteur des âmes est de 750 mm. Les aîles sont formées de cornières de 120 × 120 × 13 (11

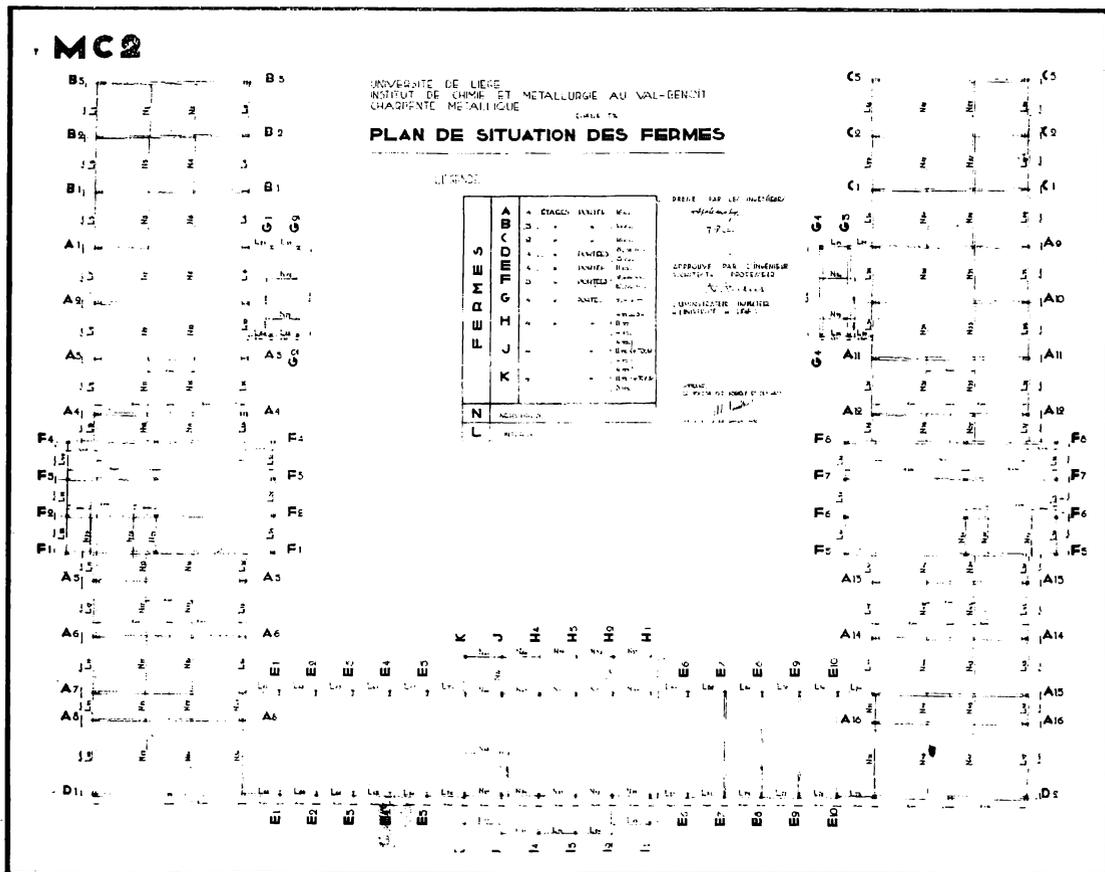


Fig. 3.

d'épaisseur pour les 4 fermes précitées) et de plats de  $300 \times 12$  (ou  $300 \times 10$ ), en nombre variant de 1 à 4 pour chaque aile.

Les poutres sont formées de poutrelles Grey à larges ailes, des types D. I. L. 60, D. I. N. 55, D. I. L. 47,5, D. I. N. 42,5 et D. I. L. 30, dont la hauteur varie de 600 à 300 mm.

Ces fermes sont au nombre de 16.

Les fermes du type B ne diffèrent des précédentes que parce qu'elles ont un étage en moins. Elles sont formées des mêmes éléments que les fermes A et sont au nombre de 3.

Les fermes du type C ont la même portée, mais deux étages seulement. Il y en a 3 également et les éléments sont les mêmes que ceux des fermes des types précédents. Les largeurs des âmes des colonnes ont été conservées constantes et égales à 750 mm en vue de la pose des canalisations intérieures; il eût été possible de réduire cette dimension pour les fermes B et C de même que pour certaines du type A.

Les espacements des fermes B et C entre elles et des voisines sont de 6 m. Les espacements des fermes A entre elles et des voisines sont en général de 6 m, toutefois, l'écartement atteint 8 m à la jonction des ailes latérales et du corps principal et descend à 3 m aux abords des entrées latérales. Les fermes A, B et C sont entièrement rivées.

Il y a deux fermes spéciales D, à trois colonnes et à 4 étages, qui sont placées dans l'alignement de la façade principale et constituent, au point de vue de la fonction organique de l'ossature, les pans terminaux des ailes latérales. Ces fermes ont été établies à trois colonnes par raison d'économie, la colonne intermédiaire étant masquée par la façade.

La raison pour laquelle on a conservé, aux extrémités opposées des ailes latérales, des fermes à deux colonnes est de permettre l'abatage des pignons de remplissage sans obstacle intérieur en cas d'extension future. Les colonnes extérieures des fermes D sont formées d'âmes de  $300 \times 10$ , de cornières de  $110 \times 110 \times 10$  et de plats de  $280 \times 10$ , un pour chaque aile. La colonne intermédiaire ne diffère que par l'addition d'un plat à chaque aile. Les poutres des fermes D sont des poutrelles de  $425 \times 163$  du profil normal; les portées entre axes des colonnes sont 8,00 et 8,20.

Ces fermes sont partiellement boulonnées, seuls les assemblages d'atelier sont rivés. Ces fermes contiennent de petits potelets de raidissage des trumeaux de fenêtres.

Les fermes E sont celles du corps principal. Elles sont au nombre de 10 et elles ont 11 m de portée entre axes; elles ont quatre étages. Les colonnes sont extérieures, elles ont des âmes de  $550 \times 12$ , des cornières de  $100 \times 100 \times 12$  et des plats de  $250 \times 12$ , au nombre de 2 au maximum pour chaque aile. Les poutres sont des poutrelles du profil normal de  $475 \times 178$ . Ces fermes, espacées de 4 m, sont entièrement rivées.

Les fermes F sont au nombre de 8, par moitié pour chaque entrée latérale. Elles ont cinq étages. Elles ont trois poteaux, écartés entre axes de 9,674

et 12,776. Le poteau extérieur a une âme de  $300 \times 12$ , des cornières de  $120 \times 120 \times 13$  et un plat de  $300 \times 12$  à chaque aile. La colonne intermédiaire a une âme de  $380 \times 12$ , des cornières de  $120 \times 120 \times 13$  et 3 plats de  $300 \times 12$  au maximum à chaque aile. La colonne intérieure a une âme de  $350 \times 12$ , les mêmes cornières que ci-dessus et 3 plats de  $300 \times 12$  au maximum à chaque aile.

Les poutres sont des poutrelles Grey D. I. N. 40 pour la grande portée et D. I. N. 30 pour la petite. Ces fermes sont espacées de 4,00, rivées à l'atelier et boulonnées sur le chantier.

Les fermes G, au nombre de 4, servent à assurer le raccordement avec l'aile de liaison et à constituer les cages de deux escaliers de service. Elles sont à deux colonnes, distantes de 9,476 d'axe en axe; elles ont quatre étages. Les colonnes ont des âmes de  $320 \times 12$ , des cornières de  $110 \times 110 \times 12$  et deux plats de  $280 \times 12$  au maximum à chaque aile. Les poutres sont des poutrelles du profil normal de  $425 \times 163$ . Ces fermes sont complètement rivées. La poutre inférieure reçoit l'attache d'un tirant de support du premier palier de l'escalier.

Les fermes H, au nombre de 4, servent à l'entrée principale. Leur hauteur est variable et atteint au maximum 22 mètres. Elles ont 4 colonnes, distantes entre axes, de 4,00, 11,00 et 4,00 m.

Les deux colonnes extrêmes ont des âmes de  $230 \times 10$  et des cornières de  $100 \times 100 \times 12$ . Les colonnes intermédiaires ont des âmes de  $320 \times 12$ , des cornières de  $100 \times 100 \times 12$  et trois plats de  $250 \times 12$  au maximum à chaque aile.

Les poutres sont du profil normal de 300 de hauteur pour les petites portées et du profil normal de 475 pour la grande portée. Les fermes sont espacées de 4,00. Elles sont partiellement rivées et partiellement boulonnées (sur le chantier).

Pour terminer l'entrée principale et supporter la tourelle d'angle, deux fermes spéciales J et K ont été nécessaires. Elles ne diffèrent des fermes H que par les dispositions imposées par la tourelle. Les éléments qui les composent sont analogues à ceux des fermes H.

La tourelle elle-même domine les terrasses d'environ 10 m de hauteur. Elle comporte des éléments très simples et peu importants, dans le détail desquels il paraît superflu d'entrer.

Ainsi qu'il a été dit, ces diverses fermes ont été conçues et calculées comme des cadres continus étagés, c'est-à-dire dont les poteaux et les poutres sont rigidement liés entre eux par des assemblages peu déformables, produisant des encastresments mutuels de ces éléments les uns par rapport aux autres.

J'ai résumé dans un mémoire présenté au Congrès international de la construction métallique à Liège en 1930 (1) une méthode de calcul de ces constructions

(1) Campus, Lemaire et Spoliarsky. — Les gratte-ciel à carcasse métallique. Rapport n° 26, question VII/f. Cette méthode avait été établie en 1927 et était au point en 1929 pour l'application pratique.

continues, basée sur le fait que la rigidité des assemblages ou nœuds oblige les déformations élastiques angulaires des barres qui convergent en ces nœuds d'y être égales. Il résulte de ces liaisons rigides des moments de flexion dans les barres au voisinage de leurs extrémités, moments dont l'ordre de grandeur caractérise précisément le degré d'encastrement.

L'encastrement a comme conséquence une économie importante sur les barres de la construction par rapport aux poutres à appuis simples. En effet, toutes choses égales d'ailleurs, pour une même surcharge uniforme complète, à égalité de tension maximum au milieu et de flèche maximum, une poutre encastree peut avoir un module de flexion trois fois moindre et un moment d'inertie cinq fois moindre qu'une poutre simplement appuyée.

La condition indispensable pour assurer ces bénéfices est d'établir des nœuds d'assemblage très rigides. Par suite de l'existence aux appuis de moments fléchissants de signes contraires de ceux de la zone médiane de la poutre, l'utilisation de la matière est considérablement améliorée.

Lorsque le degré d'encastrement est élevé, le moment est plus fort aux appuis qu'au milieu. Mais si l'on renforce suffisamment les nœuds, jusqu'aux points où les moments sont égaux et de sens contraire aux moments maxima de la zone médiane, la partie majeure de la poutre, comprise entre ces points, peut être dimensionnée en vue de ces moments de la zone médiane, c'est-à-dire avec le degré d'économie défini ci-dessus.

On pourrait objecter que cet avantage a comme contrepartie de la flexion dans les poteaux. En réalité, cette flexion est modérée en regard de l'action principale de compression. Ensuite, on ne peut, en charpente ordinaire, éviter l'excentricité de l'attache des poutres par rapport aux colonnes, non plus que la flexion due au vent. Pour les colonnes intermédiaires entre deux travées, les moments se neutralisent et les colonnes sont presque soumises à compression simple. Bref, la flexion des colonnes n'altère pas sensiblement les conclusions précédentes.

Au point de vue de la réalisation du principe, le point principal est la constitution des nœuds d'assemblage. J'ai exposé dans un mémoire précédent les études et essais effectués <sup>(1)</sup> en vue de déterminer les formes des nœuds.

Je renvoie pour plus de détails à ce mémoire ; j'indique simplement que l'assemblage adopté en suite de nos recherches comporte un gousset à bords courbes bordé d'ailes cintrées. La figure 4 représente le dispositif de principe d'un tel nœud, d'après les plans d'exécution.

Les calculs ont été effectués en considérant les charges fixes et de poids mort ; des surcharges de 500 kg/m<sup>2</sup> des planchers de tous les étages, en les disposant des manières les plus défavorables et en tenant compte de la continuité des dalles ; enfin un

effort du vent de 75 kg/m<sup>2</sup> de surface verticale du bâtiment. Le taux de travail maximum admis est de 14 kg/mm<sup>2</sup>, l'acier devant répondre aux conditions normales du cahier général des charges de l'Etat Belge.

Ces conditions sont pour l'acier de construction :

Résistance à la rupture : 42-50 kg/mm<sup>2</sup>.

Allongement : 20-24%.

Produit de la résistance à la rupture par l'allongement : 1000.

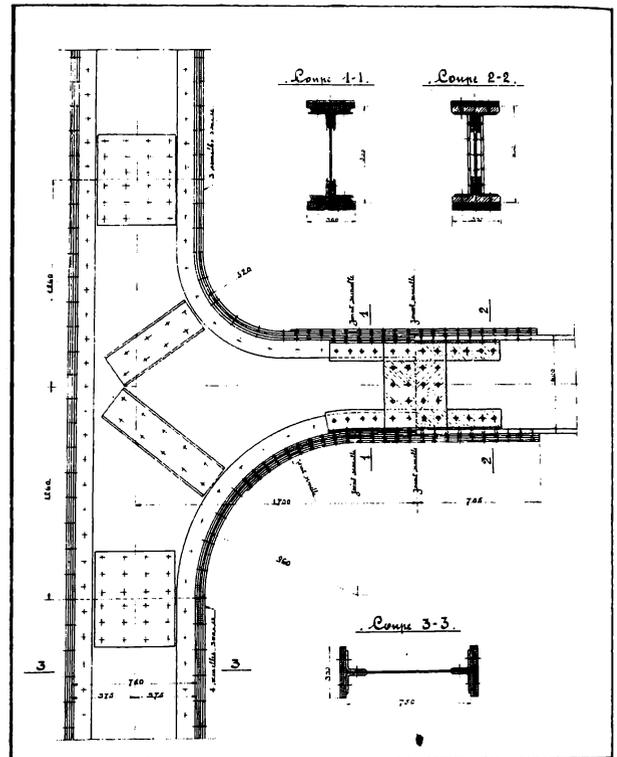


Fig. 4. — Nœud type de la charpente métallique de l'institut de chimie et métallurgie au Val Benoit.

Les épreuves de réception comportent en outre l'essai de pliage à froid, de trempe et de perçage à froid et à chaud ; essais technologiques certes, mais qui inspirent grande confiance aux constructeurs.

Pour l'acier à rivets, les conditions sont :

Résistance à la rupture : 38 kg/mm<sup>2</sup>.

Allongement : 28%.

En outre, les essais technologiques suivants étaient prévus : pliage à froid, pliage après trempe, écartement de la tête à froid, aplatissement de la tête au rouge et essai d'inclinaison de la tête à 45°. Ces essais, quoique peu scientifiques et peut-être discutables pour certains d'entre eux, ont cependant le mérite d'être assez sévères et de pouvoir servir de garant de la régularité de fabrication.

D'une manière générale, toutes les fournitures, provenant d'usines métallurgiques belges et luxembourgeoises, ont très bien satisfait aux conditions du cahier des charges.

<sup>(1)</sup> Etudes et essais relatifs aux nœuds de charpente. Communication faite à l'A. B. E. M., le 11 mai 1932, R. U. M., fasc. 1<sup>er</sup> et 15 janvier et 1<sup>er</sup> février 1933.

Le poids total de l'ossature s'est élevé à 1.816.888 kg, ce qui revient à 28,7 kg par m<sup>3</sup> du volume bâti correspondant. Dans l'appréciation de ce chiffre caractéristique, il faut tenir compte des grandes portées, des grands espacements et des lourdes charges.

### Dispositions spéciales des fermes

Les dimensions précédemment indiquées des divers types de fermes résultaient principalement du calcul ; elles ont été appropriées dans certains cas pour des raisons de construction ou eu égard à la destination du bâtiment. Les principales particularités de ces fermes résident dans les nœuds et les joints d'assemblage et dans les embases.

On remarque les points suivants en ce qui concerne les nœuds d'assemblage (fig. 4). La courbe supérieure est plus petite que la courbe inférieure, afin qu'elle puisse se loger dans les épaisseurs prévues pour les paiements, plinthes courbes et maçonneries enduites. Elle n'est donc pas apparente après achèvement du bâtiment. La courbe inférieure est vue ; elle assure un raccordement satisfaisant entre les colonnes saillantes et les saillies des poutres enrobées sous les faux plafonds suspendus aux hourdis.

Ces courbes sont toutes identiques pour tous les nœuds, en vue de simplifier le travail. Dans le projet mis en adjudication, ces courbes étaient hyperboliques. Le constructeur, ayant eu primitivement l'intention d'employer des machines à cintrer, demanda et obtint que le profil des courbes fut rendu circulaire. Cette forme est cependant peu rationnelle (voir étude des nœuds, op. cité). Les goussets interrompent les âmes des colonnes, qui y sont assemblées par couvre-joints. Les assemblages des poutres et des goussets étaient prévus, dans le projet primitif, avec découpe des joints d'âmes et d'ailes. Le constructeur demanda et obtint d'établir un joint complet, en vue de la facilité du transport et du montage. En même temps, il fut décidé de réduire la distance des joints aux axes des colonnes à 1,60 au lieu de 1,70, de telle sorte que l'envergure des nœuds doubles (des colonnes intermédiaires) ne dépassât pas 3,20, limite autorisée pour les transports par chemin de fer. Les colonnes présentaient déjà par ailleurs pour le transport des longueurs exceptionnelles. Les couvre-joints étaient mis en place sur le chantier. Pour le détail, les divers types de nœuds de la charpente ont été définis dans l'étude spéciale précitée.

Les embases des colonnes présentent aussi quelques particularités. Elles comportent une plaque de base, de surface convenable, en tôle de 20 ou de 24 mm, assemblée à la partie inférieure des colonnes par des cornières. De forts goussets triangulaires, placés dans les prolongements de l'âme et des ailes des colonnes, raidissent cette plaque, qui est en plus bordée de cornières raidisseuses à la face supérieure (fig. 5). A la face inférieure, deux cornières sont rivées perpendiculairement à l'âme de la colonne et dans le plan de symétrie à la base. Ces cornières pénètrent

dans une entaille du bloc de fondation et servent à empêcher toute translation de la base de la colonne. Ces embases sont très rigides. Elles ne comportent aucun dispositif d'ancrage, ce qui se justifie comme suit.

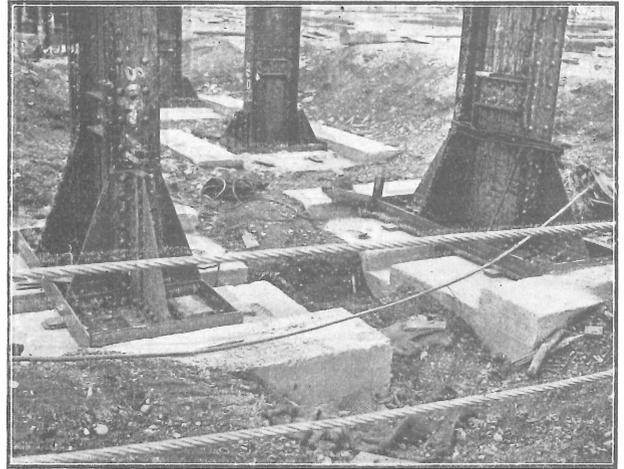


Fig. 5.

A la base, les colonnes subissent principalement de fortes compressions. Les moments fléchissants, calculés cependant dans l'hypothèse de l'encastrement parfait, sont faibles et correspondent à une excentricité peu importante de la réaction dans la surface de l'embase. Il en résulte que des compressions s'exercent dans toute l'étendue de celle-ci, sans tendance à la traction. Au point de vue de la résistance de la charpente, des tirants sont donc superflus.

Le constructeur avait la latitude d'en placer s'il le jugeait nécessaire pour le montage. Il ne l'a pas jugé utile. Cette décision a été justifiée par l'expérience et l'absence d'ancrages, loin d'être défavorable, a plutôt facilité le montage. Les raisons en seront exposées plus loin.

En façade, les fermes ont été reliées, aux niveaux des planchers, par des poutrelles (profil normal) formant linteaux au-dessus des baies. En outre, les poutres des fermes A, B et C, de 16,00 m. de portée, ont été reliées à chaque étage par deux files de longrines écartées de 5,00 m. Ces longrines sont en poutrelles de profil normal. Les colonnes intermédiaires des fermes des entrées principale et latérales ont été de même reliées par des longrines situées aux niveaux des étages ou des paliers d'escaliers. Toutes ces poutrelles étaient interrompues aux jonctions avec les fermes ; les assemblages se faisaient par doubles cornières en général ou par rivetage sur les ailes des colonnes, lorsque cela était possible pour les linteaux.

Pour les deux files de longrines entre fermes de 16 m, des plats de continuité réunissaient les ailes supérieures de deux longrines contiguës au-dessus de l'aile de la poutre de ferme. Tous ces assemblages étaient faits par boulons ordinaires. Selon les constatations faites lors des essais, il semble que de

pareils assemblages soient incapables de produire une continuité effective et laissent subsister des jeux dans les liaisons. Il est à remarquer qu'il n'y a pas de longrines entre les poutres pour toutes les portées inférieures à 16 m.

Aux niveaux des terrasses et à la jonction des diverses parties du bâtiment, des différences de hauteur ont exigé d'avoir recours parfois à des assemblages spéciaux d'abouts de longrines ou de lin-teaux ; il en a été de même pour l'attache de certaines



Fig. 6.

poutrelles de paliers d'escaliers. La figure 6 montre un exemple d'un tel assemblage. Il est superflu de décrire tous ces assemblages spéciaux, qui ont été tous établis en vue d'assurer une résistance suffisante, une bonne transmission des efforts et une construction simple.

Les assemblages ont été en majeure partie réalisés au moyen de rivets. Il a été employé 177.178 rivets de 22 ou 24 mm. Le rivetage a été sévèrement surveillé, surtout sur le chantier, où il a été opéré au marteau pneumatique. Il a été exécuté à la perfection. Il a été reconnu que les poutrelles à larges ailes facilitent considérablement le rivetage, tant par suite de la largeur des ailes que du fait du parallélisme des faces des ailes. L'obliquité des faces internes des ailes des poutrelles à profil normal et leur exigüité a donné lieu à quelques difficultés, que le constructeur a voulu résoudre d'abord en plaçant des boulons à têtes spéciales. Finalement, le rivetage a constitué la solution pratique, les riveurs étant parvenus à exécuter convenablement des têtes obliques.

Des boulons cylindriques tournés ont été employés en nombre assez grand, notamment pour les joints des colonnes des fermes à plusieurs travées et pour les joints des poutres des mêmes fermes, donc pour les fermes D, F, H, K et J. Le diamètre de ces boulons était de 25 ou 23 mm.

Le bon remplissage des trous par ces boulons chassés au marteau et leur serrage énergique ont été sérieusement contrôlés ; ces assemblages ont donné satisfaction autant que la rivure. Il a été fait usage au total de 38.583 boulons. L'emploi de boulons bien

ajustés et serrés peut, d'après les essais, être considéré comme équivalent à celui de rivets. Le choix de l'un ou de l'autre mode d'assemblage est une question de cas concret, mais nous pensons que le rivetage est en règle générale plus économique et il tolère un aléage moins rigoureux que le boulonnage.

### Fondations de la charpente métallique

Par suite de l'emploi d'une ossature à grandes portées et grands espacements des fermes, la transmission au sol des charges mortes et des surcharges se fait en un nombre relativement restreint de bases de colonnes, où se concentrent des réactions très considérables, de plusieurs centaines de tonnes. Il en résulte que les fondations doivent être également discontinues et disposées de manière à supporter sans déformations appréciables des forces importantes, non seulement verticales, mais même horizontales, par suite de la forme en portique des fermes et aussi des effets du vent.

La description sommaire du site de l'institut a montré que le terrain était très défavorable. Les sondages auxquels nous avons fait procéder au début de 1930 ont donné les résultats moyens suivants :

dans la partie Est remblayée :

|                 |               |
|-----------------|---------------|
| Remblai         | 63,00         |
| Limon .....     | 61,50         |
| Gravier .....   | 59,00         |
| Niveau de l'eau | 60,30 environ |

dans la partie Ouest marécageuse :

|                       |               |
|-----------------------|---------------|
| Limon argileux .....  | 61,50         |
| Gravier .....         | 57,00         |
| Niveau de l'eau ..... | 61,20 environ |

En toute hypothèse, il apparaissait nécessaire de descendre les fondations jusque dans le gravier, que les sondages révélaient comme très résistant et suffisamment puissant.

Partout le niveau du gravier se trouvait sous celui de la nappe phréatique. Toutes ces caractéristiques s'accommodaient le mieux d'un projet de fondation sur massifs isolés et profonds. Un tel projet fut établi, comportant sous chaque colonne une vraie pile en béton descendant de 0,50 m dans la couche de gravier. En aucun cas, la fatigue maximum sur le sol de fondation ne devait dépasser 4,500 kg/cm<sup>2</sup>. Ces blocs auraient exigé des fouilles dont la profondeur variait de 6,50 à 4,50 m, le fond étant à une profondeur variant de 4,70 à 1,80 m sous le niveau de l'eau. Eu égard à ces circonstances, il nous paraissait que des systèmes spéciaux de fondation, notamment des pieux moulés *in situ*, pourraient être plus économiques.

Nous avons donc, dans le cahier des charges de l'adjudication, permis l'introduction de contre-projets, en vue de l'établissement desquels nous donnions un tableau définissant complètement les réactions sous les bases des colonnes. Toutefois, en vue de procurer sous les bases des colonnes l'appui indéformable imposé par l'hypothèse de l'encastrement parfait et assurer sous ce rapport, avec une sécurité

parfaite, l'égalité des concurrents, il était prescrit que la partie supérieure des blocs de fondation du projet de l'Université devait être conservé sur une hauteur de deux mètres.

C'est dans ces conditions que la Compagnie internationale des Pieux Franki obtint l'adjudication, en ayant déposé l'offre la plus basse et satisfaisant aux conditions imposées. Cette offre comportait une nouveauté, l'emploi de pieux Franki obliques, employés pour la première fois dans un travail important. Ils avaient pour but de résister aux efforts horizontaux. Deux de ces pieux réunis sous un chapeau en béton armé ont été soumis à un essai de charge. Sous une charge verticale de 250 tonnes agissant sur les 2 pieux, ils n'ont pas subi d'enfoncement appréciable (1).

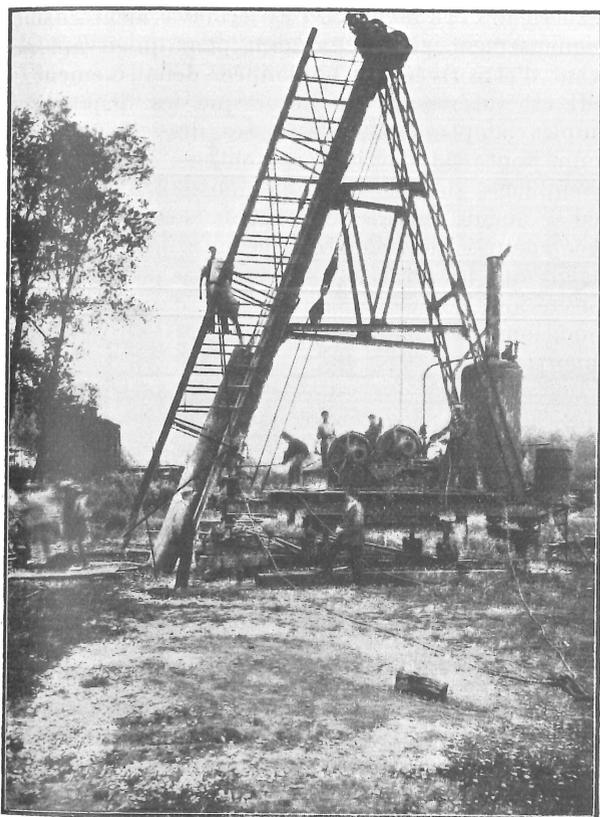


Fig. 7.

La charge admise pour les pieux s'élevait à 75 tonnes maximum. La figure 7 montre la machine à battre les pieux obliques en action. La figure 8 montre l'état de la grande fouille pour deux blocs contigus chargés chacun de 800 tonnes au maximum, à l'époque d'une crue précoce de la Meuse, et permet de se faire une idée des sujétions du travail.

La présence de l'eau n'était pas seulement une gêne pour l'exécution, mais constituait une menace pour la conservation des fondations. Le voisinage d'un terribil, d'un charbonnage en activité et le caractère stagnant des eaux du Champ de glace nous

avaient incités à faire analyser ces eaux. Nous avons constaté que les eaux de l'Est du terrain, en bordure de la Meuse, étaient en communication avec le fleuve. Il n'en était pas de même des eaux du marécage, qui se tenaient à une cote supérieure à celle des eaux du gravier. Ces eaux semblaient descendre de la colline de Cointe. Les résultats des analyses, effectuées par les soins de M. Batta, professeur à l'Université de Liège, prouvèrent que certaines de ces eaux étaient assez sulfatées et elles étaient mentionnées par M. Batta comme pouvant être agressives pour le béton. Nous nous préoccupâmes de nous garantir contre tout danger et, à la suite d'essais directs, nous prescrivîmes que le béton pour les fondations aurait la composition suivante : 800 litres de gravier 10/30, 400 litres de sable 0/5, 350 kg de ciment de laitier spécial et 100 kg de trass.

L'emploi de ce béton a donné toute satisfaction. Les essais effectués pendant l'exécution des travaux

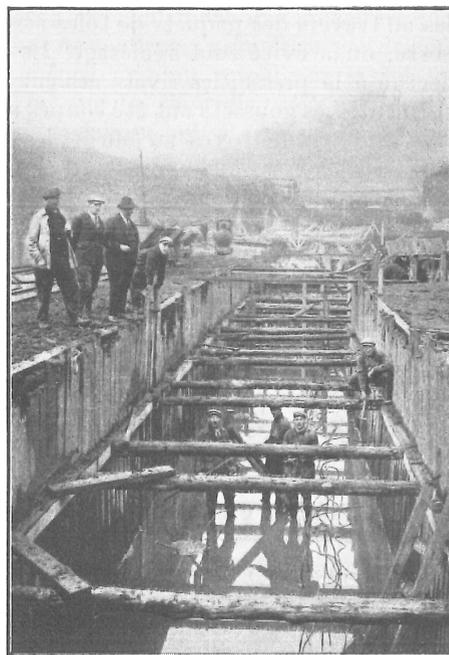


Fig. 8.

sur des cubes moulés, puis sur des éprouvettes sciées hors des blocs provenant du recépage des têtes de pieux ont prouvé que le béton était compact et résistant ; des essais de perméabilité ont montré son étanchéité. Des cubes d'essai, de compositions diverses, dont certains très poreux et gâchés au moyen de l'eau suspecte, ont été conservés partiellement immergés dans cette eau pendant deux années. Malgré la concentration de cette eau, son ascension capillaire et le dépôt de sel sur la surface, aucun bloc n'a manifesté de traces de corrosions appréciables et les résistances obtenues après deux années ont prouvé que ces bétons de ciment de laitier contenant des additions de trass ou de laitier moulu, ne semblaient pas susceptibles aux attaques des eaux du terrain du Val Benoît.

(1) Voir *La Technique des Travaux*, n° 5, mai 1931.

Les faces supérieures des blocs de fondation contenaient des alvéoles pour les plateaux de base et une rainure centrale pour les cornières disposées sous ces plateaux. Ainsi qu'il a été dit, il n'y avait pas de cheminées pour boulons d'ancrage.

### Construction de la charpente métallique

Le travail à l'usine a comporté le traçage et l'assemblage des colonnes, y compris les embases et les goussets d'assemblage, de même que la préparation des pièces et couvre-joints d'assemblages des poutres, linteaux et longrines.

Ces derniers éléments, constitués par de simples barres laminées, ont été expédiés directement du laminoir au chantier, après réception et forage des trous d'après les indications des plans ou d'après gabarit.

A l'usine, tous les trous de rivets ont été forés, bien que ce n'eût pas été prescrit au cahier des charges. Le forage a été effectué au moyen de foreuses multiples au travers des paquets de tôles assemblées. De la sorte, on a évité tout réalésage. Le rivetage s'est effectué à la presse, les rivets étaient chauffés électriquement. Les goussets ont été coupés au chalumeau oxyhydrique et nettoyés au burin ; les cornières courbes ont été cintrées à chaud sur des gabarits.

Le cahier des charges prescrivait que le nombre de joints de montage serait réduit au minimum. Le constructeur s'est conformé à cette prescription en construisant sans joint de montage toutes les colonnes de moins de 25 m de hauteur, donc toutes les colonnes des fermes A, B, C, E et G.

Ces colonnes ont été construites à l'atelier avec leurs embases et leurs divers goussets saillants, chargées sur wagons et expédiées de la sorte par voie ferrée.

Les colonnes des fermes D, F, H, J et K, etc., à plusieurs travées et de grande hauteur, ont été tronçonnées, non seulement à cause de leur trop grande hauteur, mais aussi à cause de leur faible rigidité, qui eût pu entraîner des déformations en cours de transport. Les joints de montage de ces colonnes ont été boulonnés.

Le chargement des colonnes sur wagons à l'usine, au moyen de ponts roulants, n'a donné lieu à aucune difficulté. Il n'en a pas été de même du déchargement à la gare de Sclessin au moyen d'une grue de chemin de fer, du transport sur route pavée de la gare au chantier par fardier à traction hippomobile, du déchargement au chantier et de la manutention sur trucks. La manipulation des colonnes lourdes et encombrantes, peu rigides transversalement et fortement sollicitées à fléchir et à se tordre par les poids des embases et des goussets, était très malaisée, d'autant plus qu'elle se faisait presque exclusivement par des moyens de fortune. De toutes les opérations de la construction, ce fut la plus pénible, la seule qui n'ait pas donné satisfaction suffisante et c'est cependant la plus vulgaire. C'est elle qui a limité le rendement du chantier.

Par contre, le montage proprement dit a été sans aucune difficulté, rapide et tout à fait satisfaisant.

L'entrepreneur a utilisé une bigue de montage à trois mâts disposés en éventail et puissamment équipée de treuils. Les deux mâts latéraux pouvaient dresser simultanément deux colonnes tandis que le mât central élevait successivement les poutres des divers étages.

Le montage des colonnes se faisait en quelques minutes ; l'absence de boulons d'ancrage facilitait un réglage approximatif rapide. La mise en place des poutres entre les goussets et leur fixation provisoire par boulons de montage se faisait très rapidement également, de telle sorte qu'une ferme du type A ou B pouvait être montée en moins d'une heure.

Les fermes étaient assemblées les unes aux autres par les linteaux et suffisamment haubannées pour écarter tout danger de renversement. Des cales disposées au préalable sous les embases assuraient l'exactitude des niveaux. Les fermes étaient ensuite soigneusement réglées tant en plan qu'en aplomb avant d'être rivées ou boulonnées définitivement.

Il est intéressant de noter que les dispositions simples adoptées pour les bases des colonnes ont donné toute satisfaction au montage. De même, les assemblages des poutres aux goussets n'ont donné lieu à aucun ennui. Les poutres se sont insérées avec une précision remarquable entre les goussets et, malgré que les forages des abouts des poutres et des couvre-joints n'aient pas été faits dans les mêmes conditions, les réalésages nécessaires ont été peu importants.

Les rivets ont été chauffés au chantier par des feux de forge placés sur les passerelles de rivetage ; ils ont été frappés au marteau pneumatique. Le rivetage et le boulonnage, soigneusement contrôlés, ont été faits de manière très convenable.

Le scellement a été fait, après réglage et assemblage complet, au mortier fluide de ciment, composé de 800 kg de ciment portland artificiel pour un mètre cube de sable du Rhin ou de sable de Meuse tamisé.

La construction de la charpente a été confiée, à la suite d'une adjudication publique, à la Société métallurgique d'Enghien St-Eloi. Le montage a été fait par la firme Istace frères, à Liège, agissant en qualité de sous-traitant.

### Enrobage de la charpente et bétonnage des hourdis

L'enrobage de la charpente métallique a été établi dans le but de réaliser l'aspect architectural extérieur et intérieur du bâtiment, de soustraire la charpente aux corrosions ainsi que d'assurer sa protection contre l'incendie. Ces fonctions sont particulièrement importantes dans un institut réservé à la chimie et à la métallurgie, où les émanations corrosives et les dangers d'incendie sont à prendre en sérieuse considération. C'est ce qui a incité à prévoir un enrobage assez fort recouvrant partout les parties métalliques de 10 cm, en règle générale.

Comme cet enrobage n'était pas prévu pour la résistance de l'ossature ou du moins que le calcul n'en tenait pas compte, il n'a pas été fait usage d'un béton de qualité élevée. Le dosage a été fixé à 800 litres

de gravier de Meuse 10/30, 350 litres de sable graveleux, 100 litres de laitier granulé broyé, 350 kg de ciment de laitier spécial.

L'addition de laitier broyé au ciment de laitier a été effectuée dans le but d'accroître la résistance aux agents de corrosion et de diminuer le retrait.

Le béton d'enrobage ne contient ni armatures, ni étriers. Pour éviter le glissement le long des colonnes, on a disposé des cornières raidisseuses horizontales de distance en distance sur les âmes des colonnes (voir figure 9). Les raidisseurs des goussets et les têtes de rivets, notamment sur les plats, contribuent à empêcher les glissements. Le béton d'enrobage des poutres reçoit les extrémités des barres des quadrillages inférieurs des hourdis. L'enchevêtrement de ces barres disposées de manière un peu spéciale et terminées par des crochets assure un bon accrochage du béton. Des saignées qui ont dû être pratiquées accidentellement dans le béton d'enrobage ont toujours

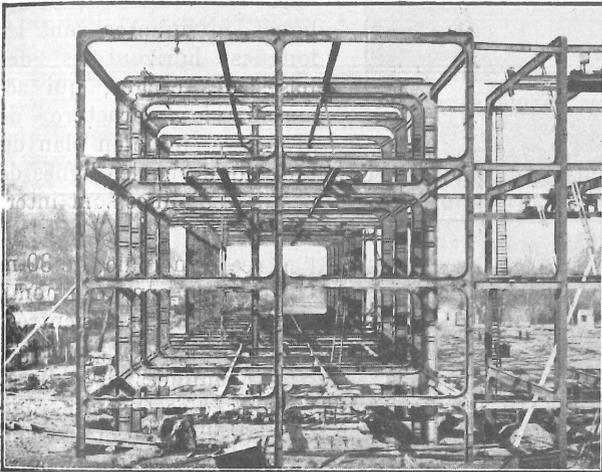


Fig. 9.

fait constater une adhérence caractérisée à l'acier de la charpente. Naturellement, la charpente n'avait été recouverte d'aucune peinture mais avait été soigneusement débarrassée, avant enrobage, de tout oxyde non adhérent. Ce travail se faisait au marteau et à la brosse d'acier.

Pour l'exécution de l'enrobage, le béton plastique était damé dans des coffrages en bois enveloppant la charpente, mais non suspendus ou fixés à la charpente à enrober. Pour l'enrobage des poutres, le béton était introduit dans les coffrages par un côté et damé tant qu'il apparaissait à l'autre face du coffrage, après avoir été refoulé sous l'aile inférieure ; ensuite, on achevait de bétonner le second côté. Pour les colonnes de façade, destinées à être enveloppées de maçonnerie de briques, il a été nécessaire, en vue d'assurer un rendement suffisant du travail, de faire la majeure partie de l'enrobage entre coffrages. On a réservé dans les faces à couvrir par la maçonnerie des chicanes d'accrochage, les ailes extérieures des poteaux restant libres pour assurer la liaison. Ensuite la maçonnerie a été élevée en laissant

subsister entre elle et l'enrobage déjà exécuté un espace rempli de béton au fur et à mesure. On a ainsi réalisé une bonne liaison entre la maçonnerie de briques et le béton. Les faces externes des linteaux n'ont été bétonnées qu'au stade d'exécution des maçonneries de façade, la liaison a été assurée par des feuillards engagés dans le béton précédemment exécuté ; aucune liaison spéciale n'a été prévue entre le béton d'enrobage des colonnes et la maçonnerie des cloisons intérieures.

Les planchers sont formés, partout où les fermes sont écartées de 6 mètres, de même que dans l'entrée principale, de dalles continues en béton armé. Les armatures supérieures sont continues au-dessus des poutres et longrines et accrochées aux linteaux extérieurs.

Le béton est de qualité supérieure et composé de 800 litres de gravier de Meuse 5/20, 420 litres de sable 0/5 (du Rhin), 400 kg de ciment portland artificiel à durcissement rapide.

Ce béton a été également mis en œuvre plastique et damé, sur des coffrages supportés par des madriers et des étaçons prenant appui sur le sol (par des semelles) ou sur les hourdis déjà construits. Des précautions spéciales ont été prises en cours d'exécution pour assurer la continuité des dalles et une bonne liaison au béton d'enrobage, liaison d'ailleurs renforcée par la pénétration des armatures. De la sorte, on pouvait espérer réaliser un monolithisme assez bon de l'enrobage de l'ossature et des hourdis.

Aux endroits des joints subdivisant le bâtiment en tronçons, les enrobages de deux fermes voisines étaient disposés de manière à ménager des batées sur consoles armées servant à l'appui de dalles simples. Celles-ci permettent les déplacements relatifs des parties indépendantes des bâtiments en cas d'affaissements différents (dus aux mouvements miniers du sol). L'adhérence de ces dalles au béton d'enrobage est empêchée par des joints de carton bitumé.

Dans les entrées latérales et dans le corps principal du bâtiment, où les fermes sont espacées de 4,00 seulement, on a substitué aux planchers en dalles des hourdis à petites nervures rapprochées. Il avait été prévu que ces planchers seraient formés d'éléments moulés d'avance, de section  et placés les uns à côté des autres avec joints de liaison en forme de clef trapézoïdale. L'entrepreneur a préféré les mouler en place sur coffrages amovibles, ce qui a été autorisé. Une certaine liaison de ces hourdis nervurés avec l'enrobage des poutres a été réalisée par les abouts des armatures. Ces hourdis nervurés ont été exécutés tout d'abord en béton plus fin que celui des dalles, mais ayant la même richesse en ciment. Dans la suite cependant, la composition granulométrique de ce béton ayant paru peu avantageuse et les résistances obtenues moins bonnes que celles du béton défini plus haut, on a adopté avec plein succès la même composition que pour les dalles.

Nous avons dit déjà que, par raison architecturale, on avait fait choix pour toutes les façades et pignons



Fig. 10.

du bâtiment, de maçonneries de briques. Il ne s'agit, presque partout, que d'un revêtement d'une épaisseur totale d'une brique, exécuté comme il a été dit en liaison avec le béton d'enrobage. Les faces extérieures sont en briques spéciales, de teinte rose-violette, moulées à la main et provenant des briqueteries du Belvédère. Par raison d'économie, les parties internes de ce revêtement sont faites en briques ordinaires (dites du Canal) maçonnées en liaison avec les briques de parement. Cette maçonnerie a été posée au mortier riche de ciment portland normal, à joints bien réglés assez épais et assez creux, légèrement rejointoyés après coup au moyen d'un mortier de ciment coloré au noir de fumée. On a réalisé de la sorte un revêtement solide, économique et de très haute qualité quant à la durabilité des matériaux, et donnant à l'édifice l'aspect particulier voulu par l'architecte. L'aspect architectural très sobre, dans le goût moderniste, a été complété par certains appareils spéciaux de briques aux linteaux, par un soubassement en pierre de taille, des bandeaux continus en pierre de taille aux niveaux des seuils

de fenêtre et en couronnement des parapets des terrasses et, enfin, par des pierres de taille encadrant les entrées.

Comme résultat final, au point de vue de l'aspect constructif, l'édifice laisse apparaître son système de construction par la grande importance des larges baies régulièrement disposées et séparées par des trumeaux de dimensions assez faibles. Il n'y a pas de saillies verticales dans les façades, dont le caractère plan n'est rompu que par les seuils, les bandeaux et les couronnements.

Il en résulte que les lignes dominantes sont les longues horizontales des bases des étages, qui accusent le caractère de grande étendue en plan du

bâtiment, mais masquent quelque peu les lignes de l'ossature ; toutes les saillies des colonnes sont internes.

La tourelle d'angle de l'entrée principale, de 30 m de hauteur, son porche en avant-corps surmonté d'un grand balcon et les deux avant-corps des entrées latérales, de 25 m de hauteur, enfin un certain étage-ment des terrasses, avec les cheminées diverses et les pavillons couvrant les puits d'ascenseurs, rompent la régularité d'ensemble de l'édifice et lui confèrent un caractère propre, sincère, adéquat à sa destination, sans recours à aucun artifice (fig. 10).

Les saillies internes des colonnes, qui auraient dans d'autres édifices pu nuire à la bonne utilisation de l'espace, ont permis la disposition le long des parois extérieures d'un grand nombre des canalisations spéciales du bâtiment, de même que la disposition des radiateurs de chauffage, sous de grandes tablettes en béton armé, qui seront très utiles dans les multiples laboratoires que contient l'institut.

(A suivre)