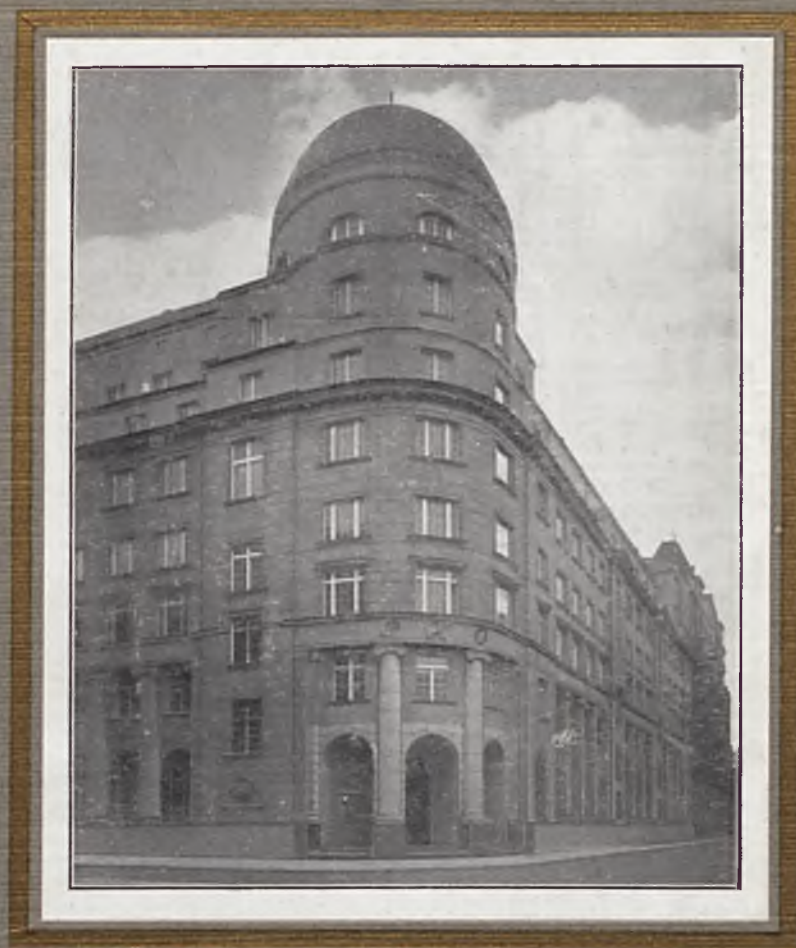


**Piękny Przykład Spawanej Konstrukcji...**

---



**...Gmachu P. K. O. w Warszawie**

---











## DIVISION DE L'ALBUM

---

---

1<sup>re</sup> PARTIE : LES CHARPENTES EN ACIER SOUDÉES DANS LE BATIMENT, par M. Stefan BRYLA, Professeur à l'École Polytechnique de Lwow.

2<sup>e</sup> PARTIE : AGRANDISSEMENTS DE L'IMMEUBLE DE LA CAISSE D'ÉPARGNE DE VARSOVIE. Description.

3<sup>e</sup> PARTIE : VUES PRISES PENDANT L'EXÉCUTION DES NOUVELLES CONSTRUCTIONS DE LA CAISSE D'ÉPARGNE.

---

## PODZIAŁ ALBUMU

---

---

CZĘŚĆ I : Stefan BRYŁA, Profesor Politechniki Lwowskiej : « Konstrukcje stalowe spawane w budownictwie ».

CZĘŚĆ II : Rozszerzenie Gmachu P. K. O. w Warszawie - Opis.

CZĘŚĆ III : Rozszerzenie Gmachu P. K. O. w Warszawie. Zdjęcia ilustrujące wykonanie nowych konstrukcji.

BIBLIOTEKA  
WYDZ.  
ARCHITEKTURY

2953

ZAKUPIONE ZE ZBIORÓW  
Ś. p. prof. M. LALEWICZA



# CONSTRUCTION DE L'IMMEUBLE DE LA CAISSE D'ÉPARGNE DES POSTES A VARSOVIE

La construction de l'immeuble de la Caisse d'Épargne a été réalisée d'après les projets de M. le Prof. Stefan BRYLA et M. l'Ing. Przemysław SZCZEKOWSKI, sur l'initiative de M. le Dr. Henryk GRUBER, Président de la Caisse d'Épargne des Postes et sous la Direction Générale de M. Piotr JAROCKI, Directeur du Département Administratif de la Caisse d'Épargne des Postes.

**680 TONNES**

de charpentes en acier exécutées entièrement à l'aide de l'oxy-coupage,  
de la soudure à l'arc et de la soudure au chalumeau oxy-acétylénique par

**LA SOCIÉTÉ FRANÇAISE PÉROUNE à VARSOVIE**

en 1930-1932

sous la Direction Générale de M. le Dr ALFRED SZNERR et la Direction Technique de M. l'Ing. Zygmunt DOBROWOLSKI.

---

## KONSTRUKCJA GMACHU P.K.O. W WARSZAWIE

Budowa Gmachu według projektów p. Prof. Stefana BRYŁY i p. Inż. Przemysława SZCZEKOWSKIEGO, zainicjowana przez p. Prezesa P.K.O., dr. Henryka GRUBERA, została zrealizowana pod przewodnictwem Dyrektora Departamentu Administracyjnego P.K.O., p. Piotra JAROCKIEGO.

**680 TONN**

konstrukcji, wykonanej całkowicie za pomocą cięcia tlenem, spawania łukowego i spawania acetylenowego przez

**FRANC. TOW. AKC. "PERUN" w WARSZAWIE**

1930-1932 r.

pod naczelną dyrekcją p. dr. Alfreda Sznerra i dyrekcją techniczną p. inż. Zygmunta Dobrowolskiego.



I<sup>re</sup> PARTIE

---

LES CHARPENTES EN ACIER SOUDÉES DANS LE BATIMENT

par M. Stefan BRYŁA

Professeur à l'École Polytechnique de Lwow.

---

CZĘŚĆ I

---

KONSTRUKCJE STALOWE SPAWANE W BUDOWNICTWIE

Stefan BRYŁA

Profesor Politechniki Lwowskiej.



# LES CHARPENTES EN ACIER SOUDÉES DANS LE BATIMENT

## TABLE DES MATIÈRES

- I. Observations générales.**
- II. Tensions admissibles.**
- III. Genres de soudures employés pour les attaches.**
- IV. Assemblages des profilés.**
  - A. Joints des profilés dont les axes se prolongent.
    - 1) Joints bout à bout.
    - 2) Joints à clin.
    - 3) Joints à couvre-joints.
  - B. Joints de profilés à axes obliques.
    - 1) Joints en T et joints d'angle.
    - 2) Joints à clin.
    - 3) Joints sur goussets.
- V. Calcul des assemblages soudés.**
  - A. Soudures bout à bout.
  - B. Soudures par recouvrement.
  - C. Soudures à entaille et en bouchon.
  - D. Assemblage de poutres soumises à la flexion.
- VI. Principaux éléments de la charpente soudée.**
  - A. Renforcement par soudure des profilés.
    - 1) Poutres à couvre-joints soudés.
    - 2) Augmentation par soudure de la hauteur d'âme.
    - 3) Renforcement par nervures.
  - B. Formation de profilés par assemblages de tôles soudées.
  - C. Poteaux,
  - D. Poutres à treillis.
- VII. Attaches des poutres entre elles et avec les poteaux.**
- VIII. Constructions en tubes.**

# LES CHARPENTES EN ACIER SOUDÉES DANS LE BATIMENT

## I. OBSERVATIONS GÉNÉRALES

La soudure est appliquée à la construction depuis quelques années seulement. On l'a utilisée d'abord à l'exécution de constructions peu importantes et à la réparation de constructions déjà existantes. Depuis cinq ans, l'application de ce procédé prend une extension considérable.

L'exécution de bâtiments soudés est devenue possible à la suite de nombreux essais ayant eu pour but d'étudier la résistance des joints soudés, essais qui ont eu lieu dans différents pays. Ces essais ont fourni la base des calculs nécessaires à la réalisation de constructions soudées; celles-ci peuvent actuellement être calculées avec un degré d'exactitude au moins égal à celui des constructions rivetées. En divers pays, on a déjà publié des règlements relatifs à l'exécution de ces constructions : les premiers règlements ont été publiés en 1928 en Pologne, en 1929 aux États-Unis, en 1930 en Allemagne; de nouveaux règlements ont paru en 1933 en Pologne et en Allemagne.

Un si rapide développement de ces constructions est dû à leurs hautes qualités. Tout d'abord, les constructions soudées sont plus légères que les constructions rivées pour les raisons suivantes : les sections des fers sont sensiblement moins fortes car il n'y a pas à en déduire les trous de passage des rivets et la diminution du poids propre de la construction contribue encore à diminuer ces sections; en outre, les goussets, dont il est employé un grand nombre dans les constructions rivetées, sont presque entièrement éliminés, et, là où ils sont nécessaires, leurs dimensions peuvent être considérablement réduites; enfin le poids de la construction est diminué du fait que les attaches soudées assurent une rigidité beaucoup plus grande que le rivetage. L'économie réalisée sur le poids dépend du caractère de la construction; d'une façon générale, elle est de 10 % à 30 %, et même, dans certains cas, encore plus grande.

En ce qui concerne la main-d'œuvre, en principe, les économies réalisées par la soudure sont importantes, car on peut se dispenser d'un traçage détaillé de la construction en atelier, et, en général, simplifier sensiblement tout le travail d'atelier, surtout si l'on a recours au découpage au chalumeau oxy-acétylénique.

La rapidité du travail est beaucoup plus grande, et ce travail peut être exécuté par un nombre d'ouvriers plus restreint que lorsqu'il s'agit du rivetage. D'un autre côté, la soudure exige des soudeurs expérimentés et consciencieux, un contrôle convenable, et un bon métal d'apport, ainsi que toutes les installations nécessaires. Etant donné que ces éléments ont une importance différente selon les divers pays, nous ne pouvons pas donner d'indications précises quant au coût de la main-d'œuvre. D'une façon générale, on peut dire que ce coût est inférieur, par kilogramme, au coût d'un kilogramme de construction rivée. Mais, même dans les régions où les constructions soudées n'ont pas encore atteint le développement qui permettrait d'abaisser le prix de l'assemblage par soudure au-dessous de celui du rivetage, le coût des constructions soudées est quand même inférieur au coût des constructions rivées, ne serait-ce qu'en raison de la diminution de poids. Au fur et à mesure du développement des constructions soudées, cette différence augmente à leur avantage.

Abstraction faite de leur prix plus bas, les constructions soudées possèdent encore les avantages suivants : la soudure peut souvent être exécutée dans des circonstances où le rivetage est difficile, sinon impossible; l'élaboration des projets est beaucoup plus simple, et même, dans certains cas, les constructions soudées peuvent être exécutées sans plans détaillés (comme, par exemple, une partie de la construction de la Caisse d'Epargne Postale de Varsovie); leur entretien est plus facile et moins cher; enfin, il est aisé d'y apporter des modifications en cours d'exécution.

Toutefois, il y a lieu de signaler qu'il est nécessaire de recevoir une préparation spéciale et de posséder l'expérience nécessaire avant d'établir les plans et d'exécuter des constructions soudées. En effet, les plans de ces constructions diffèrent sensiblement de ceux des constructions rivées.

Dans les débuts il a été difficile de trouver la voie à suivre, mais les principes servant de base à l'établissement des plans se précisent peu à peu. Cet exposé a pour but de les indiquer aux ingénieurs et aux architectes, en se basant sur les travaux exécutés.

## II. TENSIONS ADMISSIBLES

Les règlements concernant les constructions en acier soudées indiquent toujours les tensions admissibles pour les soudures. Nous reproduisons ci-dessous un tableau récapitulatif de toutes ces tensions admissibles, telles qu'elles ont été prescrites dans les divers pays, en prenant pour base les tensions admissibles du matériel de base qui sont de  $1.200 \text{ Kg/cm}^2$ .

### Comparaison des tensions admissibles en $\text{Kg/cm}^2$ dans les différents pays par rapport à la tension de base de $1.200 \text{ Kg/cm}^2$

	Pologne	Prusse	Ver. Deutsch. Ingenieure	Amer. Weld. Society	Suisse
Tension à la traction, $K_t$ .....	1000	720	850	900	840
Tension à la compression, $K_c$ .....	1000	900	1100	1050	840

## III. GENRES DE SOUDURES EMPLOYÉS POUR LES ATTACHES

Dans les constructions en acier, on emploie les types de soudures suivants :

1. Soudures bout à bout, dans lesquelles le métal d'apport est déposé dans une rainure formée par les bords, ceux-ci pouvant être :



Fig. 1



Fig. 2



Fig. 3

- a) écartés, suivant fig. 1, pour les barres ayant une épaisseur inférieure à 4 mm. ;
- b) chanfreinés d'un côté, en forme de V, suivant fig. 2 ;
- c) chanfreinés des deux côtés, en forme d'X, suivant fig. 3.

Les sections des pièces raccordées doivent être concordantes.

2. Soudures par recouvrement ou à clin où le métal est déposé dans l'angle formé par deux surfaces inclinées l'une sur l'autre, le plus souvent rectangulaires (fig. 4). Elles sont pour la plupart quelque peu bombées, mais, dans les calculs, on se base sur une section triangulaire, et, le plus souvent, isocèle.

On distingue les variétés suivantes :

- a) soudures à cordons latéraux, parallèles à la direction des forces (fig. 5) ;



Fig. 4

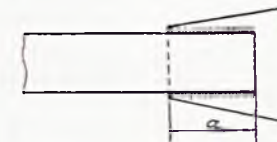


Fig. 5

b) soudures à cordons frontaux, perpendiculaires à cette direction (fig. 6).

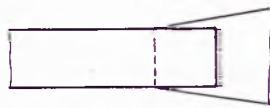


Fig. 6



Fig. 7



Fig. 8



Fig. 9

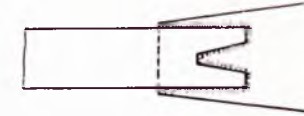


Fig. 10

3. Soudures à entaille et à bouchon (fig. 7). Dans ces soudures l'une des parties jointes présente une fenêtre, le plus souvent allongée, dans laquelle on dépose le métal d'apport. On peut faire ce dépôt soit seulement le long des bords de la fenêtre (fig. 8), soit en la remplissant entièrement (fig. 9). On rencontre parfois, dans un seul assemblage, divers genres de soudures, et, par exemple, la fig. 10 présente des soudures latérales, frontales et à entaille.

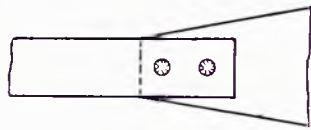


Fig. 11

Nous reproduisons sur la fig. 11 des soudures nommées « rivets soudés », qui s'emploient rarement, le plus souvent lorsque la construction a été primitivement préparée pour le rivetage, ou lorsqu'on a employé pour le montage des chevilles de fer.

Tous ces genres de soudures ont fait l'objet d'études multiples et d'essais en vue de déterminer leur résistance. Les résultats de ces recherches ont permis d'établir leurs calculs avec la précision voulue.

#### IV. ASSEMBLAGES DES PROFILÉS

##### A. Joints des profilés dont les axes se prolongent

Les assemblages des profilés en prolongement l'un de l'autre peuvent être exécutés des trois façons suivantes :

1) bout à bout; 2) par recouvrement; 3) avec couvre-joints.



Fig. 12

1. **Les assemblages bout à bout** (fig. 12) sont encore aujourd'hui parmi ceux que l'on n'emploie pas volontiers sans renforcements additionnels, quoique ce soit justement dans ces assemblages que la transmission des forces est la plus directe. Tous les règlements existants estiment que les tensions admissibles dans ces raccords sont inférieures aux tensions admissibles du métal de base, bien que, en se servant des métaux d'apport dont on dispose maintenant pour la soudure, on puisse exécuter ces assemblages en leur assurant le taux de sécurité voulu. Il existe des constructions exécutées exclusivement par assemblages bout à bout; toutefois, le plus souvent, les assemblages

bout à bout sont renforcés à l'aide d'éléments additionnels, tels que couvre-joints, plaques, etc...

2. **Les assemblages par recouvrement** (fig. 13) ont généralement leur raison d'être lorsque l'un des profilés à assembler est double et l'autre simple; on assure ainsi une transmission des forces axiales.

3. On emploie le plus souvent aujourd'hui des **assemblages à couvre-joints** (fig. 14). Ce mode de jonction s'applique aussi bien aux profilés soumis à des forces axiales qu'aux profilés coudés.

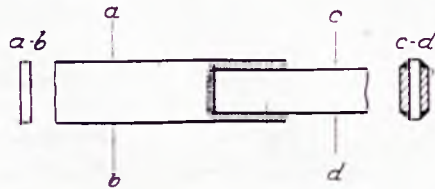


Fig. 13

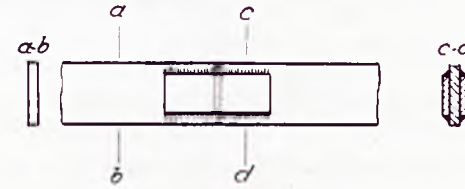
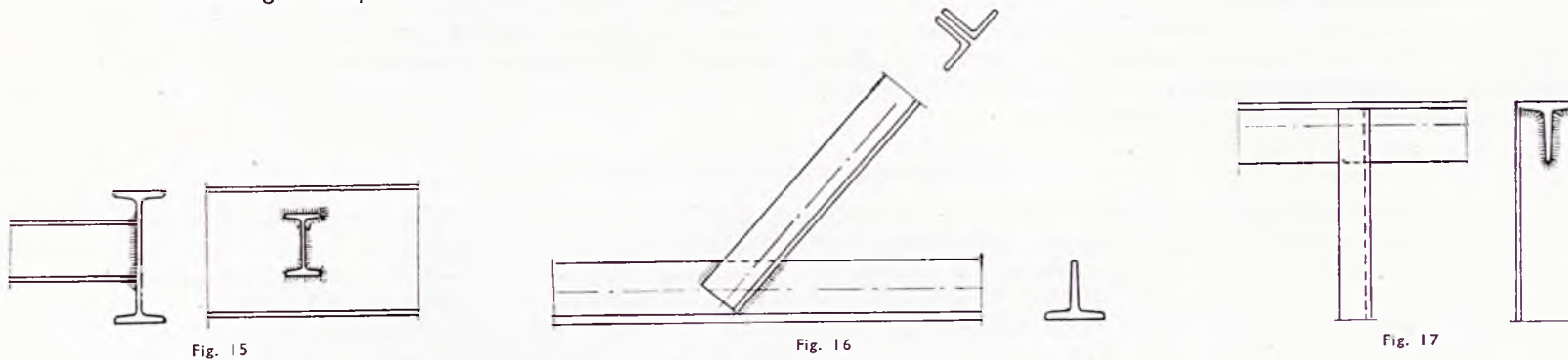


Fig. 14



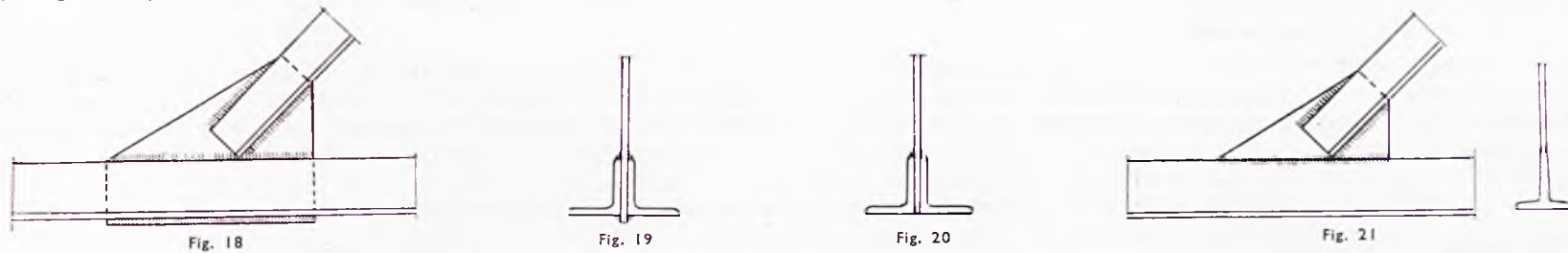
## B. Assemblages des profilés à axes obliques

Ces assemblages comportent les catégories suivantes :



1. Assemblages à l'aide de soudures en angle intérieur (fig. 4, 15).
2. Assemblages par recouvrement, qui peuvent être employés soit lorsque le profilé est double et s'attache à une tôle simple (ou vice-versa, v. fig. 16), soit lorsque sur les profilés on découpe une entaille à l'aide du chalumeau oxy-acétylénique (fig. 17). On peut exécuter les assemblages de façons fort diverses, selon les formes des poutres réunies.

Ce sont là des assemblages types : d'une façon générale, la soudure permet d'exécuter une très grande variété d'assemblages, beaucoup plus grande que lorsqu'on se sert du rivetage.



3. Assemblages par goussets, qui sont, à proprement parler, aussi des assemblages par recouvrement. Les goussets peuvent se trouver entre les cornières formant l'entrait (fig. 18) si celui-ci est double; dans ce cas, cependant, ils doivent faire saillie en dehors des ailes des cornières de l'entrait (fig. 19), ou simplement les affleurer (fig. 20) afin que la soudure puisse être placée d'une façon convenable. Lorsque la section de l'entrait est simple, les goussets sont soudés à l'entrait bout à bout (fig. 21).

## V. CALCUL DES ASSEMBLAGES SOUDÉS

### A. Soudures bout à bout

Si  $F$  est la section transversale de la poutre,  $F_s$  la section de la soudure,  $k$  la tension admissible du métal de base,  $k_s$  la tension admissible du métal du cordon de soudure, l'effort  $S$  que la poutre peut supporter est égal à  $S = Fk$ , et celui  $S_s$  que la soudure peut supporter est :

$$S_s = F_s k_s$$

Si on emploie une soudure pour laquelle  $k_s = k$ , la soudure ayant la même section que la poutre ( $F_s = F$ ) pourra supporter en toute sécurité l'effort total.

Si on emploie une soudure de ténacité inférieure à celle du métal de base,  $k_s < k$ , la différence des forces  $\Delta S = F(k - k_s)$  doit être supportée par les couvre-joints. D'après les règlements polonais, on admet pour la soudure normale  $\Delta S = 0,17S$ , et, d'après les règlements allemands  $\Delta S = 0,25S$ . Les règlements polonais admettent toutefois que  $k_s = k$ , c'est-à-dire permettent une soudure bout à bout sans couvre-joints, lorsque l'essai des baguettes de soudure donne une résistance à la rupture moyenne de  $4.440 \text{ Kg/cm}^2$ , ce qui peut très bien être réalisé, lorsqu'il s'agit de bonnes électrodes et d'une bonne exécution.

### B. Soudures par recouvrement

Ces soudures s'appliquent aussi bien à l'assemblage de poutres devant supporter des forces axiales (par exemple, pour les nœuds d'assemblage), qu'à celui de poutres soumises à des efforts de flexion. Leur calcul est basé sur la supposition que la soudure cédera dans le plan de sa

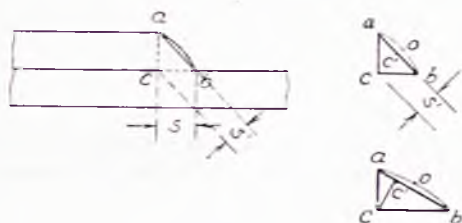


Fig. 22

section la plus réduite. On suppose, pour simplifier le calcul, que la surface intérieure de la soudure est plane (fig. 22), par exemple que sa section est  $ab$  (rectiligne) ou  $a'c'b$ , mais non pas  $aob$  (curviligne); dans ce cas, la surface de cisaillement sur laquelle la soudure subirait le maximum de tension aurait pour section  $cc'$ . En adoptant la ligne droite  $ab$  au lieu de  $aob$ , on augmente la sécurité du calcul. Pour les soudures isocèles, qui sont les plus fréquentes,  $ac = cb = s$ ; dans ce cas  $c'c' = s' = 0,707s$ , soit environ  $0,7s$  ( $s'$  est la surface de cisaillement par unité de longueur de soudure).

Pour les soudures non isocèles, on prend comme mesure de base  $c'c'$  et dans ce cas  $c'c'$  est la perpendiculaire à  $ab$ .

Une soudure, dont les dimensions transversales sont  $s \times s$ , et dont la longueur est  $l$ , peut donc supporter l'effort suivant :

$$P = s' l k_s = 0,7 s l k_s$$

$k_s$  étant la tension de cisaillement admise.

On admet, dans la plupart des cas, que la tension admissible  $k_s$  par  $\text{cm}^2$  est indépendante de l'épaisseur de la soudure. En réalité, les soudures moins épaisses possèdent une résistance (par unité de surface) plus grande que les soudures plus épaisses. Les règlements polonais en tiennent compte, lorsqu'ils établissent un rapport entre les tensions admissibles pour les soudures latérales et leurs dimensions transversales; ces règlements prescrivent, pour les tensions admissibles dans les soudures les valeurs suivantes : (pour le métal de base lui-même on admet  $1200 \text{ Kg/cm}^2$ ).

Dimensions de la soudure en m/m .....	5×5	6×6	8×8	10×10	12×12	14×14	16×16	18×18	20×20
Tension admissible $k_s$ en $\text{kg/cm}^2$	1000	950	860	775	715	650	625	590	570

La rupture d'un assemblage conforme à la figure 23 nécessite la destruction d'une longueur de soudure totale égale à  $(a + a')$ .

Dans ce cas, pour les soudures de même section, on a :

$$S = (a + a') w_s$$

$S$ , effort total appliqué à l'assemblage,

$w_s$ , tension de cisaillement admissible par unité de longueur de soudure pour la section considérée.

Cet exemple est basé sur l'hypothèse que la tension est régulièrement répartie sur toute la longueur de la soudure. Ceci ne correspond pas strictement à la réalité, mais est admis d'une façon générale et offre une exactitude suffisante.

Lorsqu'il s'agit de sections symétriques, il y a lieu, de toute évidence, d'exécuter des deux côtés des soudures ayant les mêmes dimensions (fig. 5). Par contre, lorsqu'il s'agit de sections dissymétriques, dont le centre de gravité n'est pas au milieu de la largeur de la poutre, il y a lieu de répartir les longueurs de soudures d'après la position de l'axe de gravité.

Par exemple, dans le cas d'une cornière (fig. 23) la section des soudures étant la même, on doit satisfaire à la relation

$$ae = a'e' \text{ c'est-à-dire } a = \frac{e'}{e} a'$$

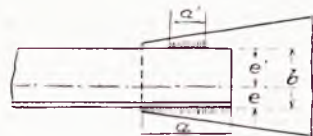


Fig. 23

$a$   $a'$ , longueurs des soudures,  
 $e$   $e'$ , distance des soudures à l'axe de gravité de la cornière.

Pour  $e = e'$ , nous avons  $a = a'$ , soit des soudures symétriques.

Si, en outre, on fait usage pour les deux cordons de soudures ayant respectivement pour tensions admissibles de cisaillement par centimètre de longueur  $w_s$  et  $w'_s$ , on doit satisfaire aux relations :

$$w_s a = w'_s a' \text{ pour une section symétrique}$$

$$\text{ou } w_s ae = w'_s a'e' \text{ pour une section dissymétrique.}$$

Dans ce dernier cas on peut exécuter deux soudures de même longueur, en leur donnant des sections différentes satisfaisant à la relation :  $w_s e = w'_s e'$ .

C'est ce cas que représente la figure 24.

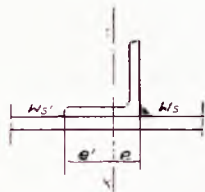


Fig. 24

Les soudures frontales sont calculées d'après le même principe que les soudures latérales, quoique les tensions qui s'exercent dans ces soudures aient un caractère plus complexe et comportent à la fois des effets de cisaillement et de traction.

Les soudures frontales ont une plus grande résistance que les soudures latérales (de 10 à 20%); elles présentent, par contre, un allongement moindre que ces dernières pour une charge identique; par conséquent, si un assemblage comprend en même temps des soudures latérales et des soudures frontales, ces dernières sont le siège de tensions plus grandes et sont les premières à se rompre lorsque l'assemblage cède.

En établissant les calculs pour ces soudures combinées, on ne tient pas compte de la plus grande résistance des soudures frontales et on admet, pour les deux genres de soudures, les mêmes tensions — c'est-à-dire les plus basses — que pour les soudures latérales. Il y a lieu de signaler que, selon certains auteurs, même cette méthode de calcul n'offre pas la sécurité voulue; ces auteurs basent leurs calculs sur la moitié seulement de la longueur des soudures latérales. Cette méthode de calcul n'a cependant pas de raison d'être théorique et peut donner dans de nombreux cas des résultats désavantageux.

D'une façon générale, on peut dire que cette question n'a pas encore été totalement élucidée et qu'elle doit faire l'objet d'études plus poussées.

### C. Soudures à entaille et en bouchon

Les soudures à entailles peuvent être exécutées de deux façons différentes. La fenêtre pratiquée dans la tôle peut être large ou étroite; dans le premier cas, la soudure est faite sur les bords de cette fenêtre (fig. 8 et 25); dans le second cas, la fenêtre est entièrement remplie de métal d'apport (fig. 7 et 26). Pour une ouverture large (1<sup>er</sup> cas) on aura recours à la soudure en angle intérieur, que l'on calculera suivant les principes habituels, en admettant

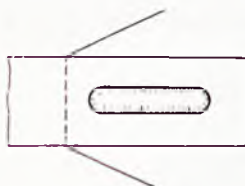


Fig. 25

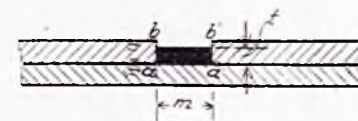


Fig. 26

que sa longueur est celle du contour de l'ouverture. Soit  $a$  ce contour, l'effort  $P$  que pourra supporter la soudure à entaille aura pour valeur :

$$P = w_s a \text{ en kilogrammes.}$$

Inversement, si on applique un effort  $P$  à l'assemblage, la tension de cisaillement s'exerçant par unité de longueur de soudure sera

$$T_s = \frac{P}{a}$$

Pour une ouverture entièrement remplie de métal d'apport (2<sup>e</sup> cas) le cisaillement peut avoir lieu soit suivant la ligne  $aa'$  de largeur  $m$ , soit suivant les lignes  $ab$  et  $a'b'$  (fig. 26). Par conséquent, il y a lieu de calculer la soudure en tenant compte de ces deux éventualités. Pour la première nous avons  $P = n \times w_{sm}$ ,  $n$  étant la longueur de l'ouverture, et  $w_{sm}$  la tension admise par unité de longueur; nous supposons que ces deux désignations représentent les mêmes valeurs que pour deux soudures en angle, dont chacune aurait une épaisseur  $s' = \frac{m}{2}$ , soit  $s = 0,7 m$ .

Dans la deuxième éventualité, nous avons  $P = 2 n w_{st}$ ,  $w_{st}$  ayant la même valeur que la tension de cisaillement d'une soudure en angle dont l'épaisseur serait  $s' = t$ , correspondant à  $s = 1,4 t$ .

En comparant ces valeurs de  $P$  dans les deux éventualités, on constate qu'elles sont égales quand  $w_{sm} = 2 w_{st}$ , et par conséquent, quand  $m = 2t$ .

C'est le rapport le plus convenable de la largeur d'une soudure à entaille à son épaisseur. Pour  $m < 2t$ , il faut établir les calculs avec  $w_{sm}$ , pour  $m > 2t$ , avec  $w_{st}$ . Suivant les règlements allemands, il y a lieu de calculer la section utile après déduction de la section de la soudure à entaille, et, par conséquent, les soudures suivant fig. 7 et 26 ne sont pas admises en Allemagne. Les règlements polonais ne contiennent pas de stipulation de ce genre et, par conséquent, on peut considérer comme section utile la section totale de la poutre.

#### D. Assemblage bout à bout des poutres soumises à la flexion

Cet assemblage se calcule en tenant compte du moment fléchissant dans la section considérée. Soit  $W$  le moment résistant de la section de la poutre au droit de l'assemblage, le moment résistant de la soudure doit avoir la même valeur :  $W_s = W$ . Cependant, le taux de travail admissible pour la soudure est plus petit que pour le métal de base ( $k_s < k$ ), cette différence étant fixée par les règlements. Posons  $k_s = \alpha k = k(1 - \varphi)$ . Les prescriptions polonaises spécifient pour  $\alpha$  la valeur  $\alpha = 0,83$  (ou  $\varphi = 0,17$ ); suivant les prescriptions allemandes la valeur de  $\alpha$  est  $0,75$ , (ou  $\varphi = 0,25$ ). Il est donc recommandé de choisir l'emplacement des joints aussi éloigné que possible de l'endroit où s'exerce le moment fléchissant maximum. Lorsque la différence relative (en %) entre les moments  $M_s$  (au droit du joint) et  $M_{max}$  est supérieure à  $\alpha$  on peut exécuter le joint sans ajouter sur l'assemblage d'éléments supplémentaires. Cela est réalisable dans la majorité des cas.

Lorsqu'on emploie de très bonnes électrodes et si la soudure est bien effectuée, les prescriptions polonaises autorisent à admettre  $\alpha = 1$  et à exécuter ainsi l'assemblage sans couvre-joint au droit du moment fléchissant maximum  $M_{max}$ , ce que l'on évite cependant de faire en général.

Au cas où cela n'est pas réalisable, on est obligé d'employer les couvre-joints. (Parfois, on utilise un assemblage dans lequel on intercale entre les extrémités des poutres une plaque de tôle à laquelle les 2 poutres sont soudées.

Lorsqu'on applique les couvre-joints sur les côtés (fig. 27), la hauteur des poutres ne change pas. Si nous désignons par  $I_p$  le moment d'inertie des couvre-joints, nous avons alors :

$$M = \alpha k W + k \frac{2 I_p}{h} = k \left( \alpha W + \frac{2 I_p}{h} \right)$$

équation dans laquelle  $h$  représente la hauteur des poutres au droit de l'assemblage et  $\alpha$  le rapport  $\frac{k_s}{k}$

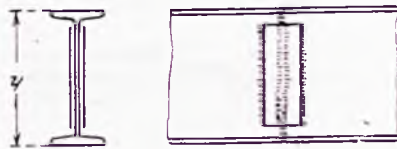


Fig. 27

Cette équation donne le moment d'inertie des couvre-joints nécessaires :

$$I_p = \frac{1}{2} h \left( \frac{M}{k} - \alpha W \right)$$

Si les couvre-joints sont appliqués sur les ailes supérieure et inférieure (fig. 28), la hauteur de la poutre est augmentée de l'épaisseur de ces couvre-joints. Dans ce cas, il faut dans le calcul ci-dessus introduire, pour la section de la poutre, non pas  $W = \frac{2 I}{h}$  mais  $W' = \frac{2 I}{h'}$  et pour les couvre-joints

$$W_n = \frac{2 I_n}{h'}$$

Nous obtenons alors :

$$M = \alpha k W' + k W_n = k (\alpha W' + W_n) = \frac{2}{h'} k (\alpha I + I_n)$$

d'où le moment d'inertie des couvre-joints :

$$I_n = \frac{1}{2} \frac{h'}{k} M - \alpha I$$

A l'endroit où l'effort tranchant  $T$  est très grand, il faut tenir compte de cet effort tranchant dans le calcul de l'assemblage bout à bout.

Le calcul de l'assemblage soumis au moment fléchissant  $M$  et à l'effort tranchant  $T$  se fait de la façon suivante :

Si nous désignons par  $F_s$  la section de la soudure et par  $W_s$  son moment résistant, la tension de la fibre la plus tendue par le moment fléchissant est égale à

$$n_g = \frac{M}{W_s}$$

et la tension due à la force  $T$  est  $n_t = \frac{T}{F_s}$

Nous avons alors pour la tension résultante la formule :

$$n_{\max} = \sqrt{n_g^2 + n_t^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{T}{F_s}\right)^2}$$

$n_{\max}$  ne doit pas dépasser le taux admissible pour la flexion  $k_s$ .

Comme épaisseur de soudure, on admet  $s' = 0,7 s$ .

Si, par exemple, on fixe la poutre à l'aide de 2 cordons de soudure (épaisseur  $s'$ , longueur  $a$ ), sur les côtés extérieurs des semelles de la poutre (fig. 29) nous obtenons :

$$F_s = 2 a s'$$

$$W_s = \frac{a}{6} \frac{(h + 2 s')^3 - h^3}{h + 2 s'}$$

Au lieu de cette formule, on peut employer la formule approchée :

$$W_s = a s' h$$



Fig. 28



Fig. 29

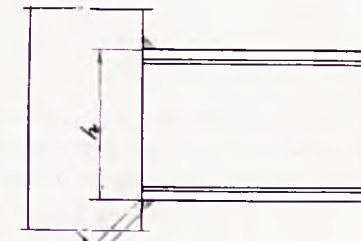


Fig. 30

## VI. PRINCIPAUX ÉLÉMENTS DE LA CHARPENTE SOUDÉE

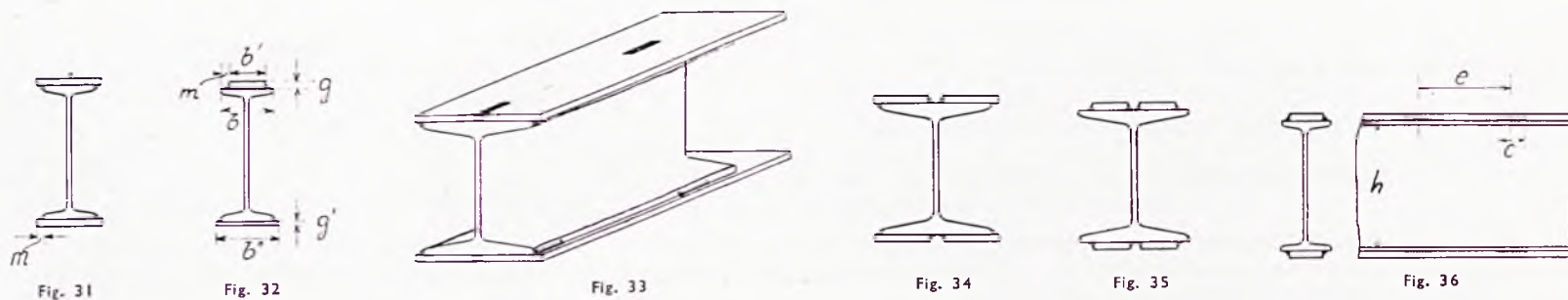
### A. Renforcement par soudure des profilés

On peut augmenter la résistance des profilés en utilisant la soudure, d'après les trois méthodes suivantes :

#### 1) PROFILÉS RENFORCÉS PAR COUVRE-JOINTS SOUDÉS

Il faut déterminer les dimensions des couvre-joints d'après le moment fléchissant maximum. Il y a lieu d'éviter les soudures au plafond, pour assurer la commodité et la sécurité de la soudure. Par conséquent, si la soudure des couvre-joints est effectuée à l'atelier, où l'on peut placer le profilé dans la position voulue, la largeur des couvre-joints peut être supérieure ou inférieure à celle de l'aile du profilé (fig. 30 et 31). Il est préférable dans ce cas d'exécuter deux couvre-joints dont l'épaisseur et la largeur soient identiques.

Si, par contre, on a affaire à un profilé dont on ne peut changer la position pendant la soudure, il est préférable que le couvre-joint supérieur soit plus étroit que la semelle du tirant, et le couvre-joint inférieur plus large (fig. 32) afin de pouvoir disposer la soudure facilement et dans la dimension voulue (min.  $m = 5$  mm). La surface de la section des deux couvre-joints doit évidemment être la même  $b'g = b''g'$ . Si la largeur de la semelle du tirant est grande (en Pologne  $b < 25$  g, en Allemagne  $b > 30$  g), il y a lieu de placer encore au milieu des soudures supplémentaires à entaille (fig. 33) ou bien d'employer des couvre-joints composés de deux parties (fig. 34 et 35).



L'épaisseur des couvre-joints nécessaires est calculée en tenant compte du moment fléchissant. Les soudures d'assemblage sont souvent interrompues (fig. 36) et rarement continues, quoique ce dernier genre de soudures ait une plus grande valeur de conservation. Le calcul est fait comme pour les assemblages des tôles (v. ci-dessus).

La plus grande distance des soudures admise est :

$$e = 5 c.$$

La plus petite longueur de la soudure  $c$  peut être 40 mm. (sans tenir compte des cratères).

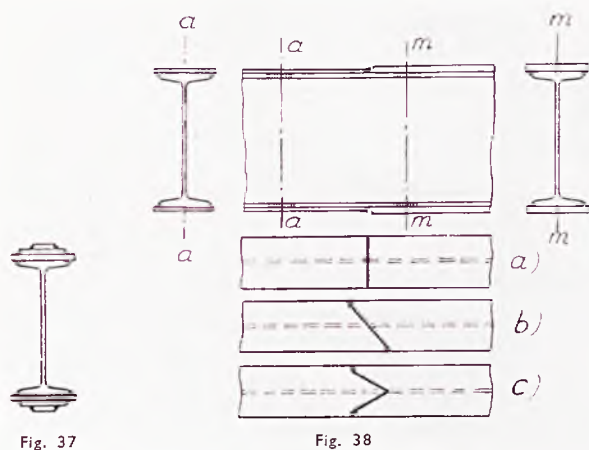


Fig. 37

Fig. 38

En cas de besoin, on peut placer sur un profilé deux couvre-joints, et même davantage; dans ce cas, cependant, leurs largeurs doivent être suffisamment différentes pour permettre de bien disposer la soudure (fig. 37). On peut aussi interrompre à un certain endroit le couvre-joint mince et le remplacer, sur la longueur nécessaire, par un couvre-joint plus épais (fig. 38). Cette méthode peut être pratiquée si la soudure est très bien exécutée. Si l'on veut obtenir une sécurité absolue, on peut exécuter la soudure dans un plan non pas perpendiculaire à l'axe du profilé (fig. 38 a), mais oblique (fig. 38 b et c) de sorte qu'un seul point de la soudure considérée se trouve dans la section transversale. A cet effet, il faut avoir recours à une soudure plus longue, et à deux couvre-joints, dont un plus épais et l'autre plus mince.

D'une façon générale, il est préférable d'employer une petite quantité de couvre-joints épais plutôt qu'une grande quantité de couvre-joints minces.



Fig. 39

Fig. 40

Souvent il arrive qu'il est impossible de placer à l'extérieur des couvre-joints sur les ailes des profilés, c'est-à-dire si, par exemple, il n'est pas permis d'en augmenter la hauteur. Dans ce cas, on peut les souder latéralement au niveau des semelles du tirant (fig. 39). Etant donné toutefois que ceci augmente dans une mesure considérable la largeur des semelles, il y a lieu d'employer des nervures (v. ci-dessous).

Enfin, on peut souder des couvre-joints par l'intérieur (fig. 40). Il y a lieu, dans ce cas, de veiller à ce que la soudure à cet endroit soit bien exécutée, ce qui est assez difficile. Il est utile de chanfreiner le couvre-joint le long de l'arête intérieure, dans l'angle de l'aile et de l'âme.

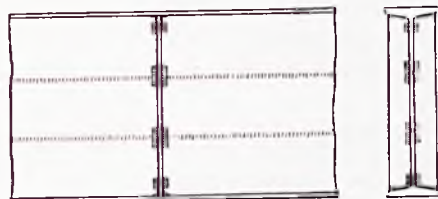


Fig. 41

## 2) AUGMENTATION DE LA HAUTEUR DES PROFILÉS

Cette soudure est effectuée de la façon suivante : le profilé est coupé en deux, les deux parties sont écartées et ensuite rassemblées entre elles (fig. 41). Dans la plupart des cas, on intercale entre les deux parties du profilé une tôle dont l'épaisseur est égale à celle de l'âme, de forme et de dimension correspondantes. Si le renforcement doit avoir seulement un caractère local, par exemple, sur l'appui d'une poutre continue, il y a lieu de couder en conséquence une partie du profilé découpé.

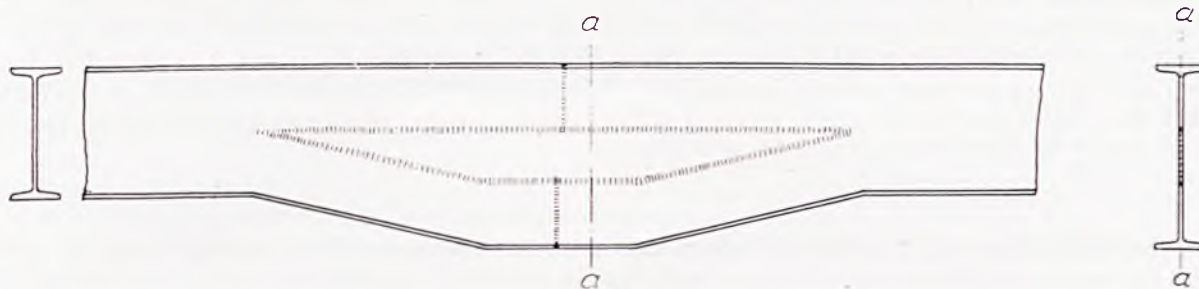


Fig. 42



Les figures 42 et 43 par exemple représentent un profilé découpé et coudé seulement sur une certaine longueur. Le procédé consistant à découper totalement un profilé et à intercaler une tôle entre les deux moitiés ainsi obtenues est assez rarement employé, car c'est une opération relativement coûteuse. D'habitude, il est préférable d'employer simplement un profilé laminé que l'on coupe suivant une ligne brisée; on déplace ensuite les deux parties l'une par rapport à l'autre, pour obtenir la hauteur voulue. Le profilé ainsi préparé comporte de ce fait des ouvertures dans l'âme.



Fig. 43

La figure 44 représente le découpage de la poutrelle, la figure 45 la nouvelle poutrelle renforcée, réassemblée au milieu de sa hauteur par des soudures horizontales.

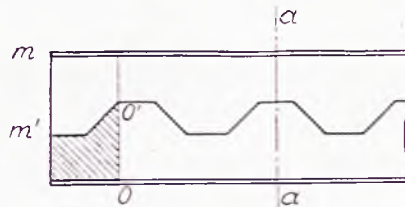


Fig. 44

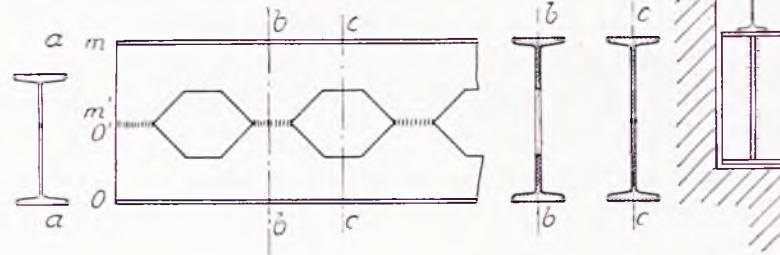


Fig. 45

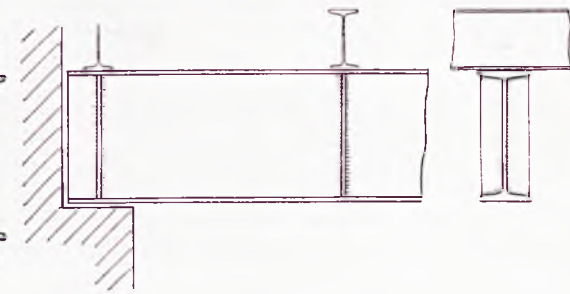


Fig. 46

### 3) RENFORCEMENT DE PROFILÉS A L'AIDE DE NERVURES

Ces profilés (fig. 46, voir ci-dessus) sont utilisés lorsque, pour des raisons quelconques, il est impossible d'employer les profilés précédemment décrits ou lorsque la poutre est soumise à l'action de forces importantes. Cette méthode donne de très bons résultats, notamment pour renforcer des profils assez hauts, dont la résistance dépend dans une forte mesure de la rigidité de l'âme. Dans les profilés de faible hauteur, l'emploi de nervures n'augmente la résistance que dans une mesure assez réduite. On exécute, dans la plupart des cas, des nervures en fers plats et, parfois à T. Ce renforcement s'emploie lorsque des forces sont concentrées sur la poutre.

Les poutres renforcées suivant cette méthode peuvent être employées dans des constructions neuves, lorsqu'il s'agit d'employer un profilé relativement bas, mais plus résistant qu'un profilé laminé de même hauteur. Ils sont plus souvent encore employés pour renforcer des constructions existantes, qui sont trop faibles pour une raison quelconque.

D'une façon générale, les trois types indiqués ci-dessus, couvre-joints, surélévation d'âme, nervures, peuvent être employés pour les constructions neuves. Le premier est employé lorsqu'il s'agit d'augmenter la résistance, en conservant à peu près la même hauteur au profilé. Le deuxième, lorsqu'il est permis d'augmenter cette hauteur, le troisième doit être employé si des forces concentrées agissent sur la poutre.





Fig. A 1

nombre des ailes, soit en leur donnant une plus grande épaisseur. Les soudures sont calculées d'après les efforts de cisaillement horizontal qui s'exercent sur elles. Au droit des appuis et dans leur voisinage, où les efforts de cisaillement sont souvent les plus grands, on place les soudures les plus fortes et souvent les plus longues, tandis que vers le milieu de la poutre, leur longueur diminue et leur écartement augmente. Si la force de cisaillement est considérable, on exécute des soudures continues.

L'effort de cisaillement sur une longueur de  $e$  cm. s'exerçant au droit de l'assemblage de la tôle verticale avec les tôles horizontales, peut être calculé comme suit :

$$t = \frac{TS}{I} e \text{ kg} = 2 c w_s$$

Dans cette équation :

- T - désigne la force transversale dans la section de la poutre en kg.
- S - le moment statique de la surface de la section de l'aile (la tôle horizontale), par rapport au centre de gravité de la section de la poutre (milieu de la hauteur de la poutre) en  $\text{cm}^3$ .  $S = \frac{h}{2} F_n$  (approximativement).
- I - le moment d'inertie de la section en  $\text{cm}^4$ , approximativement  $I = 2 F_n \left(\frac{h}{2}\right)^2$
- $e$  - la distance entre les centres des différentes soudures.
- $c$  - la longueur des soudures.
- $F_n$  - la section de l'aile.
- $w_s$  - la tension admissible pour la soudure en Kg. par centimètre de longueur de soudure.

On donne d'habitude l'épaisseur et la longueur des soudures, et on déduit leur écartement de cette relation :

$$e = \frac{2 c h w_s}{T}$$

S'il s'agit de renforcer des constructions déjà existantes, il faut, par contre, avoir recours à la première de ces trois méthodes, suivant les fig. 30 à 36, lorsqu'on peut souder les couvre-joints de l'extérieur, et suivant les fig. 39 et 40 lorsque ces couvre-joints ne peuvent être placés qu'à l'intérieur. La troisième méthode, c'est-à-dire la soudure de nervures pour augmenter la rigidité, doit être appliquée lorsque les poutres supportent une charge concentrée, et lorsque leur âme n'est pas renforcée à l'aide de nervures déjà existantes ou de profilés additionnels. Si un seul profilé ne suffit pas, il y a lieu d'en placer plusieurs l'un à côté de l'autre. Dans le cas où il s'agit de profilés laminés, il faut, de temps en temps, les relier entre eux à l'aide de pièces rapportées, pour établir une liaison entre ces diverses pièces (A 1). Des couvre-joints communs à plusieurs poutres sont, naturellement, la meilleure forme d'assemblage.

### B. Formation de profilés par assemblage de tôles soudées

Les assemblages de tôles consistent en une tôle verticale (âme) et des tôles horizontales (ailes), assemblées entre elles par des soudures horizontales (fig. 47). On peut augmenter la résistance de la poutre à la flexion soit en augmentant le

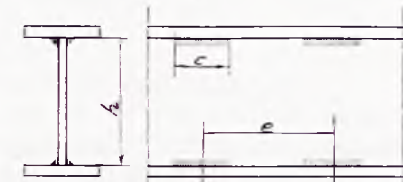


Fig. 47

Si le résultat du calcul est  $e > 5c$ , on adoptera comme écartement des soudures pratique la valeur  $e = 5c$ . On exécutera des soudures continues, si  $e < 2c$ . Dans ce cas, on aura, en admettant que  $e = \frac{c}{T}$  cm.

$$w_s = \frac{T}{2h}$$

et par conséquent, nous choisirons une soudure dont la résistance  $\geq w_s$ .

Suivant les règlements allemands  $w_s = s'k_s$ . On en déduit la valeur de  $s = 1,4 s' = \frac{0,7 T}{h k_s}$  kg/cm<sup>2</sup>

On peut augmenter l'épaisseur des ailes de la même façon que dans les profilés renforcés, en remplaçant la tôle mince par une tôle plus épaisse, à l'aide d'un assemblage transversal simple ou oblique (v. ci-dessus). On peut également recouvrir cet assemblage par un couvre-joint spécial.

L'assemblage de l'âme des tôles soudées s'effectue le plus souvent en appliquant, indépendamment de la soudure bout à bout sur bords chanfreinés, des couvre-joints des deux côtés (fig. 48). D'ordinaire, ces couvre-joints sont relativement étroits, les soudures étant placées le long de ces couvre-joints, parallèlement aux bords de l'assemblage (verticalement).

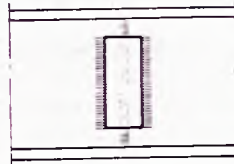


Fig. 48

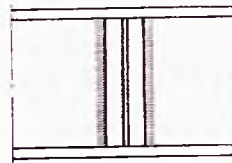


Fig. 49

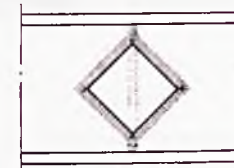


Fig. 50

Ces couvre-joints peuvent être faits en fers à té (fig. 49) et, dans ce cas, ils forment en même temps nervures qui renforcent les tôles soudées. Pour les tôles soudées de faible hauteur, on emploiera utilement des couvre-joints en parallélogramme, suivant la fig. 50, qu'il est beaucoup plus commode d'exécuter sur le chantier.

L'âme des tôles soudées doit être bien renforcée à l'aide de nervures qui sont d'habitude fabriquées avec des fers plats et plus rarement des fers en té.

### C. Poteaux

Les poteaux soudés sont exécutés, le plus souvent, en fers à I, en cornières ou tôles, et plus rarement en fers d'autres profilés.

Les poteaux qui doivent posséder une résistance considérable à la déformation avec, en même temps, des dimensions transversales réduites, peuvent être fabriqués en partant de tôles. On peut aussi se servir de tubes (v. chapitre sur les constructions en tubes), ou, enfin, de deux fers à I assemblés. Les poteaux composés de deux fers à I entrecroisés et perpendiculaires entre eux ont dans les deux directions le même moment d'inertie.

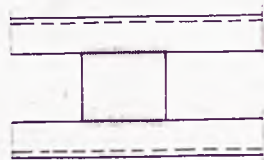


Fig. 51

Si les profilés dont se compose le poteau sont écartés, on les réunit à l'aide de plaques de tôles, qui sont joints aux fers profilés soit bout à bout (fig. 51), soit par recouvrement (A-2 et A-3). Si les profilés se touchent, on les assemble par des soudures, le plus souvent discontinues. Dans le cas où un tel assemblage est difficile ou impossible, on peut avoir recours également aux assemblages à entaille.

La base du poteau peut être exécutée de deux façons différentes :

a) On peut préparer une plaque horizontale en tôle relativement mince, comme celles employées pour



Fig. A 2

les poteaux rivés, et lui donner la rigidité voulue à l'aide de tôles trapézoïdales ou triangulaires A-4. Si la tête de base a de grandes dimensions horizontales, on peut augmenter le nombre des tôles de renforcement en les disposant de manière à assurer la plus grande rigidité du support (A-4). On peut obtenir ce résultat en disposant les tôles dans deux directions rectangulaires (dans le sens de la largeur et de l'épaisseur du pilier) ou dans des directions rayonnantes (A-5), ainsi qu'on le fait pour les piliers en fonte. Enfin, on peut aussi y disposer des renforcements additionnels, sous forme de fers plats (A-4) ou de petites traverses (A-6, A-7), de préférence en fers à U, entre les plaques de renforcement. Ces tôles sont fixées par des soudures au corps du poteau et à la plaque de base. Pour pouvoir les fixer plus facilement, ces tôles ne sont pas exécutées sous forme d'un triangle exact, mais leurs angles sont coupés (suivant fig. 52) de façon

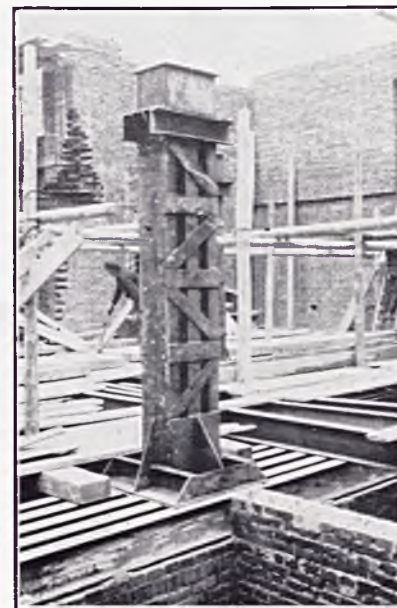


Fig. A 3



Fig. A 4

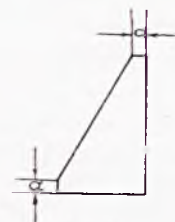


Fig. 52

que la dimension  $a$  corresponde plus ou moins à l'épaisseur de la soudure.

S'il s'agit de réaliser un renforcement de la base peu élevé, on peut remplacer les tôles par des profilés, de préférence en U ou en I (v. par ex. A-3), en formant à l'aide de ces pièces une grille de renforcement. Si les profilés qui composent la base du poteau sont très écartés



Fig. A 5

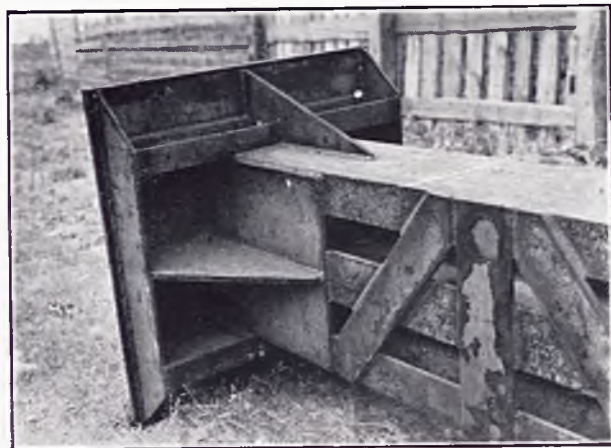


Fig. A 6



Fig. A 7

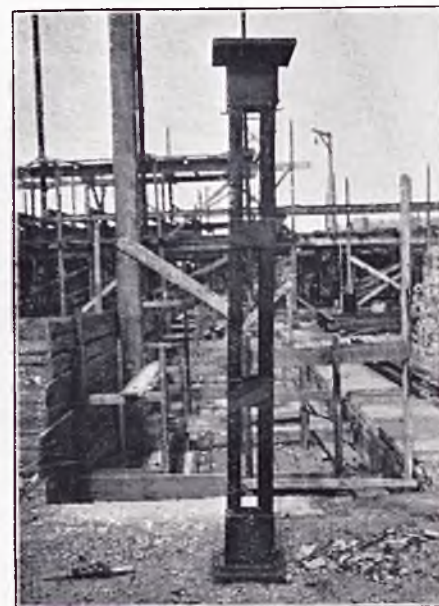


Fig. A 8

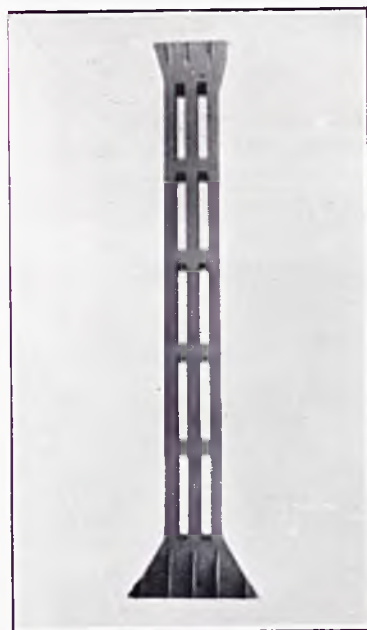


Fig. A 9

entre eux, on peut encore placer entre eux des pièces de renforcement (A-7).

b) On peut aussi former la base des poteaux d'une plaque (A-8), dont l'épaisseur est considérable, et atteint 100 mm. Il faut calculer cette épaisseur au point de vue flexion. Dans ce cas, les tôles de renforcement ne sont pas nécessaires. Les profilés qui forment le corps du poteau sont soudés directement à la plaque de base.

Les chapiteaux des piliers sont recouverts, dans la plupart des cas, d'une tôle horizontale, soudée au poteau A-9. Si une plus grande largeur est nécessaire on augmente la rigidité du chapiteau à l'aide de tôles triangulaires A-9, ou de divers autres supports (A-3, A-10).

Dans les bâtiments à ossature métallique, on emploie, pour faciliter le montage, des

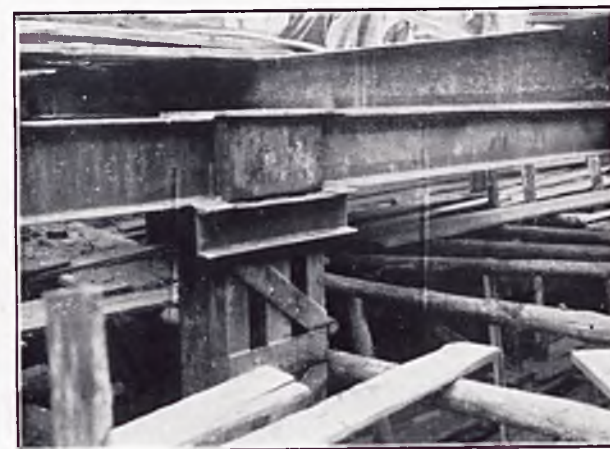


Fig. A 10

poteaux dont les diverses parties traversent deux ou trois étages (A-11). L'assemblage de ces poteaux peut être exécuté par assemblage transversal ou par assemblage longitudinal.

a) L'assemblage transversal est ainsi constitué : le poteau inférieur se termine par un chapiteau, sur lequel repose la plaque de base **b** du poteau supérieur, plaque qui est un peu moins grande que celle du chapiteau **a**, pour permettre de les souder ensemble (fig. 53). Pour faciliter le montage, on ménage dans les plaques des ouvertures correspondantes, à travers lesquelles on fait passer des chevilles rondes, ou encore on soude à la plaque du chapiteau **a** de petits fers plats qui fixent la position de la plaque **b**.

On peut aussi placer sur le chapiteau du poteau inférieur des traverses et faire porter sur elles la base du poteau supérieur. Cette méthode est moins avantageuse, car elle rend le montage plus difficile, et, d'autre part, les traverses peuvent être de hauteurs différentes. Cependant, elle est parfois plus commode (A-1).

b) L'assemblage longitudinal (fig. 14) est basé sur la fixation au chapiteau de couvre-joints qui le dépassent dans le sens de la hauteur; on place le poteau supérieur entre ces couvre-joints, et on les assemble par soudure. Habituellement, les profilés du poteau supérieur reposent directement sur les profilés inférieurs. Le poteau supérieur a ordinairement une section moins grande que celle du poteau inférieur. Si la différence n'est pas grande, on peut y souder au droit de l'assemblage, des couvre-joints dont l'épaisseur rattrape cette différence.

Si, dans la partie supérieure, les profilés dont se composent les poteaux présentent de très fortes différences, on peut exécuter l'assemblage suivant la fig. 54 a, en découpant en conséquence ces profilés et en coudant ensuite les ailes pour s'adapter à la largeur du poteau supérieur.

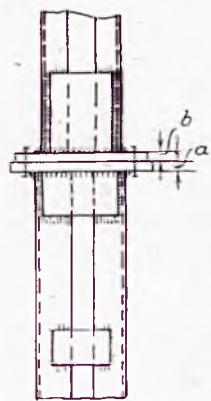


Fig. 53

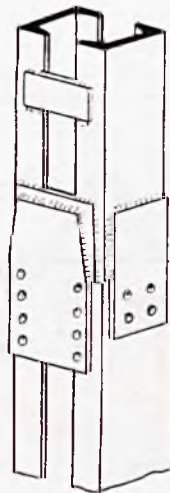


Fig. 54

#### D. Poutres à treillis

C'est surtout dans la construction de poutres à treillis que la soudure a permis une très grande variété d'assemblages auxquels on ne pouvait pas songer en employant l'assemblage riveté (v. chap. IV B). Cela est devenu possible, d'une part, à cause de l'utilisation d'un plus grand nombre de profilés, et d'autre part, en raison de la possibilité d'assembler ces profilés entre eux.

On peut, par exemple, employer des attaches combinées (fig. 55) dans lesquelles sur un seul nœud se trouvent rassemblés des joints par recouvrement et des soudures bout à bout (légèrement écartées du centre du nœud).



Fig. A 11

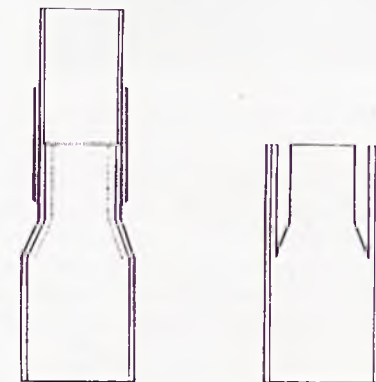


Fig. 54 a

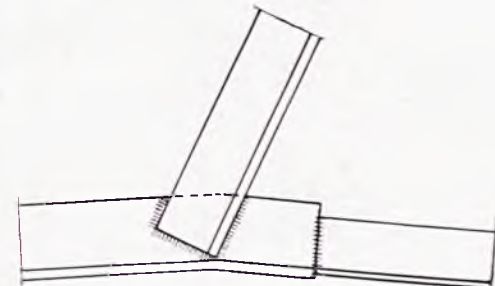


Fig. 55

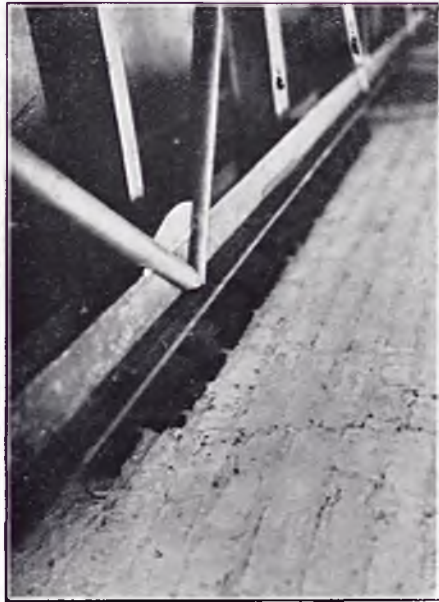


Fig. A 12

L'exécution des poutres à treillis soudées est basée sur l'application des règles indiquées ci-dessus, et sur le choix convenable des sections.

Les sections qui conviennent le mieux pour la construction de membrures de poutres à treillis supportant un effort peu considérable, sont des fers à T ou des fers à double T coupés en deux (A-12). Les sections doubles (par exemple deux cornières) sont moins commodes, d'autant plus que l'on peut difficilement, en les employant, se passer de goussets.

On peut, naturellement, employer des sections différentes, comme, par exemple, des tubes (surtout pour des membrures peu écartées) et des fers plats (pour des membrures assez éloignées l'une de l'autre).

Pour des dimensions et des charges plus grandes, on peut se servir de fers à double T, les barres du treillis pouvant être assemblées directement l'une sur l'autre ou par l'intermédiaire de goussets, suivant fig. 56 et 57.

Pour des charges encore plus grandes (ponts), on se sert de sections composées de tôles et profilés.

Les barres sont faites en profilés, qui sont le plus souvent découpés à

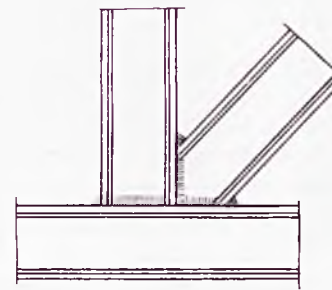


Fig. 56

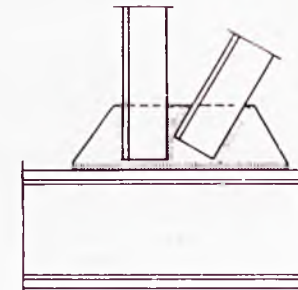


Fig. 57

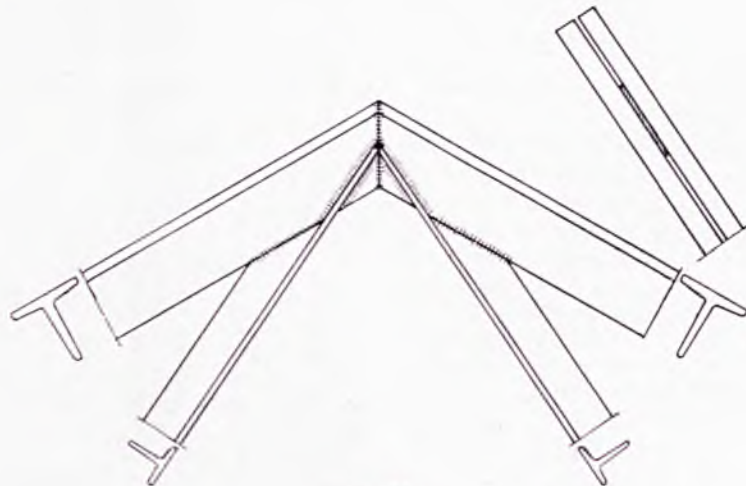


Fig. 58

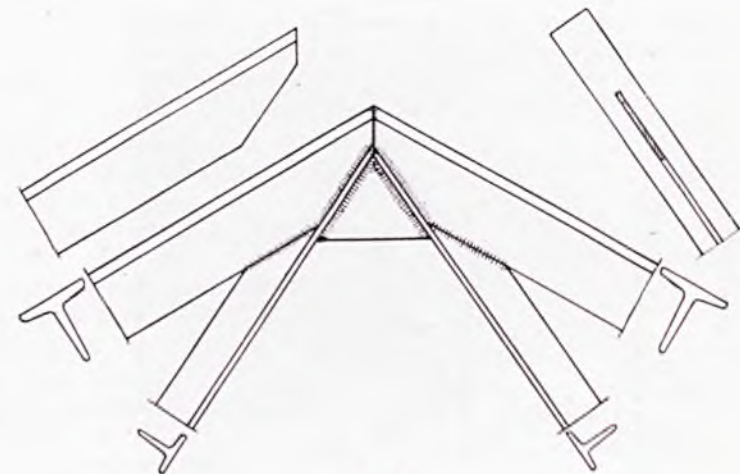


Fig. 59

l'endroit où ils s'attachent aux membrures. Pour des treillis de dimensions réduites, on emploie surtout des cornières ou des fers à T. Les tubes sont employés lorsqu'il s'agit de diminuer, dans la mesure du possible, les dimensions transversales de la barre, par exemple, lorsqu'il faut que le toit projette le moins d'ombre possible sur le vitrage qui se trouve au-dessous de lui (A-12). Pour des treillis qui supportent une plus grande charge, on emploie aux croisements des fers en double T, pour ceux qui sont encore plus chargés (ponts) des sections composées de profilés et de tôles.

Il y a lieu de s'arrêter tout spécialement à la question des nœuds des faîtes des fermes. Cette question est plus difficile à résoudre, car à ces endroits se rencontrent un grand nombre de poutres, qu'il s'agit d'assembler, et les angles entre les axes de ces poutres sont d'habitude très aigus. Les fig. 58 et 59 représentent deux exemples de construction d'assemblages de faîtes de fermes, et montrant la différence existant avec la construction rivée.

Les fers à T représentés par la fig. 58 sont découpés de façon à enserrer des deux côtés l'âme de l'arbalétrier. Sur la fig. 59 nous voyons les âmes des arbalétriers chanfreinées en diagonale et les tôles triangulaires intercalées entre les diagonales.



Fig. A 13

## VII. ASSEMBLAGE DES POUTRES ENTRE ELLES ET AVEC LES POTEAUX

L'assemblage des poutres entre elles se fait par soudure suivant le mode représenté fig. A-13. Si l'on peut se contenter de l'assemblage indiqué fig. 59 a, cette méthode paraît plus avantageuse, car elle ne présente pas de soudures au plafond.

Les longrines et les solives sont reliées aux poteaux dans la plupart des cas par des soudures directes (fig. 60) calculées d'après la formule indiquée à la page 13. Pour constituer l'appui nécessaire, on dispose parfois, entre ou sur les membrures du poteau, une tôle soudée (fig. 60 a). Le montage est fortement facilité par des consoles (cornières très courtes) soudées au poteau à l'atelier, sur lesquelles on fait reposer la semelle de la poutre (fig. 60 b). On peut également préparer un support analogue avec de petits fers à T, ou suivant toute autre méthode. Les longrines qui passent à travers un poteau en deux parties peuvent prendre appui sur des traverses ou des tôles interposées entre les membrures (fig. 61). Lorsque les longrines sont formées de deux profilés à une certaine distance l'un de l'autre, on peut directement souder leurs âmes au poteau les ailes étant également découpées et soudées au poteau (A-14 et fig. 62).



Fig. 59 a

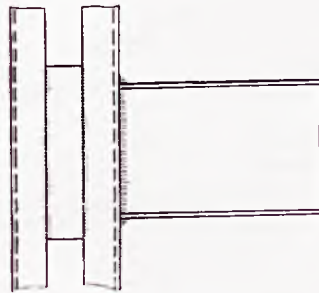


Fig. 60

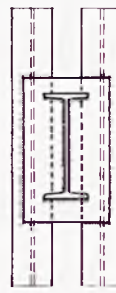
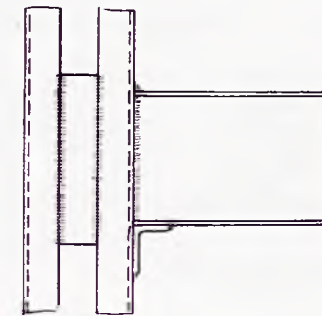


Fig. 60 a



Fig. 60 b



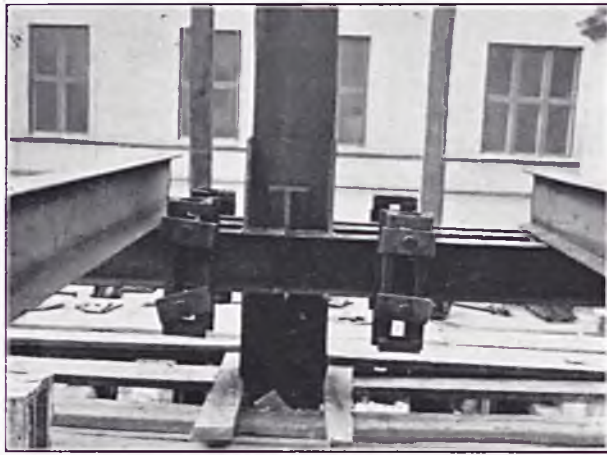


Fig. A 14

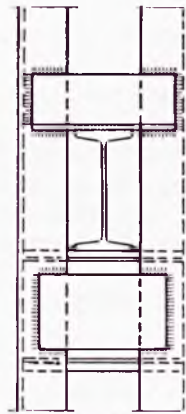


Fig. 61

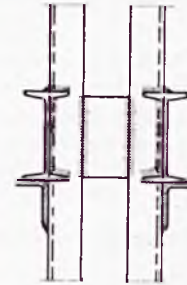


Fig. 62



Fig. A 15

Si le poteau supporte plusieurs poutres l'une à côté de l'autre, on peut exécuter les assemblages de différentes façons. La construction de la Caisse d'Épargne Postale en offre de nombreux exemples (A-10, A-14, A-15, A-16).

Les poutres à une seule travée peuvent être l'objet d'un renforcement; celles qui reposent sur plusieurs appuis peuvent être continues. En pratiquant un renforcement, ou en assurant la continuité de la poutre, on pourra réduire sensiblement ses dimensions. Les assemblages suivants permettent de satisfaire à ces conditions :

- 1° Les profilés ne présentent pas de solution de continuité (A-17);
- 2° Les profilés sont renforcés avec des tôles triangulaires ou trapézoïdales (fig. 63);
- 3° On emploie un couvre-joint qui, par dessus la poutre principale, relie les ailes des deux traverses dont la continuité était interrompue par le passage de cette poutre (A-17). Les dimensions de ce couvre-joint doivent être calculées pour qu'il puisse supporter l'effort total d'extension imposé aux ailes qu'il relie.

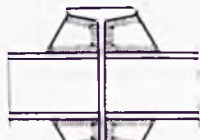


Fig. 63

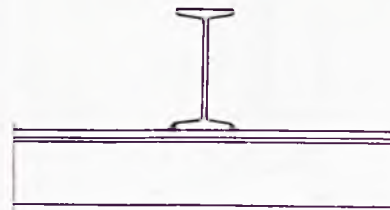


Fig. 64

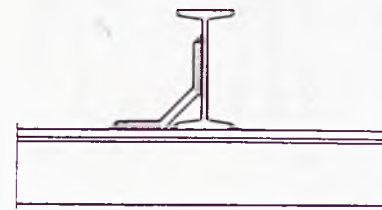


Fig. 65

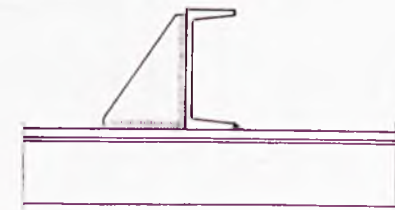


Fig. 66



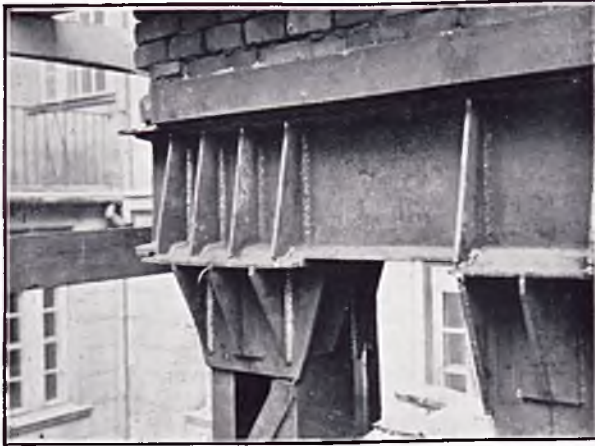


Fig. A 16

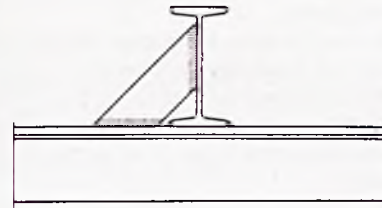


Fig. 67

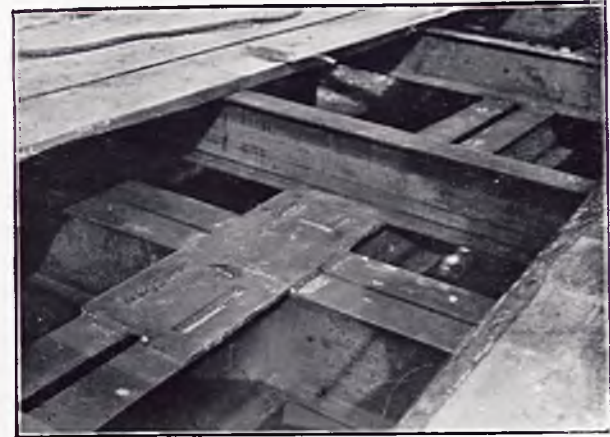


Fig. A 17

La fixation des pannes sur les arbalétriers est exécutée dans la plupart des cas de la façon suivante :

- a) soit par un assemblage direct à l'aide de deux soudures à clin, lorsque la pente du toit n'est pas très grande (fig. 64) ;
- b) en se servant d'un appui composé de tôles coudées (fig. 65) ;
- c) soit en se servant d'un appui composé de tôles triangulaires sur champ (fig. 66 et 67) ;
- d) soit enfin en remplaçant dans le procédé précédant les tôles par des profilés découpés également en triangles (fig. 68).

Si l'arbalétrier est fait d'un tube, la panne est supportée soit sur des tôles soudées suivant la figure 69, soit sur des supports indiqués fig. 70 que l'on découpe de préférence dans des fers à T ou à double T.

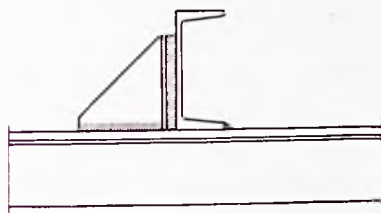


Fig. 68

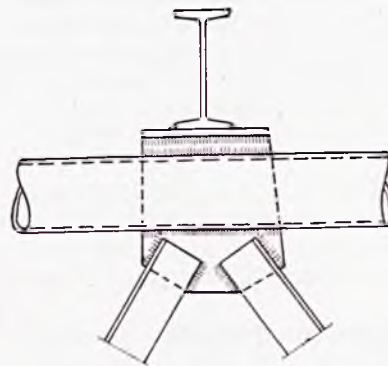


Fig. 69

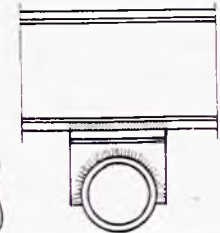
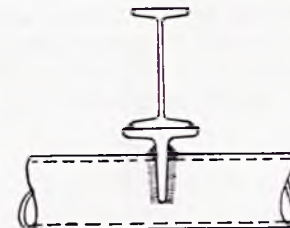
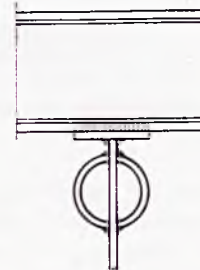


Fig. 70

## VIII. CONSTRUCTIONS EN TUBES

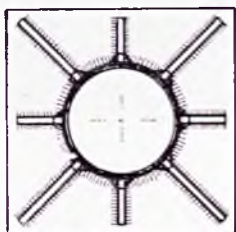
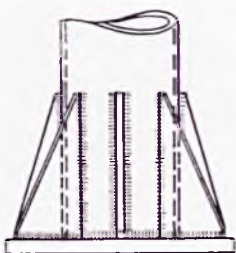


Fig. 71

L'emploi des tubes dans les constructions en charpentes métalliques n'a été rendu possible que par la soudure. On peut se servir de tubes étirés sans soudure, ou de tubes à soudures longitudinales ou en hélice.

Les avantages des tubes, comme éléments de construction, sont les suivants :

**Economie maximum de matière** dans les éléments travaillant à la compression, et qui présentent le poids le plus réduit. Cette propriété déjà intéressante par elle-même, intervient d'une façon importante dans l'évaluation des frais totaux. Toutefois, quand il s'agit de tubes sans soudure, leur prix élevé ne peut en général être compensé par l'économie provenant de la réduction de poids, mais en employant ces tubes soudés, on diminue sensiblement les prix, et cet emploi peut être tout à fait avantageux.

**Bel aspect extérieur** surtout dans les petites constructions, supérieur à celui des cornières et autres profilés, particulièrement intéressant pour les mâts, les passerelles, etc... Par ailleurs, les considérations d'ordre architectural rendent souvent nécessaire l'emploi de sections circulaires.

**Absence d'arêtes vives**, ce qui est surtout appréciable aux endroits où ces arêtes peuvent blesser des personnes, ou lorsqu'il s'agit d'obtenir une surface lisse au toucher. Pour cette raison, les barres d'appui, les rampes, etc., sont souvent construites en tubes.

**Sections réduites** ; les constructions tubulaires ne projettent que des ombres de faible largeur. Cette qualité les fait apprécier dans les constructions à claire-voie ou servant à l'éclairage. C'est ainsi, par exemple, que la charpente du vitrage au-dessus du hall de la Caisse d'Épargne Postale de Varsovie a été faite en tubes.

**Surface extérieure plus réduite** qu'avec les autres sections. Cette diminution atteinte, dans les cas normaux, 20, 30 et parfois même 50%. Par conséquent, la quantité de revêtement, peinture, etc., employée est aussi plus petite.

**Pression du vent moins forte** tant à cause de la surface réduite qu'à cause des formes arrondies de la charpente.

D'un autre côté, le principal obstacle à l'emploi des tubes est **leur prix unitaire plus élevé**, dont nous avons déjà parlé ci-dessus. A ne considérer que la question des frais globaux, la construction faite à l'aide de tubes est rarement avantageuse. Cela se produit cependant quelquefois, mais dans la plupart des cas, les décisions sont dictées par d'autres considérations (que nous venons de citer ci-dessus).

On a exprimé des craintes quant à la difficulté de conservation de l'intérieur, mais ces craintes n'ont plus maintenant leur raison d'être. En effet, l'emploi de ciment à l'intérieur des tubes les protège complètement contre la rouille, tout en augmentant quelque peu le poids de la construction. En outre, aux assemblages, les tubes sont fermés et soudés, ce qui les garantit aussi contre la rouille.

On peut assembler les tubes soit bout à bout, soit à l'aide de tôles de jonction. L'assemblage bout à bout peut être exécuté soit sans renforcement, soit avec renforcement.

L'assemblage peut être exécuté à l'aide de tôles de jonction dans deux cas, d'abord lorsqu'il s'agit d'un assemblage exclusivement composé de tubes, et ensuite, lorsque l'assemblage présente à la fois des tubes et d'autres profilés, comme par exemple des fers à T. Les tôles de jonction permettent en effet d'augmenter la longueur des soudures, et éventuellement, d'égaliser les longueurs de plusieurs soudures. On peut les placer aussi de deux façons différentes : soit entre les tubes, soit en les insérant dans des ouvertures découpées dans les tubes (A-12).

La fig. 71 représente des détails de piliers construits en tubes.

Les principes ci-dessus, destinés à l'étude des constructions soudées, ne sont donnés évidemment que d'une façon tout à fait schématique, et seulement pour les constructions qui se rencontrent le plus fréquemment. Nous n'avons parlé ni de la construction des ponts, ni des constructions que l'on rencontre plus rarement, comme par exemple, les châteaux d'eau.

Les bâtiments construits ces dernières années en Pologne forment un exemple des plus intéressants de l'application de la soudure à la charpente d'acier.

Parmi eux, on peut citer diverses constructions exécutées à Varsovie, parmi lesquelles l'immeuble de la Caisse d'Épargne Postale, dont le présent album donne la description et reproduit les photographies des éléments et des assemblages les plus caractéristiques.

Stefan BRYLA, Professeur à l'École Polytechnique de Lwow.

# SPAWANE KONSTRUKCJE STALOWE W BUDOWNICTWIE

---

---

- I. Uwagi ogólne.
- II. Naprężenia dopuszczalne.
- III. Rodzaje spoin używanych w połączeniach spawanych.
- IV. Połączenia prętów.
  - A. Łączenia prętów na długość.
    - 1. Połączenia stykowe.
    - 2. Połączenia na zakładkę.
    - 3. Połączenia na przykładki.
  - B. Łączenie prętów pod kątem.
    - 1. Przy pomocy spoin pachwinowych.
    - 2. Na zakładkę.
    - 3. Na blachy węzłowe.
- V. Obliczenie połączeń spawanych.
  - A. Spoiny stykowe.
  - B. Spoiny pachwinowe.
  - C. Spoiny brózdowe.
  - D. Styk belek zginanych.
- VI. Główne elementy konstrukcji spawanych.
  - A. Dźwigary wzmocnione przy pomocy spawania.
    - 1. Dźwigary z przypojonowemi nakładkami.
    - 2. Dźwigary podwyższone.
    - 3. Dźwigary wzmocnione żebrami.
  - B. Blachownice.
  - C. Słupy.
  - D. Belki kratowe.
- VII. Połączenia dźwigarów ze sobą i ze słupami.
- VIII. Konstrukcje rurowe.

# SPAWANE KONSTRUKCJE STALOWE W BUDOWNICTWIE

## I. - Uwagi Ogólne

Zastosowanie spawania w budownictwie datuje się dopiero od kilku lat. Zrazu używano spawania tylko przy wykonywaniu niewielkich konstrukcyj, albo też do naprawy konstrukcji zniszczonych. Mniej więcej przed pięciu laty zaczął się jednak rozwój ich na większą skalę.

Powstanie budowli spawanych umożliwione zostało dzięki wielu doświadczeniom nad wytrzymałością połączeń spawanych, jakie wykonywano w wielu krajach. Doświadczenia te zbudowały silne podstawy pod należyte obliczenie konstrukcyj spawanych, które dziś oblicza się przynajmniej równie pewnie, jak konstrukcje nitowane. W kilku państwach istnieją już przepisy dotyczące wykonywania tych konstrukcyj: w r. 1928 wydano pierwsze przepisy w Polsce, w r. 1929 w Stanach Zjednoczonych, w r. 1930 w Niemczech, w r. 1933 wydano nowe przepisy w Niemczech i w Polsce.

Tak szybki rozwój tych konstrukcyj został spowodowany dużymi ich walorami. W stosunku do nitowanych są one przedewszystkiem lżejsze, a to z następujących powodów: potrzebne przekroje prętów są znacznie mniejsze, gdyż nie potrzeba odtrącać dziur na nity a zmniejszenie ciężaru własnego konstrukcyj pociąga dalsze zmniejszenie tych przekrojów; powtórne łączniki, jakich w konstrukcjach nitowanych jest bardzo wiele, odpadają nieraz zupełnie, jeżeli zaś są potrzebne, to o znacznie mniejszych rozmiarach, wreszcie dalsze zmniejszenie wagi własnej uzyskuje się przez to, że połączenia spawane łatwiej zapewniają sztywność konstrukcji niż nitowane. Oszczędność na wadze zależy od charakteru konstrukcji, wogóle jednak waha w granicach od 10 % do 30 %, dochodząc w poszczególnych wypadkach nawet jeszcze wyżej.

O ile chodzi o robociznę, to w zasadzie oszczędności jej osiągnane dzięki spawaniu są poważne, odpada bowiem dokładne trasowanie konstrukcji w warsztacie, a robota warsztatowa wogóle zmniejsza się znacznie, — zwłaszcza, gdy stosujemy cięcie palnikiem acetylenowym.

Szybkość wykonania jest znacznie większa, wystarczy tu mniejsza ilość pracowników niż przy nitowaniu. Z drugiej strony spawanie wymaga dobrych i sumiennych spawaczy, należytej kontroli i dobrego materiału pałeczek, a także należytych urządzeń. Ponieważ czynniki te w różnych krajach grają różną rolę, przeto nie można podać jednolitych danych co do kosztu robocizny. Wogóle jednak powinien on być na 1 kg niższy od kosztu 1 kg konstrukcji nitowanej. Jednak nawet tam, gdzie konstrukcje spawane nie osiągnęły jeszcze tego stopnia rozwoju, by cena ich jednostkowa była niższa niż przy nitowaniu — koszt ich jest niższy niż nitowanych już tylko z powodu zmniejszenia wagi. W miarę rozwoju konstrukcji spawanych, różnica ta przesuwa się w coraz większym stopniu na ich stronę.

Niezależnie od swej tanioci, posiadają konstrukcje spawane jeszcze następujące zalety: spawanie można wykonać nieraz w warunkach, w których nitowanie jest utrudnione, albo wręcz niemożliwe, opracowanie projektu jest daleko prostsze, a nawet czasem konstrukcje spawane można wykonać bez rysunków szczegółowych; tak np. wykonano część konstrukcji P. K. O. w Warszawie; konserwacja ich jest łatwiejsza i tańsza, wreszcie zaś urozmaicenie ich nie nastęrcza żadnych trudności.

Zwrócić jednak należy uwagę nato, że projektowanie i wykonywanie konstrukcyj spawanych wymaga specjalnego przygotowania i doświadczenia. Projektuje się je bowiem zupełnie inaczej niż nitowane. Znalezienie właściwej drogi było zrazu trudne; jednakże zasady projektowania z wolna się ustalają. Wydawnictwo niniejsze na podstawie wykonanych budowli ma ją wskazać inżynierom i architektom.

## II. Naprężenia dopuszczalne

Przepisy dotyczące stalowych konstrukcji spawanych, określają zawsze wysokości naprężeń dopuszczalnych dla spoin. Poniżej podajemy zestawienie tych naprężeń dopuszczalnych, przepisanych przez poszczególne państwa, przy czym za podstawę przyjęto naprężenia dopuszczalne materiału macierzystego 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

**Zestawienie naprężeń dopuszczalnych w kg/cm<sup>2</sup> w poszczególnych państwach dla zasadniczego naprężenia dopuszczalnego 1200 kg/cm<sup>2</sup>.**

	Polska 1933		Prusy	Ver. Deutsch Ingenieure 1933	Am Weld Society	Szwajcaria
Na rozciąganie $k_r$ .....	1000		720	850	900	840
Na ściskanie $k_c$ .....	1000		900	1100	1050	840
Na zginanie $k_g$ .....	1000		1)	850	1)	840
Na ścinanie $k_s$ .....	$s$	$w_s$				
	5 $\frac{m}{m}$	350	1000			
	8 $\frac{m}{m}$	480	860			
	12 $\frac{m}{m}$	600	715	600	790	670
	16 $\frac{m}{m}$	700	625			
	20 $\frac{m}{m}$	800	570	750		

1) Naprężenie dopuszczalne na zginanie ma granice równe naprężeniom dopuszczalnym na ściskanie wzgl. rozciąganie.

## III. Rodzaje spoin używanych w połączeniach spawanych

W konstrukcjach stalowych używane są następujące typy spoin :

1. **Stykowe**, w których dodany materiał umieszcza się w rowkach utworzonych przez krawędzie :

- rozsunięte jak na fig. 1. przy prętach do 4 mm grub ;
- ścięte jednostronnie na V jak na fig. 2. ;
- ścięte obustronnie na X, jak na fig. 3.

Przekrój ich poprzeczny dostosowany jest do przekroju części łączonych.

2. **Pachwinowe** (fig. 4), w których materiał nanosi się w kącie utworzonym przez płaszczyzny nachylone do siebie, najczęściej prostopadle. Są one zazwyczaj nieco wypukłe, jednakowoż w obliczeniu przyjmuje się przekrój trójkątny, najczęściej równoramienny.

Rozróżniamy :

- spoiny pachwinowe podłużne (boczne), równoległe do kierunków działania siły (fig. 5). ;
- spoiny pachwinowe poprzeczne (czołowe) prostopadle do tego kierunku (fig. 6).

3. **Brózdowe** (szczelinowe) (fig. 7) w jednej z części łączonych znajduje się wcięcie, zazwyczaj podłużne, w którym umieszcza się materiał dodatkowy. Nałożyć go można, albo tylko wzdłuż obwodu wcięcia (fig. 8), albo wypełnić całe wcięcie (fig. 9). Niekiedy w jednym połączeniu spotykamy rozmaite rodzaje spoin, n.p. na fig. 10 widzimy spoiny podłużne, poprzeczne, a częściowo i brózdową.

Na fig. 11 widzimy spoiny otworowe, t. zw., « nity spawane », stosowane wogóle rzadko, najczęściej wtedy, gdy konstrukcja była przygotowana do nitowania, albo gdy do montażu stosowane były połączenia na sworznie.

Wszystkie te rodzaje połączeń poddawane były już wielokrotnie w wielu miejscach badaniom, co do ich wytrzymałości i na podstawie tychże określono z potrzebną dokładnością sposoby ich obliczania.

#### IV. Połączenia prętów

##### A. Łączenie prętów na długość

Połączenia prętów na długość można wykonać :

1) stykowe, 2) na zakładkę, 3) na przykładki.

1. **Połączenia stykowe** (fig. 12) należą jeszcze dzisiaj do tych, które niechętnie są używane bez dodatkowych wzmocnień, aczkolwiek w nich właśnie przeniesienie sił jest najbardziej bezpośrednie. Naprężenia dopuszczalne w nich przyjmowane są — we wszystkich istniejących dotąd przepisach — niższe niż naprężenia dopuszczalne dla materiału macierzystego, chociaż przy pomocy materiałów do spawania używanych, można dzisiaj niejednokrotnie połączenie takie wykonać z wystarczającą pewnością. Istnieją konstrukcje, wykonane wyłącznie za pomocą połączeń stykowych. Najczęściej jednak dzisiaj połączenie stykowe wzmocnia się przy pomocy dodatkowych elementów w rodzaju nakładek, przykładki dek i t. p.

2. **Połączenia na zakładkę** (fig. 13) są wogóle racjonalne wyłącznie wtedy, gdy jeden z prętów łączonych jest podwójny, drugi pojedynczy, aby przeniesienie się siły było osiowe.

3. Najczęściej używane są dzisiaj **połączenia na przykładki** (fig. 14). Dotyczy to tak prętów narażonych na siły osiowe, jakoteż i belek zginanych.

##### B. Łączenie prętów pod kątem

Istnieją następujące sposoby połączeń prętów pod kątem :

1) Połączenie przy pomocy spoin **pachwinowych** (fig. 4, 15).

2) Połączenie na zakładkę wykonać można albo wtedy, gdy pręt jest podwójny, a zachodzi na pojedynczą blachę (lub naodwrot fig. 16), albo też gdy pręty są wycięte przy pomocy palnika tlenowo-acetylenowego (fig. 17). Połączenia wykonać tu można bardzo różnie, zależnie od kształtu prętów łączonych ze sobą.

Są to połączenia typowe ; wogóle spawanie pozwala jednak na ogromną różnorodność połączeń - bezporównania większą niż nitowanie.

3) **Połączenie na blachy węzłowe** jest właściwie również połączeniem na zakładkę. Blachy węzłowe mogą być ujęte między pręty pasa (fig. 18), o ile ten jest podwójny, wtedy powinny one albo wystawać poza kątowniki pasa (fig. 19) albo nie dochodzić do ich naroży (fig. 20), aby było można wygodnie umieścić spoinę. Przy pojedynczym przekroju pasów, blachy łączą się na styk do pasów (fig. 21).

#### V. Obliczanie połączeń spawanych

##### A. Spoiny stykowe

Niech będzie  $F$  przekrojem poprzecznym pręta łączonego,  $F_s$  — przekrojem spoiny,  $k$  — naprężeniem dopuszczalnym materiału konstrukcji na rozzerwanie wzgl. ściskanie,  $k_s$  — materiału spoiny, to siła jaką przenieść może dany pręt, wynosi  $S = Fk$ , zaś siła jaką przenieść bezpiecznie spoina

$$S_s = F_s k_s$$

Jeżeli uzyskamy spoinę, dla której  $k_s = k$ , to wtedy spoina o tym samym przekroju, co pręt  $F_s = F$ , przeniesie całą siłę bezpiecznie. Jeżeli jednak, jak przyjmujemy zwykle,  $k_s < k$ , to wtedy różnicę sił  $\Delta S = F(k - k_s)$  przenieść musi się przez przykładki. Wedle przepisów polskich dla normalnej spoiny mamy  $\Delta S = 0,17S$ , wedle niemieckich  $S = 0,25 S$ . Przepisy polskie pozwalają jednak na uzyskanie  $k_s = k$ , to jest na spawanie stykowe bez przykładek, pod warunkiem, że przy badaniu pałeczek uzyska się jako wytrzymałość średnią na rozzerwanie  $3700 \cdot 1,2 = 4440 \text{ kg/cm}^2$ , co jest zupełnie do osiągnięcia przy dobrych elektrodach i dobrym wykonaniu.

##### B. Spoiny pachwinowe

Spoiny pachwinowe stosuje się tak celem połączenia prętów narażonych na siły osiowe (n.p. w belkach kratowych), jakoteż celem połączenia ze sobą belek zginanych. Za podstawę ich obliczania przyjmuje się, że zniszczenie spoiny nastąpi przez jej ścięcie w tej płaszczyźnie, w której posiada ona najmniejszą powierzchnię przekroju. Przyjmuje się przytem dla uproszczenia, że powierzchnia zewnętrzna spoiny jest płaska (fig. 22), więc n.p.  $ab$ , wzgl.  $ac'b$ , ale nie  $aob$ ; wtedy powierzchnia ścięcia będzie  $pl. cc'$ . Przyjęcie prost.  $j ab$  zamiast  $aob$  zwiększa pewność obliczenia. Dla najczęściej spotykanych spoin równoramiennych  $ac = cb = s$ , wtedy  $cc' = s' = 0,707 = 0,7 s$ .

Dla spoin nierównoramiennych przyjmuje się jako miarodajny wymiar  $c'$ , przyczem  $c'$  jest prostopadłe do  $ab$ . Spoina o wymiarach poprzecznych  $s \times s$ , a o długości  $l$  przeniesie zatem może siłę

$$P = s \cdot l \cdot k_s = 0,7 \cdot slk_s$$

gdzie  $k_s$  jest naprężeniem dopuszczalnym na ścinanie.

Najczęściej przyjmuje się, że naprężenie dopuszczalne  $k_s$  na  $cm^2$  jest niezależne od grubości spoiny. W rzeczywistości spoiny cieńsze posiadają wytrzymałość (na jednostkę powierzchni) większą niż spoiny grubsze. Uwzględniają to Przepisy Polskie, przepisując naprężenia dopuszczalne dla spoin bocznych w zależności od ich wymiarów poprzecznych, przyczem dla zasadniczego naprężenia dopuszczalnego dla materiału macierzystego  $1200 \text{ kg/cm}^2$ , przepisują one :

Wymiary spoiny, m/m .....	5×5	6×6	8×8	10×10	12×12	14×14	16×16	18×18	20×20
Napr. dopuszcz : $k_s \text{ kg/cm}^2$ .....	1000	950	860	775	715	650	625	590	570
$w_s \text{ kg/cmb}$ .....	350	400	480	550	600	650	700	750	800

Dla zniszczenia połączenia wedle fig. 23 muszą ulec zniszczeniu spoiny łącznej długości  $(a + a')$ .

Wtedy dla spoin o tych samych wymiarach poprzecznych  $S = (a + a') w_s$ .

Wzór ten oparty jest na założeniu, że naprężenie rozkłada się równomiernie na całej długości spoiny. Nie odpowiada to ściśle rzeczywistości, jest jednak ogólnie przyjmowane i wystarczająco pewne.

Przy przekrojach symetrycznych należy oczywiście zastosować obustronnie spoinę o tych samych wymiarach (fig. 5.) Natomiast przy przekrojach niesymetrycznych, których oś ciężkości odchyła się od środka szerokości pręta, należy długość spoin po obu stronach dostosować do położenia osi ciężkości (por. § 4 przepisów). Weźmy pod uwagę n.p. kątówkę (fig. 23), to przy tych samych wymiarach poprzecznych spoiny otrzymujemy :

$$ae = a'e', \text{ czyli } a = \frac{e'}{e} a'$$

Dla  $e = e'$  mamy  $a = a'$ , czyli spoiny symetryczne.

Jeżeli z jednej strony umieścimy spoinę o naprężeniu dopuszczalnym  $w_s$ , z drugiej o naprężeniu dopuszczalnym  $w'_s$  ( $w$  w  $kg/cmb$ ), to dla przekroju symetrycznego musi być

$$w_s a = w'_s a'$$

natomiast dla przekroju niesymetrycznego

$$w_s ae = w'_s a e'$$

W tym ostatnim wypadku możemy zastosować spoiny o równej długości (fig. 4), jeżeli przyjmiemy  $w_s \cdot e = w'_s \cdot e'$ .

Spoiny czołowe obliczamy na tej samej zasadzie, co spoiny boczne, aczkolwiek naprężenia występujące w nich mają charakter bardziej złożony ; występuje tu bowiem ścinanie i rozciąganie.

Spoiny czołowe wykazują większą wytrzymałość (o 10 do 20 %) od bocznych, natomiast przy tem samym obciążeniu wydłużają się mniej niż spoiny boczne ; dlatego o ile w jednym i tem samym połączeniu są spoiny boczne i czołowe, to w tych ostatnich występują naprężenia wyższe i przy zniszczeniu połączenia spoiny czołowe pękają pierwsze.

Przy obliczaniu takich kombinowanych spoin, nie uwzględnia się przeto większej wytrzymałości spoin czołowych i przyjmuje dla obu rodzajów spoin jednakowe naprężenia dopuszczalne, a mianowicie mniejsze — jak dla spoin bocznych. Zaznaczyć należy, że niektórzy uważają, że i to jest nie dość bezpieczne i biorą do obliczenia tylko połowę długości spoin bocznych. Ten sposób obliczania nie ma jednak uzasadnienia teoretycznego i w wielu wypadkach może dać wyniki zanadto niekorzystne.

Wogóle można powiedzieć, że sprawa ta nie jest jeszcze całkowicie wyjaśniona i stoi otworem dla dalszych badań.

### C. Spoiny brózdowe (szczelinowe)

Spoiny brózdowe mogą być wykonane w dwojaki sposób, albo wycięcie w blasze będzie stosunkowo szerokie, a spoina rozmieszczona będzie wzdłuż całego jego obwodu (fig. 25 i 8), albo wycięcie będzie wąskie i w całości wypełnione materiałem pałeczki (fig. 7 i 26).

Przy wycięciu szerokim mamy do czynienia ze spoiną pachwinową, którą oblicza się normalnie według wzorów, przyczem długość jej przyjmuje się równą długości obwodu wycięcia. Jeżeli obwód ten wynosi  $a_0$ , to siła, jaką może bezpiecznie przenieść spoina brózdowa wynosi :

$$P = w_s a_0 \text{ kg}$$

względnie naprężenie  $T_s$

$$T_s = \frac{P}{a_0} \text{ kg/cmb}$$

Jeżeli brózda wypełniona jest w całości materiałem elektrody, to może ona zostać ścięta albo według linii o szerokości  $m$ , albo według płaszczyzn  $ab$  i  $a'b'$  (fig. 26). Spoina musi być przeto przeliczona dla dwu wypadków. Dla pierwszego mamy  $P = n w_{sm}$ , gdzie  $n$  jest długością brózdki, a  $w_{sm}$  dopuszczalnym naprężeniem na 1 cmb., które przyjmujemy w wysokości takiej, jak dla dwu spoin pachwinowych, każdej o grubości  $s' = \frac{m}{2}$  czyli  $s = 0,7 m$ . Dla wypadku drugiego mamy :

$P = 2 n w_{st}$ , gdzie  $w_{st}$  przyjmujemy w wysokości takiej, jak dla spoiny pachwinowej o grubości  $s' = t$ , względnie  $s = 1, 4 t$ . Z porównania obu tych równań widać, że dają jednakowe wyniki gdy  $w_{sm} = 2 w_{st}$  a więc, gdy  $m = 2 t$ .

Jest to zatem najodpowiedniejszy stosunek szerokości spoin brózdowej do jej grubości. Dla  $m < 2 t$  należy liczyć na  $w_{sm}$ , dla  $m > 2 t$  na  $w_{st}$ . Niemieckie przepisy nakazują przekrój użyteczny liczyć po odtrąceniu przekroju spoiny brózdowej, dlatego spoiny wedle fig. 7 i 26 są w Niemczech niewskazane. W przepisach polskich tego zastrzeżenia niema, zatem jako przekrój użyteczny uważać można cały przekrój pręta łączonego.

Pozwala to u nas na uzyskanie większej oszczędności i racjonalnego wykorzystania połączenia, oczywiście przy dobrej robocie. Dlatego też ustrój brózdki wedle fig. 7 i 28 jest u nas właściwszy od ustroju wedle fig. 25 i 8.

#### D. Styk belek zginanych

Styk belek zginanych oblicza się na moment zgięcia występujący w danym przekroju. Jeżeli przekrój belki ma w miejscu styku moment wytrzymałości  $W$ , to i spoina będzie miała ten sam moment wytrzymałości  $W_s = W$ . Jednakowoż naprężenie dopuszczalne na zginanie dla spoiny jest mniejsze niż dla materiału macierzystego  $k_s < k$ , przyczem różnica jest unormowana przez przepisy. Niech  $k_s = \alpha k = k(1 - \varphi)$ , to wedle przepisów polskich  $\alpha = 0,83$  (wzgl.  $\varphi = 0,17$ ) wedle niemieckich  $\alpha = 0,75$ , wzgl.  $\varphi = 0,25$ . Jest wskazane zatem odsunąć styk od miejsca największego momentu. Jeżeli moment  $M_s$  w ten miejscu jest mniejszy od max.  $M$  o ilość większą niż  $\varphi$  %, to można styk wykonać bez żadnych elementów dodatkowych. Przeważnie da się to osiągnąć :

Przy bardzo dobrych elektrodach i bardzo dobrem wykonaniu przepisy polskie pozwalają osiągnąć  $\alpha = 1$ , por. wyżej, a tem samym styk wykonać bez żadnych przykładek i nakładek nawet w miejscu max.  $M$ , czego się zresztą zazwyczaj unika.

Jeżeli to się osiągnąć nie da, to musimy zastosować przykładki (z boku) lub nakładki (górną i dolną). Czasem bywa stosowany t.zw. styk poprzeczny z blachą wstawioną poprzecznie między końcami zetkniętych dzwigarów (fig. 28 a).

Jeżeli zastosujemy przykładki (fig. 27), to wysokość belki łączonej w miejscu styku nie ulegnie zmianie. Niech moment bezwładności przykładek wynosi  $I_p$ , to będziemy mieli :

$$M = \alpha k W + k \frac{2 I_p}{h} = k \left( \alpha W + \frac{2 I_p}{h} \right), \text{ gdzie}$$

$h$  jest wysokością belki w miejscu styku, zaś  $\alpha = \frac{k_s}{k}$

Stąd możemy znaleźć potrzebny moment bezwładności przykładek :  $I_p = \frac{1}{2} h \left( \frac{M}{k} - \alpha W \right) \text{ cm}^3$

Jeżeli stosowane zostaną nakładki (fig. 28), to wtedy wysokość belki w miejscu styku, zwiększy się o grubość nakładek. Musimy wtedy w obliczeniu wprowadzić dla przekroju belki nie

$$W = \frac{2 I}{h}, \text{ ale } W' = \frac{2 I}{h'}, \text{ zaś dla nakładek (i ewentualnie przykładek) } W_n = \frac{2 I_n}{h'}$$

Będziemy mieli wtedy :

$$M = \alpha k W' + k W_n = k \left( \alpha W' + W_n \right) = \frac{2}{h'} k \left( \alpha I + I_n \right),$$

a stąd potrzebny moment bezwładności nakładek.  $I_n = \frac{1}{2} \frac{h'}{k} M - \alpha I$

W miejscu, gdzie siła poprzeczna jest znaczna, należy ją uwzględnić przy obliczeniu styku.

Obliczenie połączenia na moment zginający  $M$  i na siłę poprzeczną  $T$  uskutecznia się w następujący sposób :

Niech powierzchnia spoiny, łączącej dany przekrój wynosi  $F_s$ , moment wytrzymałości jej  $W_s$ , to w takim razie naprężenie od momentu zginającego :

$$N_{\sigma} = \frac{M}{W_s}$$



naprężenie od siły poprzecznej (w grubym ale wystarczającym, przybliżeniu) :  $n_t = \frac{T}{F_s}$

Wtedy naprężenie wypadkowe :

$$n_{\max} = \sqrt{n_g^2 + n_t^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{T}{F_s}\right)^2}$$

Wielkość  $n_{\max}$  nie może być większa od naprężenia dopuszczalnego na ściskanie  $k_s$ .

Jako grubość spoiny przyjmuje się jej grubość rachunkowa, a więc  $s' = 0,7 s$ .

Jeżeli np. przytwierdziłszy dźwigar przy pomocy dwu spoin, leżących na zewnętrznej stronie stopek dźwigara (fig. 29) o grubości  $s'$ , a długość  $a$ , to otrzymujemy :

$$F_s = 2 a s'$$

$$W_s = \frac{a}{6} \frac{(h + 2s')^3 - h^3}{h + 2s'}$$

Zamiast wzoru powyższego można użyć z najzupełniej wystarczającą dokładnością wzoru

$$W_s = as'h$$

## VI. Główne elementy konstrukcyj spawanych

### A. Dźwigary wzmocnione przy pomocy spawania

Wytrzymałość dźwigarów walcowanych można zwiększyć przy zastosowaniu spawania w następujące trzy sposoby :

#### 1. Dźwigary z przypojonem nakładkami

Wielkość nakładek należy tu dostosować do największego momentu zginającego. Ze względu na wygodę i pewność spawania należy unikać spoin sufitowych. Jeżeli przeto dospojenie nakładek odbywa się w warsztacie, gdzie dźwigar można umieścić w dowolnym położeniu, to i szerokość nakładek może być szersza lub węższa niż szerokość stopki dźwigara (fig. 30 i 31). Najlepiej wtedy obie nakładki wykonać równo szerokie i równo grube. Jeżeli natomiast mamy dźwigar, którego obracać podczas spawania nie można, to wskazane jest górną nakładkę wykonać węższą od stopki dźwigara, zaś dolną szerszą (fig. 32) — tak, by spoinę można było umieścić wygodnie i w odpowiedniej wielkości (min  $m = 5$  m/m). Oczywiście pole przekroju obu nakładek powinno być równe  $b'g = b''g$ . Jeżeli szerokość stopki dźwigara jest znaczna (w Polsce  $b > 25$  g, w Niemczech  $b > 30$  g), to należy w środku umieścić jeszcze dodatkowe spoiny brózdowe (fig. 33), lub też zastosować nakładki złożone z dwu części (fig. 34 i 35).

Grubość potrzebnych nakładek oblicza się na moment zginający. Spoiny łączące są zazwyczaj przerywane (fig. 36), rzadko ciągłe, aczkolwiek te ostatnie przedstawiają większe walory konserwacyjne. Oblicza się je, jak w blachownicach, por. niżej.

Jako największy dopuszczalny odstęp spoin uważać należy  $e = 5c$ .

Najmniejsza długość spoiny  $c$  może wynosić 40 m/m (przyczem nie uwzględnia się kraterów).

Jeżeli zachodzi potrzeba, to można na dźwigarze umieścić dwie lub więcej nakładek, wtedy jednak szerokości ich powinny być na tyle różne od siebie, by można było wygodnie umieścić spoiny (fig. 37). Można też przerwać w odpowiednim miejscu nakładkę cieńszą i zastąpić ją na potrzebnej długości nakładką grubszą (fig. 38). Sposób ten dopuszczalny jest przy bardzo dobrym spawaniu. O ile się chce zachować najzupełniejszą pewność, to można przeprowadzić spoinę nie w płaszczyźnie prostopadłej do osi belki (fig. 38 a) ale ukośnej (fig. 38 b i c) tak, by w przekroju poprzecznym znajdował się tylko jeden punkt danej spoiny. Wymaga to oczywiście większej długości spoiny i obu nakładek grubszej i cieńszej.

Wogóle lepiej jest stosować mniejszą ilość nakładek grubszych niż większą cieńszych. Niejednokrotnie nie można umieścić nakładek na stopkach dźwigarów, t.j. nazewnątrz ich, gdy np. niedopuszczalne jest zwiększenie wysokości. Wtedy można dospoić je 2 boku w poziomie stopek dźwigarów (fig. 39). Ponieważ jednak wtedy zwiększa się w wybitnym stopniu szerokość stopek, przeto należy zastosować tu żebra, jak niżej podano w p. 3.

Można wreszcie dospoić przykładki także od wewnątrz (fig. 40). Należy tu bacznie uważać, aby spoina w miejscu  $s$  była dobra ; jest ona bowiem dość trudna do należytego wykonania. Wskazanem jest tu zukosowanie nakładki w krawędzi wsuniętej w kąt między stopką a ścianką.

#### 2. Dźwigary podwyższone

(o zwiększonej wysokości) wykonywa się w ten sposób, że rozcina się dźwigar, rozsuwa obie części rozcięte i łączy się je ze sobą (fig. 41). Najczęściej wstawia się pomiędzy obie części dźwigara blachę o grubości równej grubości ścianki dźwigara i o odpowiedniej wielkości i kształcie. Jeżeli wzmocnienie ma być tylko lokalne, np. na podporze belki ciągłej, to zachodzi potrzeba odpowiedniego wygięcia jednej części rozciętego dźwigara.

Np. na fig. 42 i 43 dźwigar rozcięty i wygięty został tylko na pewnej części. Rozcięcie dźwigara na całej długości i wstawienie blachy pomiędzy obie uzyskane w ten sposób połówki używane jest stosunkowo rzadko, jako stosunkowo drogie. Zazwyczaj lepiej poprostu zastosować tu dźwigar walcowany o większej wysokości. Można ten dźwigar przeciąć wedle linii łamanej i przesunąć obie części względem siebie, uzyskując potrzebną wysokość. Dźwigar taki posiada w ścianie otwory.

Fig. 44 przedstawia przecięcie dźwigara, fig. 45 nowy dźwigar wzmocniony i spojony w środku wysokości spoinami poziomymi.

### 3. Dźwigary wzmocnione żebrami

(Fig. 46) stosować można wtedy, gdy z jakichkolwiek powodów nie można stosować wzmocnień opisanych wyżej, albo gdy na dźwigar działają siły skupione. Sposób ten daje dobre rezultaty, szczególnie przy wzmacnianiu profilów stosunkowo wysokich, których wytrzymałość zależy w wysokim stopniu od sztywności ścianki. Zwiększenie wytrzymałości wskutek zastosowania żeber w profilach niskich jest stosunkowo nieznaczne. Żebra usztywniające wykonuje się najczęściej z płaskowników, czasem z teówek. W ten sposób można zwiększyć wytrzymałość na zginanie o 15 do 25 % (sposób w Polsce patentowany). Usztywnienia takie powinny być stosowane bezwzględnie zawsze, gdy na belce (podciągu) spoczywają ciężary skupione, belki, słupy i t.p.

\* \*

Dźwigary wzmocnione w powyższe sposoby mogą być użyte w nowej konstrukcji, gdy trzeba użyć profilu stosunkowo niskiego, a jednak bardziej wytrzymałego niż profil walcowany o odpowieniej wysokości. Jeszcze częściej dadzą się one zastosować przy wzmocnianiu istniejących konstrukcyj, które z jakichkolwiek powodów są zbyt słabe.

Do nowych konstrukcyj nadają się właściwie wszystkie trzy wyżej podane typy. Pierwszy, gdy chodzi o zwiększenie wytrzymałości przy zachowaniu mniej więcej tej samej wysokości. Drugi, gdy można swobodnie zwiększać wysokość belki. Trzeci powinien być stosowany zawsze, gdy na dźwigarze spoczywają ciężary skupione.

Do wzmocniania istniejących konstrukcyj natomiast nadaje się sposób pierwszy i to wedle fig. 30 i 36, gdy można na dźwigarach dospoić nakładki od zewnątrz, zaś wedle fig. 39 i 40, gdy tylko od wewnątrz. Sposób trzeci, t.j. dospojenie żeber usztywniających nadaje się, gdy dźwigary obciążone są górą, gdy więc ich ścianka nie jest usztywniona przy pomocy czy to żeber istniejących, czy to dźwigarów drugorzędnych. Jeśli nie wystarcza dźwigar pojedynczy, to można obok siebie umieścić kilka dźwigarów. Jeżeli będą to dźwigary walcowane, to należy je od czasu do czasu połączyć ze sobą przykładkami, aby zapewnić ich należyte współdziałanie ze sobą (A1). Wspólne nakładki na belkach stanowią oczywiście połączenie najlepsze.

### B. Blachownice

Blachownice spawane składają się z blachy stojącej (ścianki) i blach poziomych (nakładek), połączonych ze sobą spoinami poziomymi (fig. 47). Zwiększenie momentu wytrzymałości na długości belki uzyskuje się albo przez zwiększenie ilości nakładek, albo przez pogrubienie ich. Spoiny te oblicza się na siłę ścinającą poziomą, jaka występuje w miejscu połączenia daną spoiną. Na podporach i w ich pobliżu, gdzie siły ścinające są zazwyczaj największe, umieszcza się spoiny mocniejsze, najczęściej dłuższe, ku środkowi zmniejsza się ich długość, a zwiększa odstęp. Jeżeli siła ścinająca jest znaczna, daje się spoiny ciągłe.

Siła ścinająca  $t$  na długości  $e$  cm, a występująca w miejscu zetknięcia blachy pionowej z poziomymi wynosi :

$$t = \frac{TS}{l} e \text{ kg} = 2c w_s$$

we wzorze tym oznacza :

$T$  — siła poprzeczna w samym przekroju belki w kg.

$S$  — moment statyczny przekroju nakładki (blachy poziomej) ze względu na środek ciężkości przekroju, (środek wysokości

belki) w  $\text{cm}^3$  —  $S = \frac{h}{2} F_n$  (w przybliżeniu).

$l$  — moment bezwładności całego przekroju w  $\text{cm}^4$ ; w przybliżeniu  $l = 2 F_n \left(\frac{h}{2}\right)^2$

$e$  — odległość środków poszczególnych spoin od siebie.

$c$  — długość spoin.

$F_n$  — przekrój nakładki.

$w_s$  — naprężenie dopuszcz. dla spoiny w  $\text{kg}/\text{cmb}$ .

Zazwyczaj przyjmuje się grubość i długość spoin, a oblicza się ich odstęp :

$$e = \frac{2 c h w_s}{T}$$

O ile z obliczeń wypadnie  $e > 5c$ , przyjmujemy  $e \leq 5c$ . Spoiny ciągle stosuje się, jeżeli  $e < 2c$ . Wtedy otrzymamy, przyjmując  $e = c = 1 \text{ cm}$

stąd dobierzemy spoinę o wytrzymałości  $\geq w_s$

$$w_s = \frac{T}{2h} \text{ kg/cmb.}$$

Według przepisów niemieckich  $w = s'k_s$ , a wtedy  $s = 1,4 s' = \frac{0,7 T}{h k_s} \text{ kg/cm}^2$

Zwiększenie grubości nakładek można wykonać podobnie, jak w dźwigarach wzmocnionych w następujący sposób, zmieniając cieńszą blachę na grubszą, przy pomocy styku poprzecznego prostego lub ukośnego (por. wyżej). Można też przykryć ten styk specjalną nakładką stykową, która umieszcza się po stronie blachy.

Styk ścianki (średnika) blachownicy wykonywa się najczęściej w ten sposób, że niezależnie od spoiny stykowej, naniesionej na zukosowane stykające się krawędzie, stosuje się przykładki obustronne (fig. 48). Zazwyczaj przykładki te są stosunkowo wąskie, gdyż spoiny umieszcza się wzdłuż nich, równoległe do krawędzi styku (pionowo).

Przykładki takie mogą być wykonane z teówek (fig. 49), a wtedy stanowią one zarazem żebro, wzmacniające blachownicę. W niskich blachownicach dobre są przykładki przekątne (rombowe) wedle fig. 50, które są znacznie wygodniejsze do wykonania na budowie.

Ścianka blachownicy powinna być należycie usztywniona przy pomocy żeber, które wykonywa się tu zazwyczaj z płaskowników, rzadziej z teowników.

### C. Słupy

Słupy spawane wykonuje się najczęściej z kształtówek I lub kątówek i z blach, rzadziej z kształtówek innych.

Słupy, które muszą posiadać znaczną wytrzymałość na wybočenje przy małych wymiarach poprzecznych można wykonać z samych blach. Można wykonać je także z rur (por. ustęp przekroje rurowe), albo też z dwu dźwigarów I zesuniętych do siebie. Słupy z dwu dźwigarów na krzyż prostopadłe do siebie ustawionych posiadają w obu kierunkach ten sam moment bezwładności.

Jeżeli kształtówki, z których składa się słup są rozsunięte, to łączy się je ze sobą przy pomocy przewiązek z blach, które albo łączy się z kształtówkami na styk (fig. 5), albo umieszcza się na nich (A-2 i A-3). Jeżeli zaś kształtówki te przylegają do siebie, to łączy się je ze sobą spoinami najczęściej przerywanymi. O ile połączenie takie jest niemożliwe lub trudne, można zastosować obok nich też spoiny brzołdowe. Podstawę słupa wykonać można zasadniczo w dwojaki sposób :

a) Można wykonać płytę poziomą z blachy stosunkowo cienkiej, podobnie jak w słupach nitowanych, i usztywnić ją przy pomocy blach trapezowych lub trójkątnych (A4). Jeżeli blacha podstawowa ma duże wymiary poziome, to ilość tych blach usztywniających można zwiększyć, rozstawiając je tak aby zabezpieczyć jak największą sztywność podstawy (A4). Można to uzyskać przez umieszczenie blach w dwu prostopadłych do siebie kierunkach (grubości i szerokości słupa, albo też rozstawiając je promienisto A5), podobnie jak to się wykonywa w słupach żeliwnych. Wreszcie też można umieścić dodatkowe usztywnienia z płaskowników (A4) lub małych dźwigarów (A6, A7), najlepiej C, pomiędzy blachami usztywniającymi. Blachy takie przytwierdza się spoinami do trzonu słupa i do płyty podstawowej. Celem wygodnego utwierdzenia nie nadaje się blach kształtu dokładnego trójkąta, ale ścina się je na narożach wedle fig. 52 tak, aby wymiar a odpowiadał mniej więcej grubości spoiny.

Jeżeli zależy na tem, by usztywnienie podstawy było stosunkowo niskie, można zamiast blach stosować dźwigary najlepiej U lub I, (porównaj np A3), tworząc przy ich pomocy ruszt usztywniający. O ile kształtówki trzonu słupa są względem siebie bardzo rzstawione, dodać można jeszcze usztywnienie w środku między nimi (A7).

b) Można też wykonać podstawę słupów przy pomocy płyty (A8), której grubość jest znaczna i dochodzi do 100 mm. Grubość tę należy obliczyć na zginanie. Nie potrzeba tu żadnych blach usztywniających. Kształtówki trzonu słupa przyspajają się bezpośrednio do płyty podstawowej.

Głowicę słupów nakrywa się najczęściej blachą poziomą dospojoną do trzonu słupa (A9). O ile wymagana jest znaczna jej szerokość, usztywnia się ją przy pomocy blach trójkątnych (A9) lub też innych wsporników (A3, A10).

W budowłach t. zw. szkieletowych stosuje się celem ułatwienia montażu zazwyczaj słupy, których poszczególne części przechodzą przez dwa lub trzy piętra (A11). Styk takich słupów może być wykonany następująco :

a) Styk poprzeczny polega na tem, że dolna część słupa kończy się głowicą, na której spoczywa płyta podstawowa  $b$  górnej części słupa, nieco mniejsza od płyty głowicowej  $a$ , aby można było je zespoić ze sobą (fig. 53). Celem ułatwienia montażu rozstawia się w płytach odpowiadające sobie otwory, przez które przeprowadza się sworznie okrągłe, lub też dospawa do płyty głowicowej  $a$  małe płaskowniki, ustalające położenie płyty  $b$ .

Można też na głowicy słupa dolnego umieścić podciąg i dźwigary stropowe, a na nich dopiero podstawę słupa górnego. Jest to sposób mniej korzystny, gdyż montaż jest tu trudniejszy, a nadto dźwigary mogą mieć niezupełnie równą wysokość, ale czasem b. wygodny (A1)

b) Styk podłużny (fig. 54) polega na tym, że do głowicy słupa dolnego przytwierdza się przykładki, które wystają górą. Słup górny wstawia się między te przykładki i łączy z nimi spoinami. Zazwyczaj kształtówki słupa górnego spoczywają bezpośrednio na kształtówkach dolnych. Słup górny ma zwykle przekrój mniejszy od dolnego; jeżeli różnica jest nieduża, to na styku dospawamy do niego podkładki wyrównawcze. O ile profile walcowane z których słupy są złożone różnią się w części górnej bardzo znacznie od siebie, można wykonać styk wedle fig. 54 a. wycinając odpowiednio dźwigary słupa i wyginając następnie stopki do szerokości słupa górnego.

#### D. Belki kratowe

Specjalnie w konstrukcjach belek kratowych spawanie wprowadziło ogromne bogactwo połączeń, o jakim nie można było nawet marzyć przy zastosowaniu nitów, (por. rozdz. IV B). Jest to konsekwencją dwu czynników: wprowadzenie znacznie większej ilości profili, oraz możliwości ich połączenia ze sobą. Możliwe są np. także połączenia kombinowane (fig. 55) gdzie w jednym węźle widzimy połączenia na zakładkę i na styk bezpośredni (odsunięty nieco od środka węzła).

Wykonanie belek kratowych spawanych polega na zastosowaniu reguł podanych wyżej przy odpowiednim doborze przekrojów.

Najwygodniejszymi przekrojami pasów kratownic mniej obciążonych są teówki wysokościenne, lub też przecięte przez pół dwuteówki (A12). Mniej korzystne są przekroje podwójne (np. dwie kątowniki), tembardziej, że tu trudno obejść się bez blach węzłowych. Oczywiście można zastosować też i inne przekroje, np. rury (głównie na pasy ściskane), płaskowniki (na pasy rozciągane).

Dla większych wymiarów i obciążeń można stosować dwuteówki, przy czym pręty kraty można dołączyć na styk bezpośredni lub na blachy węzłowe, wedle fig. 56, 57.

Dla jeszcze większych obciążeń (mosty) stosuje się przekroje złożone z blach i kształtówek.

Pręty kraty wykonywa się z kształtówek, które najczęściej wycina się odpowiednio w miejscu połączenia z pasami. Zwykle będą to teówki lub kątowniki dla kratownic mniejszych. Rury stosuje się, gdy chodzi o możliwe zmniejszenie wymiarów poprzecznych pręta, np. gdy chodzi o to, aby dach rzucił jak najmniej cienia na witraż zawieszony dołem na nim (A12) (por. niżej). Dla więcej obciążonych kratownic stosuje się na krzyżulce dwuteówki, dla jeszcze większych (mosty) przekroje złożone z kształtówek i blachy.

Osobnego omówienia wymagają węzły szczytowe wiązarów dachowych. Są one trudniejsze do rozwiązania, gdyż styka się w nich znacznie większa ilość prętów, które trzeba połączyć i kąty między osiami prętów są zazwyczaj bardzo ostre. Na fig. 58 i 59. pokazano dwa przykłady konstrukcji węzła szczytowego, w których widać wyraźnie uniezależnienie się od wzorów konstrukcji nitowanych

Na fig. 58 teówki krzyżulców wycięto w ten sposób, że obejmują obustronnie ściankę pasa. Na fig. 59 obcięto ukośnie ścianki pasów, a pomiędzy krzyżulce wstawiono blachę trójkątną. Węzeł podporowy dachu kratowego wykonywa się najczęściej przy pomocy dodanej blachy węzłowej, teówki lub blachy poziomej i poprzecznych usztywnień i płaskowników.

Łożyska belek blaszanych i kratowych można też wykonać przy pomocy spawania. Jako przykład przytoczę tu łożysko dachu w Skarżysku, gdzie łożysko wykonane zostało z kilku blach, coraz to mniejszych, leżących na sobie i połączonych spoinami. Można też zastosować blachy grubsze i przy ich pomocy wykonać łożyska nawet dużych konstrukcyj, jak mosty i t. d.

#### VII. Połączenie dźwigarów ze sobą i ze słupami

Połączenie dźwigarów ze sobą wykonywa się przy pomocy spoiny wedle A13. O ile wystarczy połączenie wedle fig. 59 a, jest ono wygodniejsze, gdyż nie ma w niem spoin sufitowych.

Utwardzenie podciągów i dźwigarów stropowych do słupów wykonywa się najczęściej na spoiny stykowe (fig. 60) obliczając je jak wyżej podano. Celem stworzenia należytego oparcia umieszcza się nieraz pomiędzy kształtówkami słupa — lub na nich — blachę, przypojoną do nich, fig. 60 a. Montaż ułatwiają ogromnie krótkie kątowniki lub dźwigary przypoione do słupa w warsztacie, na których odrazu umieścić można stopkę dźwigara (fig. 60 b). Można też wykształcić taką podstawę, przy pomocy krótkich teówek lub w dowolny inny sposób. Dźwigary przechodzące nawskroś słupa dwudzielnego podeprzeć można na dźwigarze wstawionym w środek słupa lub też na blachach (fig. 61).

Przy dźwigarach rozstawionych szerzej można przyspoić do słupa bezpośrednio ich ściankę, przy czym stopki wycina się również i przypaja do słupa (A14 i fig. 62). Jeżeli na słupie spoczywa kilka dźwigarów obok siebie, to można ich połączenia wykonać rozmaicie. Liczne przykłady widać w konstrukcji P. K. O. (A10, A15, A16, A14).

Belki jednoprzęsłowe można wykształcić jako utwardzone zaś spoczywające na kilku podporach jako ciągłe, a przez to zmniejszyć znacznie ich wymiary, jeżeli zastosujemy połączenia, które zagwarantują ciągłość lub utwardzenie. Do takich połączeń należą następujące:

- 1) Przeprowadzenie belek górą jako ciągłe (A17).
- 2) Utwardzenie dźwigara przy pomocy blach trójkątnych lub trapezowych (fig. 63).

3) Zastosowanie przykładki przechodzącej górą lub też przez wcięcie w blasze dźwigara głównego wedle (A17). Wielkość tej przykładki powinna być tak obliczona, aby mogła ona przejść wygodnie całą siłą rozciągającą.

Utwierdzenie płatwi na pasie górnym wieżara dachowego wykonywa się najczęściej w następujące sposoby :

a) Połączenie bezpośrednio przy pomocy dwu spoin pachwinowych (przy niewielkim odchyleniu dachu) (fig. 64).

b) Podparcie przy pomocy odpowiednio wygiętych blach (fig. 65).

c) Podparcie przy pomocy blach trójkątnych (fig. 66 i 67).

d) Przy pomocy odpowiednio przyciętych kształtówek (fig. 68).

O ile pas górny dachu wykonany jest z przekrojów rurowych, umieszcza się płatwie albo na blachach węzłowych i poprzecznych wedle fig. 69, albo na siodelkach, najlepiej wyciętych z teówki lub przyciętej dwuteówki (fig. 70).

### VIII. Konstrukcje rurowe

Rury są elementem, który pojawił się w konstrukcjach stalowych dopiero dzięki zastosowaniu spawania. Mogą one być wykonane jako ciągnięte bez szwów, jako spawane podłużnie i jako spawane spiralnie.

Zalety rur, jako elementu konstrukcyjnego są następujące :

Najekonomiczniejszy kształt elementów ściskanych, tem samym zaś najmniejszy ciężar. Moment ten czasem ogrywa rolę sam dla siebie, częściej jednak chodzi o koszt ogólny, a tu sprawa się komplikuje ze względu na wyższą cenę jednostkową rur bez szwu. Oszczędność na przekrojach niższych w przeważnej ilości wypadków nie dochodzi tu do wyrównania ceny. Przy rurach spawanych różnica jest bezporównania mniejsza i tu nieraz zastosowanie ich może się zupełnie skalkulować.

**Ładny wygląd**, zwłaszcza w małych konstrukcjach, znacznie ładniejszy niż np. kątówek i t. p. profilów. Dotyczy to np. **skoczni, masztów, mostków** i t. p. Zresztą nieraz momenty architektoniczne wymagają przekrojów okrągłych.

**Brak ostrych krawędzi**, co odgrywa rolę tam zwłaszcza, gdzie łatwo można się skaleczyć, lub gdzie chodzi o konstrukcję możliwie łagodną w dotyku. Dlatego też skocznie, poręcze i t. p. wykonywa się często z rur.

**Małe wymiary poprzeczne**, wskutek czego konstrukcje rurowe rzucają stosunkowo mało cienia. Ważne to jest przy świetlikach i t. p. konstrukcjach. Dlatego też krzyżulce dachu nad salą operacyjną P. K. O. w Warszawie wykonano z rur.

**Mniejsze powierzchnie zewnętrzne** konstrukcji niż przy przekrojach innych. Zmniejszenie to dochodzi w wypadkach normalnych do 20-30 %, a czasem podnosi się nawet do prawie 50 %. Wskutek tego mamy tu doczynienia z mniejszą ilością potrzebnej powłoki.

**Brak miejsc zakrytych**, a więc łatwiej ulegających zniszczeniu. Odpływ wody jest znacznie łatwiejszy i pewniejszy.

**Ciśnienie wiatru jest tu mniejsze**, tak z powodu mniejszej powierzchni, jako też z powodu wpływu okrągłości.

W poszczególnych zresztą rzadkich wypadkach można wreszcie użyć pasów i innych elementów z rur na rozmaite przewody.

Na przeszkodzie słosowaniu rur stoi natomiast **ich wyższa cena jednostkowa**, co omówiono wyżej. Tam, gdzie chodzi wyłącznie o koszt ogólny, rzadka tylko opłaca się konstrukcja z rur. Bywają jednak wypadki, że się opłaca, przedewszystkiem zaś często decydują względy inne, wyżej podane.

Wyrażone obawy trudności **konserwacji** od wewnątrz nie odgrywają dziś roli. Zastosowanie bowiem cementu (betonu) na wewnątrz rur chroni je zupełnie od rdzy, aczkolwiek nieco zwiększa ciężar własny konstrukcji. Ponadto rury zamyka się i zespaja na stykach, co też zabezpiecza od rdzewienia. Połączenie rur wykonać można na styk lub na blachy węzłowe. Połączenie na styk może być uskutecznione albo bez wzmocnienia, albo ze wzmocnieniem przy pomocy siodelka.

Blachy węzłowe mogą być łącznikiem w dwu wypadkach, raz przy połączeniach wyłącznie rurowych, powtóre także przy połączeniach złożonych z rur i przekrojów innych np. teówek. Blachy węzłowe pozwalają bowiem na zwiększenie długości spoin łączonych, ewentualnie na wyrównanie ich długości. Można też je umieścić dwójako : albo pomiędzy rurami, albo wsuwając je w szczeliny wycięte w rurach (A12).

Szczegóły słupów rurowych podane są na (fig. 71).

Powyższe zasady projektowania konstrukcji spawanych ujęte są oczywiście zupełnie szkieletowo — i to tylko w zakresie najczęściej spotykanych konstrukcyj budowlanych. Pominęto tu natomiast konstrukcje mostowe, oraz te konstrukcje budowlane, które spotyka się rzadziej, np. wieże wodne, suwnice.

Budowle wykonane w ostatnich latach w Polsce, stanowią dobitny przykład zastosowań spawania w konstrukcjach stalowych. Między nimi można wzmiankować różne konstrukcje wykonane w Warszawie, jak np. konstrukcja gmachu P. K. O. — Niniejszy album podaje opis tej konstrukcji oraz fotografie elementów i montaż najcharakterystyczniejszych.

Stefan BRYŁA, Profesor Politechniki Lwowskiej.



II<sup>e</sup> PARTIE



AGRANDISSEMENTS DE L'IMMEUBLE DE LA CAISSE D'EPARGNE  
DE VARSOVIE

DESCRIPTION

---

CZEŚĆ II



ROZSZERZENIE GMACHU P.K.O. W WARSZAWIE

OPIS





## I. - BATIMENT A - AILE ARRIERE

Les numéros de figures non précédés de la lettre B se rapportent aux photographies reproduites dans la III<sup>e</sup> Partie (vues prises pendant l'exécution des nouvelles constructions).

Ce bâtiment comporte sept étages, avec, dans une de ses parties, un entresol, soit en tout huit étages au-dessus du sol, plus deux étages en sous-sol. Il est traité dans sa partie inférieure en bâtiment à ossature métallique et dans sa partie supérieure en bâtiment de maçonnerie. Les piliers traversent les deux sous-sols, le rez-de-chaussée, l'entresol et le premier étage; les piliers qui s'étendent du sol du rez-de-chaussée au plafond du premier étage, en passant par l'entresol constituent chacun une unité intéressant ces trois étages. Les piliers intéressant les deux étages du sous-sol, dont la hauteur est de 5 m. 30, reposent sur un châssis en poutres d'acier. Ils consistent en trois fers en T PN 28 ayant pour base une tôle de support horizontale de 15 mm. d'épaisseur et sont surmontés par une tôle horizontale de 14 mm. (fig. B1).

Pour raidir la tôle de base on a appliqué, contre les ailes des fers à T composant les piliers, des tôles trapézoïdales verticales, et on a disposé, perpendiculairement à celles-ci, des tôles triangulaires.

Les chapiteaux des piliers ont une forme analogue à celle de leurs bases, le bord inférieur des tôles trapézoïdales dépasse la largeur du pilier d'un cm. de chaque côté, ce qui permet d'y disposer des soudures verticales sur toute la longueur. On retrouve ce détail dans tous les piliers de la construction.

Sur les piliers du sous-sol est posé un poitrail formé de fers à double T PN 26, et soudé aux chapiteaux des piliers par soudures interrompues. Sur ce poitrail reposent, soudés à elle par leurs bases, les piliers du rez-de-chaussée.

Les piliers du rez-de-chaussée passent à travers deux étages; leur longueur totale est de 9 m. 51. Ils sont composés de deux fers à C PN 26 se continuant sur toute la longueur du pilier, et de deux fers à double T, également PN 26, s'arrêtant au niveau du plancher du 1<sup>er</sup> étage (fig. B2).

Les chapiteaux-supports aménagés sur les piliers à leur partie supérieure et à leur partie médiane sont formés de tôles trapézoïdales et de petits renforts en fers à C. La longrine, qui repose sur le chapiteau de la partie médiane, est composée d'un fer à double T PN 20 et de deux fers à C semblables. Le fer à double T repose directement sur le fer à double T de la partie inférieure du pilier, ainsi que sur les tôles trapézoïdales. Les fers à C sont pris, outre les tôles trapézoïdales, entre des consoles supérieures et inférieures exécutées en fers à T PN 12 (fig. 24).

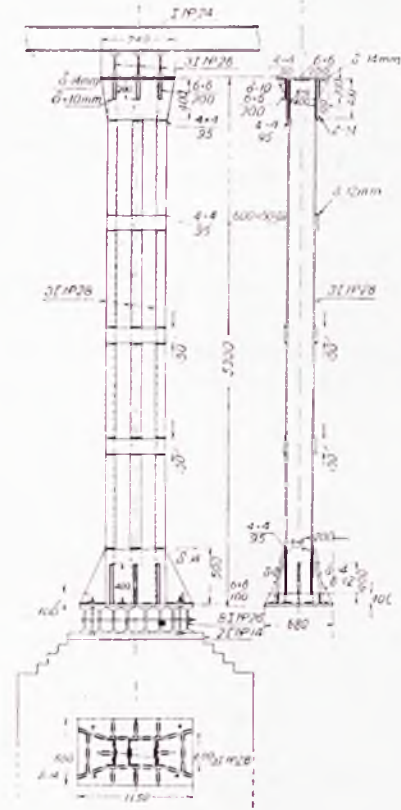


Fig. B 1

Le chapiteau de la partie supérieure supporte une longrine composée de trois poutres à double T PN 34, reliées par des pièces rapportées en fer plat; cette longrine supporte un mur en maçonnerie de 2 étages. L'assemblage du chapiteau et de la longrine est renforcé par deux nervures trapézoïdales, soudées par leur arête verticale à la longrine et par leur côté horizontal à la plaque supérieure du pilier (fig. 29).

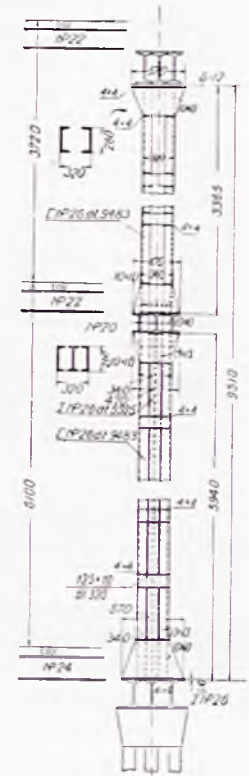


Fig. B 2

Les poutres qui reposent sur cette longrine (au niveau du plancher du 2<sup>e</sup> étage) dépassent à l'extérieur, pour former le support de la toiture qui couvre la salle du public.

Le mode de fixation des poutres du plafond des étages supérieurs dans le mur est représenté par les figures 63 et 64. Les poutres ont été entaillées au chalumeau oxy-acétylénique suivant la forme du fer à C (fig. 63), le fer à C y a été encasté et l'assemblage réalisé par soudure électrique.

De même le toit de l'aile et l'escalier ont été exécutés par soudure, sans traçage, dessins ou projets préalables.

## 2. - BATIMENT B - EN FAÇADE

Ce bâtiment a été également traité en construction à ossature métallique. Ici, les piliers intérieurs traversent tous les étages et atteignent le toit, tandis que les piliers extérieurs, tant du côté de la rue que de celui de la cour, ne montent que jusqu'au sixième étage. Dans cette partie des travaux, on a employé des piliers de 13 types différents, lesquels peuvent se ramener aux deux groupes suivants, du point de vue de leur construction :

- a) piliers composés de profilés seuls;
- b) piliers composés de profilés et de tôles de renforcement.

a) **Piliers composés de profilés seuls.** — Ces piliers consistent en fers à C ou à double T, reliés à l'aide de fers plats situés à certains intervalles.

Nous citerons par exemple le type IX (fig. B3), composé de deux fers à C PN 26, se faisant face, et dont les dimensions extérieures sont 320 mm. Ils sont réunis par des fers plats 100×10, à des intervalles de 340 et 400 mm.

La base du pilier est constituée par une tôle horizontale de 15 mm., dont les dimensions sont 370×330 mm., et deux tôles verticales qui relient les deux fers à C.

Deux consoles, destinées à servir de point d'appui aux longrines, ont été aménagées, l'une à la partie supérieure, l'autre à la partie médiane du pilier. Ces consoles sont ainsi constituées : deux fers à C PN 16, disposés horizontalement, sont soudés sur l'âme des deux fers à C du pilier ; deux tôles trapézoïdales sont soudées sur les deux autres faces du pilier ; on soude enfin à leur intersection les ailes de ces fers à C PN 16 avec les tôles trapézoïdales. (Voir une console de ce genre fig. 47).

Il faut signaler particulièrement les piliers du type V qui supportent une charge considérable, tout en n'ayant pas une grande hauteur. Ces piliers sont composés de deux fers à C et d'un fer à double T PN 30 (fig. B4, fig. 37 et 38).

Etant données les dimensions considérables de la surface de la base (900×900 mm.) et la grande charge qu'elle supporte, on a dû renforcer considérablement la plaque de base. Ce renforcement a été fait à l'aide de fers à C PN 16 et de nervures triangulaires et trapézoïdales (fig. 39) que l'on a disposés de manière à assurer une bonne répartition de la pression.

Le sommet du pilier présente une console en fer à C dont on voit le dispositif sur la figure 40.

b) **Piliers composés de profilés et de tôles de renforcement.** — Ces piliers ont été exécutés aux endroits où les dimensions du pilier étaient limitées, et où, cependant, il avait à supporter une charge considérable.

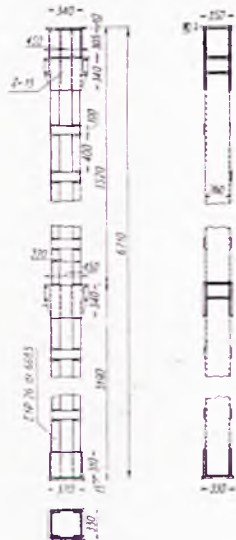


Fig. B 3

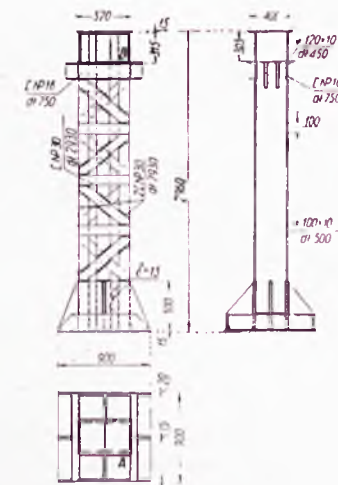


Fig. B 4

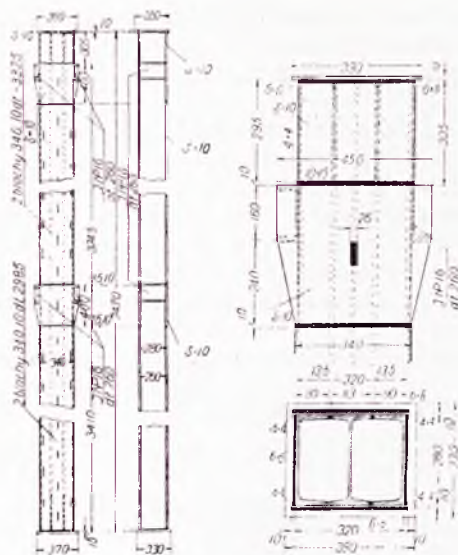


Fig. B 5

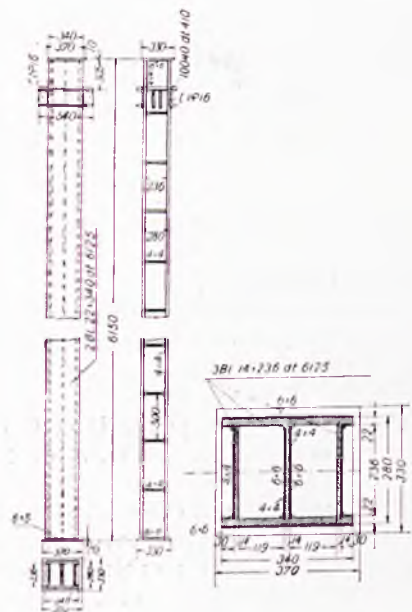


Fig. B 6

Le type VII (fig. B5) qui supporte une charge de 155 tonnes appartient à cette catégorie. Ces piliers sont composés de deux fers à C et d'un fer à double T NP 26, assemblés de sorte que la dimension extérieure soit de 320 mm. Des intervalles de 135 mm. se présentent entre les bords des ailes des fers à C et ceux des fers à double T. Les tôles appliquées des deux côtés, à la manière de couvre-joints, sur les ailes des profilés, ont pour dimensions  $340 \times 10$  mm. On a pu très facilement effectuer leur assemblage le long des bords extérieurs, à l'aide d'un simple cordon de soudure latéral. Cependant, pour les fers à C extérieurs cet assemblage n'a pu être réalisé que sur un seul bord de l'aile, et pour le fer à double T intérieur il était impossible à exécuter. On dut en conséquence recourir aux soudures en bouchon, en découpant dans les tôles de recouvrement des ouvertures d'une longueur de 60 mm. d'une largeur intérieure de 10 et d'une largeur extérieure de 26 mm. disposées à intervalles de  $< 240$  mm. Ces ouvertures ont été remplies de métal par soudure à l'arc; on a pu ainsi assurer une excellente liaison sur toute la longueur du pilier.

Les tôles de renforcement descendent dans le bas jusqu'à la plaque de base et, dans le haut, s'arrêtent à une distance de 400 mm. du plan de séparation des deux étages. Elles sont alors remplacées par une tôle trapézoïdale, dont la largeur, qui est de 450 mm. correspond à la largeur des ailes des fers à C NP 16 qui servent de consoles aux longrines. Au-dessus de cette tôle se trouve une nouvelle tôle de recouvrement, pareille à la précédente, ensuite une nouvelle tôle trapézoïdale avec des fers à C NP 16, pour supporter la longrine entre les deux étages et enfin une tôle d'une largeur de 340 mm.

Les piliers du type IV (fig. B6), à section carrée sont d'un type différent. Ils sont constitués uniquement de tôles, à savoir trois tôles parallèles de 14 mm. d'épaisseur et deux tôles perpendiculaires de 22 mm. d'épaisseur. La base et le chapiteau sont formés par des plaques rectangulaires horizontales d'épaisseurs respectives de 15 et 10 mm. Les consoles des longrines sont comme pour les piliers précédents en fers à C NP 16 sans qu'on ait cependant employé ici de tôles trapézoïdales; aussi la longueur des fers à C a-t-elle été prévue plus grande que la largeur du pilier. Les extrémités de ces fers qui dépassent sont reliées par des fers plats de  $100 \times 10$  mm.

### 3. - TOIT DU HALL CENTRAL

Entre le bâtiment de façade B et l'aile arrière A se trouve le hall des opérations, d'une superficie de  $16,5 \times 25,60$  mètres. Ce hall est couvert par un toit à double vitrage. Ce toit comprend 6 fermes écartées d'environ 3 m. 30; les deux travées extrêmes sont coupées par des surfaces inclinées.

La figure B7 représente le profil d'une des fermes.

Les fermes reposent sur des semelles supportées par des poutres doubles qui courent le long du grand côté de

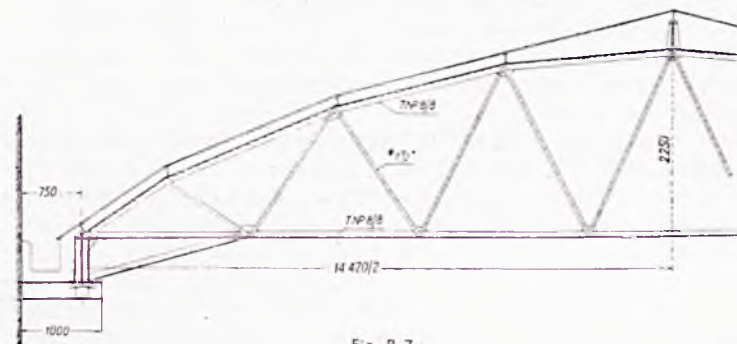


Fig. B 7

la salle; ces poutres sont elles-mêmes portées par les extrémités des poutres des planchers qui font saillie à l'intérieur de la salle.

Afin de réaliser une plus grande uniformité des assemblages, on a employé une aussi petite quantité de profilés que possible. L'arbalétrier et l'entrait ont été prévus en fers à T  $80 \times 80 \times 9$ , les traverses en tubes de 38 mm. de diamètre. On a choisi les tubes parce qu'ils projettent le minimum d'ombre sur le vitrage inférieur.

Etant donné que dans certains nœuds d'assemblage il aurait été impossible de disposer sur les fers à T des soudures de la longueur voulue, on a dû, parfois, employer des goussets en forme de segments que l'on soudait, bout à bout, à l'âme du fer à T. L'assemblage des tubes avec les entrants et les arbalétriers a été exécuté en découpant une fente dans l'extrémité du tube. L'âme du fer à T y ayant été insérée, un cordon de soudure assurait la jonction entre cette âme et le tube (fig. 102). D'autre part, on soudait aussi le bout du tube sur l'aile du fer à T.

L'assemblage du poteau d'appui est renforcé par des tôles triangulaires, transversales, soudées sur ce poteau (fig. 104).

Pour donner à l'arbalétrier sa forme de ligne brisée parabolique, on l'a coudé de la façon suivante : à chaque coude on a découpé un triangle dans l'âme, au chalumeau oxy-acétylénique. On a ensuite plié la semelle puis on a resoudé l'âme. De cette façon la semelle du fer à T est continue sur toute sa longueur et ne présente aucune coupure.

Le vitrage inférieur, orné au centre de l'aigle polonais, est suspendu aux fermes. L'armature de ce vitrage est également scudée (fig. 115, 116).

#### 4. - CONSTRUCTION DE TROIS ÉTAGES SUPPLÉMENTAIRES SUR L'ANCIEN BATIMENT

En dehors de la construction du nouveau bâtiment, les agrandissements de la Caisse d'Épargne ont nécessité la surélévation de trois étages de l'ancien bâtiment construit il y a dix ans. L'ossature de ce bâtiment était en béton armé.

Les trois étages nouveaux ont été exécutés sur le principe de l'ossature métallique à assemblages soudés, et remplissage en murs de briques creuses.

La charpente de ces étages se compose de deux systèmes de portiques placés l'un sur l'autre. Les charges à supporter étant très réduites, leurs dimensions ne sont pas grandes. Leurs bases consistent en plaques épaisses, et sans tôles d'appui trapézoïdales. La construction du portique supérieur est exécutée de la façon suivante (fig. 78):

Le fer à I vertical qui forme le petit côté du portique a été découpé de manière à laisser dépasser l'aile externe; la poutrelle horizontale repose sur l'âme et sur l'aile interne du fer à I ainsi découpé, et l'âme de cette poutrelle est soudée à l'aile externe débordante du fer à I. L'angle est renforcé par un gousset triangulaire, lui-même nervuré par un fer plat soudé sur lui. A l'étage inférieur de la superstructure (fig. 69) les petits côtés des portiques sont renforcés en forme de colonne à section cruciale (fig. 72). Les figures 73, 74, 76 montrent comment sont obtenues ces colonnes par découpage d'une fente médiane sur la moitié de la longueur des deux fers à I que l'on emboîte l'un dans l'autre et que l'on soude ensuite par lignes de soudure intermittentes.

#### 5. - LA COUPOLE

A la différence des constructions précédentes, qui étaient composées de fers profilés et de tôles assemblés par soudure électrique à l'arc, la coupole a été exécutée en tubes, assemblés par soudure au chalumeau oxyacétylénique.

Cette coupole a la forme d'une demi-sphère de 12 m. 40 de diamètre. Le poids de sa charpente est de 2.600 kilos.

Tous les chevrons sont faits de tubes d'une seule dimension, cintrés suivant gabarit. Les pannes sont constituées d'éléments en forme d'arcs qui vont d'un chevron à un autre; tous ces arcs ont été cintrés au même rayon. Pour légitimer cette uniformité de cintrage, on n'a pas choisi des arcs faisant partie de parallèles, situés sur des plans horizontaux, mais bien de grands cercles de la sphère, situés sur des plans passant tous par son centre.

Sur la figure 118, DmC représente l'arc de grand cercle et DnC l'arc de parallèle, qui réunissent les mêmes deux points D et C des chevrons AS et BS. Dans la réalité, l'écart mn entre l'arc de grand cercle et l'arc de parallèle n'est pas aussi marqué que sur le dessin, cù l'on a volontairement exagéré la distance des deux chevrons voisins, pour rendre la figure plus claire.

Ce mode d'exécution des arcs suivant des grands cercles a considérablement facilité la préparation de la construction; de ce fait, tous les éléments avaient la même courbure et, ce qui est encore plus important, les courbes d'intersection de tous les assemblages arcs-chevrons avaient la même forme. On a donc pu cintrer et découper tous les éléments à l'atelier et les envoyer sur le chantier prêts à être montés (fig. 119).

Les chevrons et les arcs qui les relient ont été exécutés avec des tubes identiques de 50 mm. de diamètre et 4 mm. d'épaisseur, à l'exception de l'anneau de base qui est formé par un fer à T. La jonction des chevrons avec l'anneau de faite est représentée par la figure 125.

## 1. OFICYNA TYLNA

Numery figur nie poprzedzone literą B odnoszą się do fotografii zamieszczonych w III części.

Oficina ta ma siedem pięter (z częściowym mezzaninem), t. j. osiem kondygnacji nadziemnych, nadto zaś dwie kondygnacje podziemne. Wykonano ją jako budynek w dolnej części szkieletowy, w górnej murowany. Słupy i podciąg stalowe przechodzą przez podziemia, parter, mezzanin i pierwsze piętro; przytem słupy parteru, mezzaninu i pierwszego piętra wykonano jako jedną całość konstrukcyjną. Słupy podziemi o wysokości 5,30 m spoczywają na ruszcie z belek stalowych. Składają się one z trzech ceówek NP 28, opartych na poziomej blasze podstawowej o grubości 15 mm, zaś u góry zakończone są blachą poziomą 14 mm (fig. B1). Celem należytego usztywnienia blachy podstawowej, zastosowano wzdłuż stopek dźwigarów słupa pionowe blachy trapezowe, a nadto prostopadle do nich również pionowe blachy trójkątne. Wreszcie pomiędzy częściami zewnętrznymi blach trapezowych zastosowano stężenia poprzeczne płaskownikiem stalowym.

Głowice słupów mają kształt podobny do podstaw, krótszy bok poziomy blach trapezowych jest o 2 cm (z każdej str. po 1 cm) szerszy od słupa, ze względu na wygodne umieszczenie na nim spoin pionowych na całej długości. Szczegół ten zastosowano przy wykonaniu wszystkich słupów w dalszych częściach konstrukcji.

Na słupach podziemi ułożono podciąg z dwuteówek NP 26, które przypoiono szwami przerywanymi do głowic słupów. Na tym podciągu ustawiono słupy parteru.

Słupy parteru sięgają przez dwie kondygnacje; całkowita ich długość wynosi 9,51 m. Złożone są z dwu ceówek NP 26 przechodzących przez całą długość słupa, oraz dwuteówek, również NP 26, sięgającej do poziomu piętra pośredniego (fig. B2).

Części podstawowe, górne i środkowe słupów wykonane są przy pomocy blach trapezowych oraz małych usztywnień z ceówek. Podciąg, spoczywający na poziomie środkowym, są złożone z dwuteówki NP 20 i takichże dwu ceówek. Dwuteówki te wspierają się bezpośrednio na dwuteówce dolnej części słupa oraz na blachach trapezowych. Pod ceówkami dodano wsporniki (górne i dolne) z teówek NP 12. Na głowicach górnych słupów oparto podciąg złożony z trzech belek dwuteowych NP 34, połączonych ze sobą nakładkami z płaskownika. Na tym podciągu spoczywa 2-piętrowa ściana murowana.

Połączenie górnych głowic słupów z podciągiem wzmocniono zapomocą dwu trapezowych żeber, spojonych pionową krawędzią z podciągiem, a poziomą z górną płytą słupa (fig. 29).

Belki ułożone na tym podciągu (na poziomie sklepienia II-go piętra) wypuszczono nazewnątrz w celu późniejszego oparcia na nim konstrukcji dachowej, przykrywającej halę operacyjną.

Konstrukcję zakotwienia belek stropowych wyższych pięter w murze przedstawiają fig. 63 i 64. Belkę wycinano zapomocą palnika tlenowo-acetylenowego według kształtu ceówki (fig. 63), zakładano ceówkę w belkę i łączono ją zapomocą spawania elektrycznego.

Podobnie dach oficyny i schody zostały wykonane przy pomocy spawania i to bez poprzedniego projektowania, rysowania i trasowania.

## 2. BUDYNEK FRONTOWY

Budynek ten wykonany został również jako szkieletowy stalowy, przyczem jednakowoż słupy wewnętrzne przechodzą przez wszystkie piętra, dochodząc do dachu, zaś słupy zewnętrzne, tak od ulicy, jakoteż od podwórza, dochodzą, podobnie jak oficyny, do szóstego piętra. Ta część robót ujęła łącznie 13 typów słupów, które zresztą dają się ująć pod względem konstrukcyjnym w dwa działy:

- a) Słupy złożone z samych kształtówek, oraz.
- b) Słupy złożone z kształtówek i nakładek.

a) **Słupy złożone z kształtówek** wykonane są z ceówek (korytek) lub dwuteówek, połączonych przy pomocy płaskowników, umieszczonych w odpowiednich odstępach. Jako przykład, podaje typ IX (fig. B 3) złożony z dwuteówek NP 26, zwróconych ku sobie, o wymiarze zewnętrznym 320 mm. Połączone są one ze sobą płaskownikami  $100 \times 10$  w odstępach 340, względnie 400 mm. Dołem oparte są na podstawie poziomej z płyty 15 mm, o wymiarach  $370 \times 330$  mm, oraz połączone pionowymi blachami  $340 \times 340$  mm. Podparcie słupów skutecznie jest przy pomocy ceówek NP 16, przytwierdzonych drogą spawania tak do słupa bezpośrednio, jakoteż do blach pionowych, które są połączone z kształtówkami słupa spoinami poziomymi od zewnątrz, zaś pionowymi od wewnątrz. Połączenie takie zostało zastosowane tak u góry, jakoteż pośrodku słupa (Patrz fig. 47).

Tu zaliczyć należy też silnie obciążone, choć o nieznacznej wysokości słupy typu V, złożone z dwu ceówek i jednej dwuteówki NP 30 (fig. B 4) (fig. 37 i 38). Wobec dość znacznych wymiarów podstawy ( $900 \times 900$  mm) i dość znacznego ciśnienia na podstawę, musiano blachę podstawową usztywnić tu bardzo mocno. Uskuteczono to przy pomocy ceówek NP 16 i blach żebranych trójkątnych i trapezowych (widok: fig. 39).

Część górna słupa jest wykonana w formie wspornika z ceówki, według fig. 40.

b) **Słupy złożone z kształtówek i nakładek** wykonane zostały tam, gdzie z jednej strony wymiary słupa są ograniczone, z drugiej słup jest silnie obciążony.

Do tej kategorii należy np. typ VII (fig. B 5) dźwigający 155 t obciążenia. Słupy tu zaliczone składają się z dwu ceówek i jednej dwuteówki NP 26, docsuniętych do siebie tak, że wymiar zewnętrzny wynosi 320 mm. Pomiedzy stopkami ceówek i dwuteówek pozostają zatem odstępy po 13,5 mm. Blachy nałożone obustronnie w formie nakładek na dźwigary walcowane mają wymiar  $340 \times 10$  mm. Połączenie ich dało się zatem bardzo dobrze wykonać na zewnętrznych krawędziach, przy pomocy zwykłego szwu bocznego. Połączenie to jednak nawet ze skrajnemi ceówkami było jednostronne, zaś wogóle niewykonalne dla dwuteówki środkowej. Dlatego też zastosowano spoiny szczelinowe, wykonywając w nakładkach wycięcia o długości po 60 mm i szerokości wewnętrznej 10, zaś zewnętrznej 26 mm, rozmieszczone w odstępach co 240 mm (w świetle). Szczeliny te zostały następnie zalane elektrodą. W ten sposób uzyskano doskonałe połączenie na całej długości.

Nakładki sięgają dołem aż do płyty podstawowej, górą jednak kończą się w odległości 400 mm od poziomu pośredniego. Na ich miejsce przychodzi blacha trapezowa, dostosowana szerokością 450 mm do szerokości stopek ceówek NP 16, które służą jako podstawa pod podciąg. Ponad tą blachą znajduje się znów nakładka taka sama, jak poprzednio, zaś górą powtarza się podobna blacha trapezowa z ceówkami NP 16 i nad nią jeszcze jedna blacha o szerokości 340 mm.

Odrębny rodzaj przedstawia słup typu IV (fig. B 6) o przekroju skrzynkowym, złożonym z samych blach, a mianowicie trzech blach średnikowych o grubości 14 mm i dwu blach nakładkowych o grub. 22 mm. Stopę i głowicę tworzą prostokątne płyty poziome o grubości 15, wzgl. 10 mm. Podparcie podciągów jest uskutecznione podobnie jak w słupach typu IX zapomocą ceówek NP 16. Ponieważ jednak niema tu blach trapezowych, więc ceówki zastosowano dłuższe od szerokości słupa i wystające ich końce powiązano płaskownikami  $100 \times 10$  mm.

### 3. DACH NAD SALĄ OPERACYJNĄ.

Między budynkiem frontowym a oficyną tylną mieści się hala obrotu czekowego o powierzchni  $16,5 \times 25,60$  m, przykryta dachem z podwójną świetlnią. Rozstęp 6 więzarów przyjęto w zasadzie 3,40 m; skrajne pola zostały ścięte płaszczyznami pochyleni. Dolny ich zarys dany był profilem architektonicznym sali.

Więzar jest przedstawiony na fig. B 7.

Więzary podparte są na łożyskach, spoczywających na belkach podwójnych, biegnących wzdłuż dłuższego boku sali, a podpartych na wspornikach dźwigarów przyległych stropów, wystających na wewnątrz sali.

Ze względu na ujednostajnienie połączeń, zastosowano możliwie małe ilości profilów. Mianowicie oba pasy, górny i dolny, zostały zaprojektowane z teówek  $80 \times 80 \times 9$ , ukośnice zaś z rur o średnicy 38 mm. Rury zastosowano dlatego, że rzucają one możliwie najmniej cienia na witraż świetlni dolnej.

Ponieważ w niektórych węzłach na teówce nie możnaby było umieścić spoin o odpowiednich długościach, przeto musiano w poszczególnych węzłach zastosować dodatkowe blachy węzłowe o kształcie segmentowym, przyspawane do średnika teówki na styk czolowy. Połączenie rur z pasami wykonano w ten sposób, że w końcach rur wycięto szczeliny o grubości ściany teówki i miejsce styku połączono przy pomocy szwów. Końce rur zamknięto również przy pomocy spojeń na stopkach teówek.

Węzeł podporowy został usztywniony przy pomocy poprzecznych blach trójkątnych, założonych na słupku fig. 104.

Pas górny został wygięty w ten sposób, że palnikiem tlenowo-acetylenowym wycięto w węzłach trójkątne części ścianki pionowej w miejscach załamania pasa, następnie dogięto belkę do kształtu parabolicznego, a wreszcie spojono. Stopka więc teówki na całej długości nie była przecinana.

Na pasie dolnym więzarów zawieszona jest świetlnia wewnętrzna, dolna, wykonana jako witraż z orłem polskim w środku. Witraż ten wykonano również przy pomocy spawania. Szczegół podwieszenia witraża przedstawia fig. 115-116.

### 4. NADBUDOWA TRZECH PIĘTER NA STARYM GMACHU

Prócz dobudowania nowego budynku, okazało się rzeczą konieczną ze względu na potrzeby P.K.O. dodanie jeszcze trzech pięter na starym budynku, wykonanym przed 10 laty jako szkieletowy żelbetowy.

W tym celu zastosowano konstrukcję szkieletową stalową, również spawaną, ze ściankami z cegły pustej.

Konstrukcja szkieletu nadbudówki składa się z dwu systemów ramownic, spoczywających na sobie. Z powodu bardzo małych obciążeń, wymiary ich są niewielkie. Podstawy ich wykonano z grubych płyt, bez stosowania trapezowych blach podporowych. Konstrukcję narożną górnej ramownicy (fig. 78) wykonano w ten sposób, że rozpory ramownicy spoczywa na stopce wewnętrznej i na ściance profilu słupowego (dwuteówka), odciętych na poziomie spodu rozpory, a stopka zewnętrzna słupa dochodzi do wierzchu rozpory i jest z nią spojona. Usztywnienie węzła składa się z trójkątnej blachy, leżącej w płaszczyźnie ramy i dospojonego do niej prostopadłe płaskownika.

Słupy ramownic dolnych są wykonane z dwu na krzyż połączonych dwuteówek (rys. 72).

W obu dwuteówkach wycięto w tym celu do połowy długości szczeliny szerokie na grubość środka i wsunięto jedną w drugą w ten sposób, że szczelina jednej trafiła na pełną ściankę drugiej dwuteówki, a następnie spojono je szwami przerywanymi (rys. 73, 74, 76).

## 5. KOPUŁA

Kopuła ta o rzucie poziomym  $d = 12,4$  m, wykonana została z przekrojów rurowych jako utwór płaszczowy. Waga konstrukcji stalowej wynosi 2.600 kg.

Wszystkie krokwie zostały wykonane z jednego przekroju i wygięte w odpowiedni kształt według szablonów. Pierścienie, wykonane z elementów, przechodzących od krokwi do krokwi, przyczem wszystkie te elementy wygięte zostały według promienia tego samego koła. Dało to się skutecznie w ten sposób, że poszczególne części pierścieni nie leżą w płaszczyznach poziomych, ale są odcinkami kół wielkich, a więc leżą na płaszczyznach, przechodzących przez środek kuli, tem samym zaś różnych dla każdego odcinka pomiędzy dwiema krokwiemi. Na fig. 118 DmC przedstawia łuk koła wielkiego, raś DnC — łuk poziomego koła równoleżnikowego, łączący te same dwa punkty D i C na sąsiednich prętach krokwiowych AS i BS. W rzeczywistości odchyłka mn pomiędzy pierścieniem, wykonanym wedle koła wielkiego a kołem poziomym, nie jest tak widoczna, gdyż odległość między sąsiednimi krokwiemi jest znacznie mniejsza, niż na rysunku, na którym krokwie rozmyślnie, dla wyrazistości, rozsunięto przesadnie.

Wykonanie pierścieni według kół wielkich ułatwiło w dużym stopniu przygotowanie konstrukcji, gdyż wszystkie elementy otrzymały tę samą krzywiznę i, co jeszcze ważniejsze, krzywe przenikania we wszystkich węzłach miały kształt jednakowy. Dzięki temu można było cały materiał wygiąć, poprzycinać odpowiednio w łucie i przysłać na budowę w stanie gotowym do montażu (fig. 119). Wszystkie pręty krokwiowe i pierścieniowe zostały wykonane z tego samego profilu rury o średnicy 50 mm i grubości ścianki 4 mm, z wyjątkiem pierścienia dolnego, który sporządzono z teówki.

Fig. 125 przedstawia połączenie krokwi z pierścieniem górnym.







III<sup>e</sup> PARTIE

---

AGRANDISSEMENTS DE L'IMMEUBLE DE LA CAISSE D'ÉPARGNE  
DE VARSOVIE

Vues prises pendant l'exécution des nouvelles constructions

---

CZĘŚĆ III

---

ROZSZERZENIE GMACHU P. K. O. W WARSZAWIE

Zdjęcia ilustrujące wykonanie nowych konstrukcji.

## RÉPARTITION DES VUES

---

---

1. — VUES GÉNÉRALES DE L'IMMEUBLE.
2. — FABRICATION DES COLONNES.
3. — MONTAGE DE LA PARTIE A DE LA CONSTRUCTION NOUVELLE.
4. — MONTAGE DE LA PARTIE B DE LA CONSTRUCTION NOUVELLE.
5. — MONTAGE DE LA PARTIE C DE LA CONSTRUCTION NOUVELLE.
6. — DÉTAILS DIVERS.
7. — MONTAGE DE LA SUPERSTRUCTURE ÉLEVÉE SUR L'ANCIEN IMMEUBLE EN D.
8. — MONTAGE DE LA SUPERSTRUCTURE ÉLEVÉE SUR L'ANCIEN IMMEUBLE EN E. ET F.
9. — TOITURE AU-DESSUS DU GRAND HALL.
10. — CONSTRUCTION DE LA COUPOLE.

---

## PODZIAŁ ZDJĘĆ

---

---

1. — WIDOKI OGÓLNE GMACHU.
2. — FABRYKACJA KOLUMN.
3. — MONTAŻ KONSTRUKCJI OFICYNY A.
4. — MONTAŻ KONSTRUKCJI OFICYNY B.
5. — MONTAŻ KONSTRUKCJI OFICYNY C.
6. — RÓŻNE SZCZEGÓŁY.
7. — MONTAŻ KONSTRUKCJI NADBUDOWY DAWNEGO GMACHU D.
8. — MONTAŻ KONSTRUKCJI NADBUDOWY DAWNEGO GMACHU E i F.
9. — KONSTRUKCJA DACHU NAD KASĄ.
10. — KONSTRUKCJA KOPUŁY.

VUES  
GÉNÉRALES  
DE  
L'IMMEUBLE

WIDOKI  
OGÓLNE  
GMACHU



Fig. 1 — Vue de la façade.  
Widok fasady.

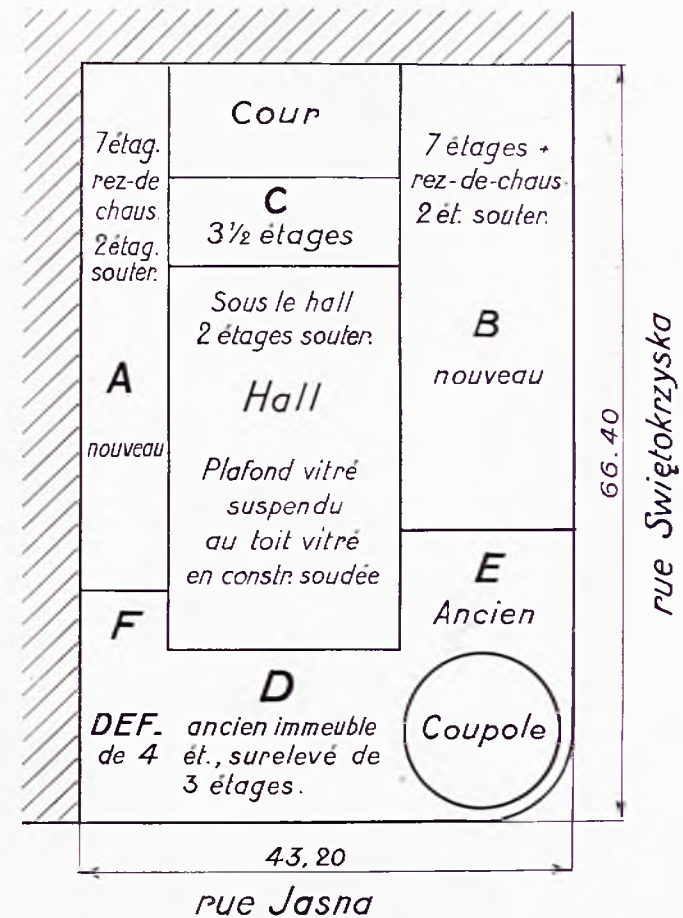


Fig. 2 — Plan de l'ensemble.  
Plan gmachu.

Cubature totale : 75.000 m<sup>3</sup> (y compris la cubature de l'ancien bâtiment : 28.000 m<sup>3</sup>).  
Superficie utile de l'immeuble 14.800 m<sup>2</sup>.  
7 étages + rez-de-chaussée + 2 étages souterrains.  
Hauteur au dessus du niveau du sol : 31 m. 30; avec la coupole 39 m. 50.  
Longueur des façades : 43 m. 20, (rue Jasna) + 66 m. 40 (rue Świętokrzyska).  
Terrain : 2.720 m<sup>2</sup>, couvert sur 95,5%.  
Hall : 16 m. 50 × 25 m. 60.  
3 escaliers en construction soudée.

Kubatura całkowita 75.000 m<sup>3</sup>/łącznie z kubaturą dawnego gmachu 28.000 m<sup>3</sup>.  
Powierzchnia użytkowa gmachu 14.800 m<sup>2</sup>.  
7 pięter plus parter plus 2 piętra podziemne.  
Wysokość ponad poziomem ulicy : 31,30 m. Razem z kopułą 39,50 m.  
Długość fasady 43,20 /ul. Jasna/ plus 66,40 m. /ul. Świętokrzyska/.  
Powierzchnia terenu 2.720 m<sup>2</sup>, pokryta w 95,5 %.  
Hall : 16,50 m. × 25,60 m.  
Trzy klatki schodowe o konstrukcji spawanej.



Fig. 3. — Vue de la partie A, prise de la rue Świętokrzyska avant construction de la partie B.

Widok oficyny A. od ul. Świętokrzyskiej przed wybudowaniem oficyny B.

Fig. 3



Fig. 4

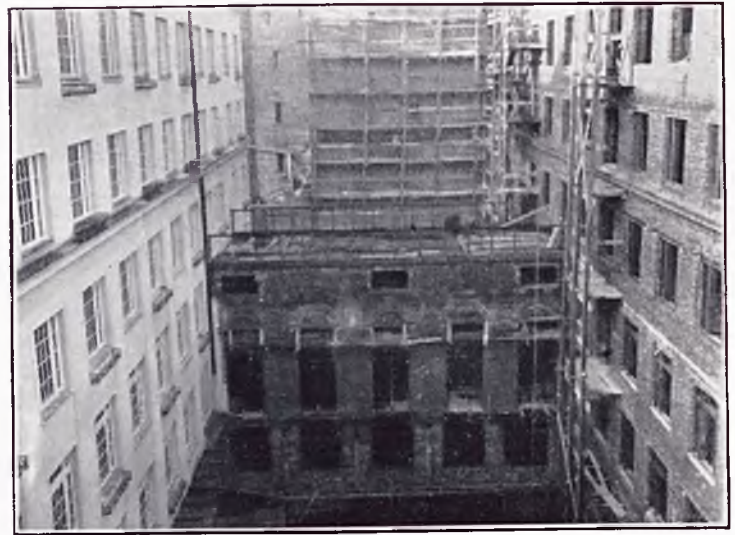


Fig. 5

Fig. 4, 5, 6. — Vue de l'intérieur de l'immeuble dans diverses phases de la construction. A gauche, la partie A, en face C, et à droite B.

Widok wnętrza gmachu w różnych fazach budowy. Na lewo oficyna A, na prawo - B, między nimi - C.

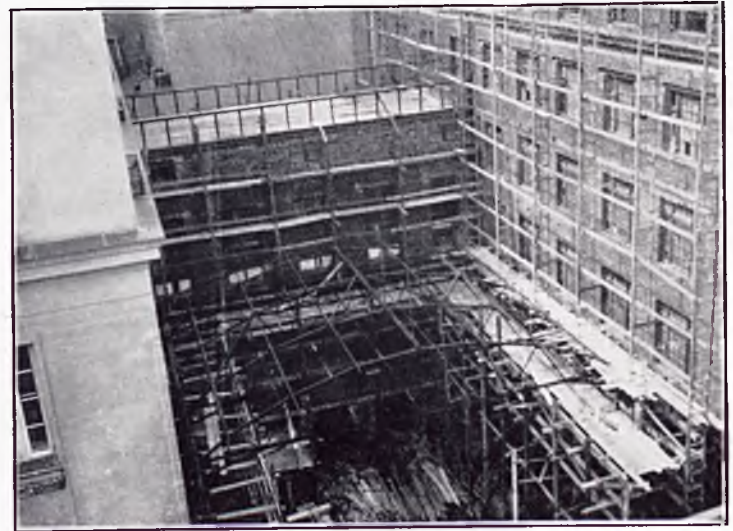


Fig. 6

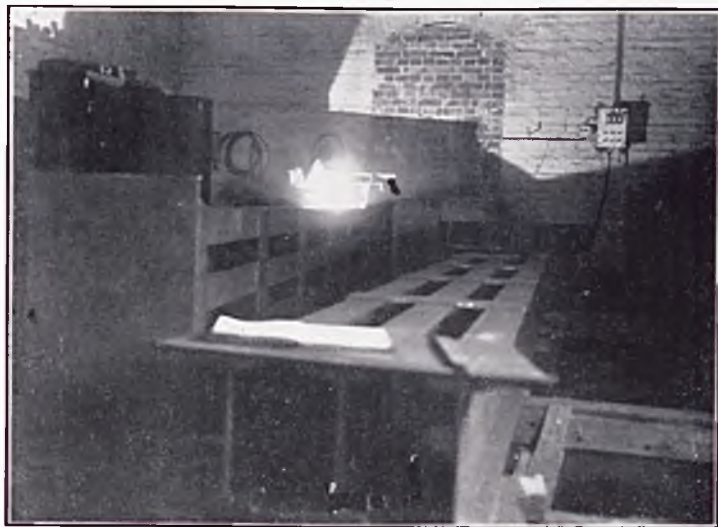


Fig. 7. — Soudure d'une colonne de 5 m. 50 de haut, poids 950 kgs.

Spawania kolumny długości 5,50 m., wagi 950 kg.

FABRICATION  
DES COLONNES

FABRYKACJA  
KOLUMN

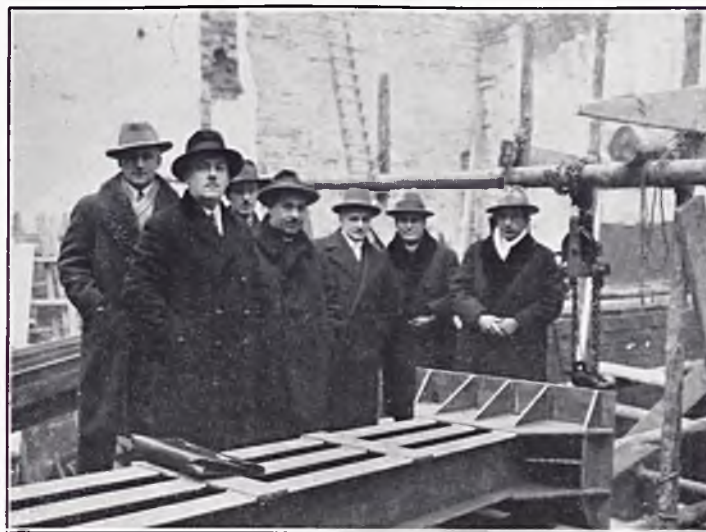


Fig. 8. — Réception de la première colonne. Janvier 1930.

Przyjęcie przez Komisję pierwszej kolumny, styczeń 1930 r.

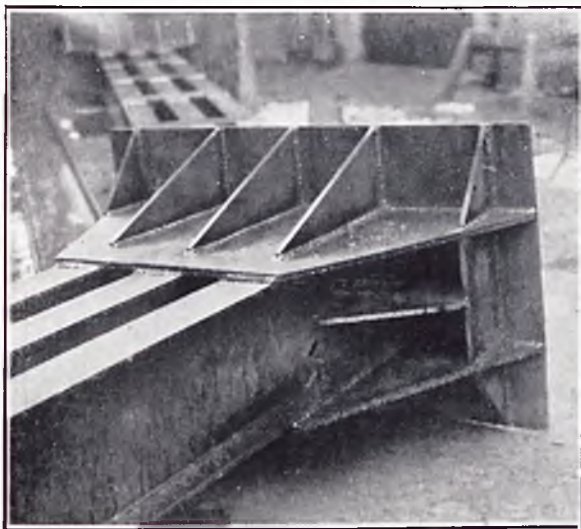


Fig. 9

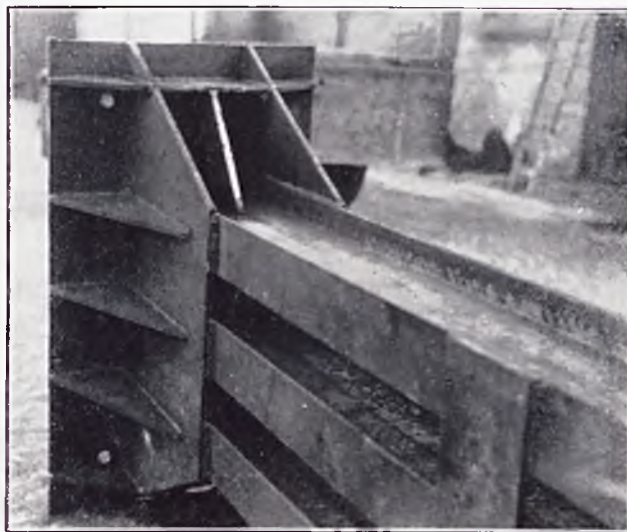


Fig. 10

Fig. 9 et 10. — Base de la colonne.

Podstawa kolumny.

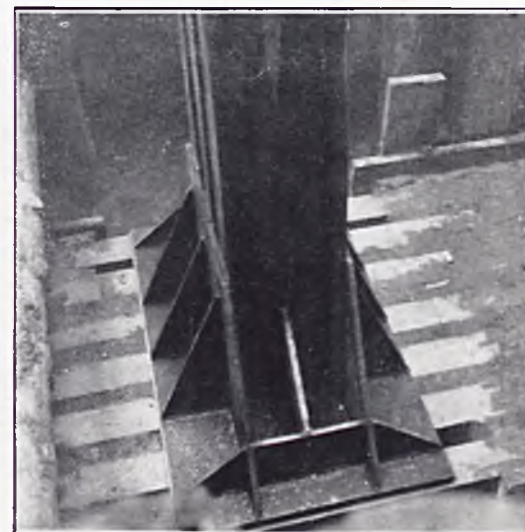


Fig. 11. — Colonne sur les poutres des fondations soudées bout-à-bout.

Kolumna na ruszcie z belek spawanych.



Fig. 12



Fig. 13

Fig. 12 et 13. — Montage d'une colonne de 11 m. de haut, poids 1.200 kgs.

Montaż kolumny wysok. 11 mtr., wagi 1.200 kg.

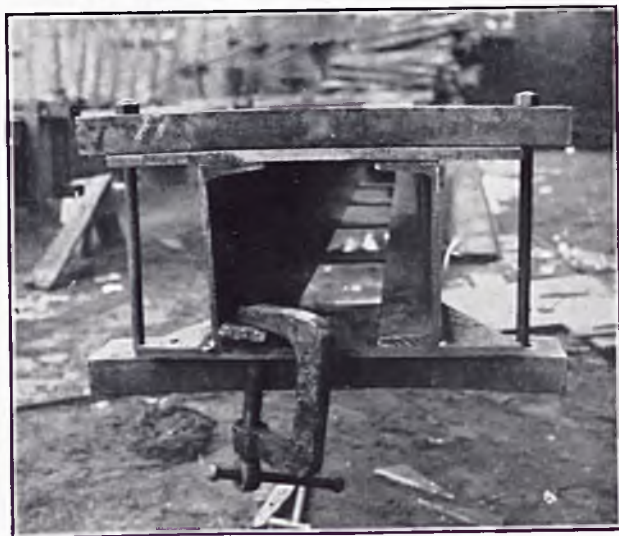


Fig. 14. — Base de la colonne préparée pour la soudure.

Spawanie podstawy.



Fig. 15. — Soudure de la colonne.

Spawanie kolumny.



Fig. 16



Fig. 17



Fig. 18

Fig. 16, 17, 18.  
Soudure de la colonne.

Spawanie kolumny.

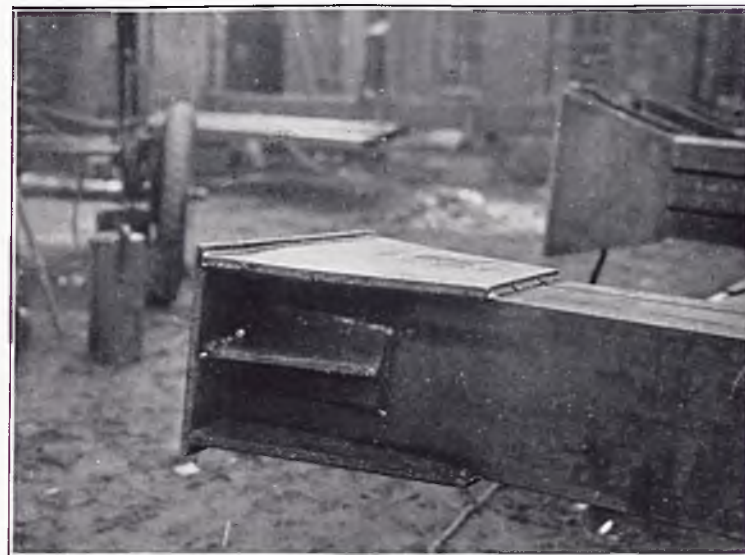


Fig. 19.— Base de la colonne achevée.

Podstawa kolumny po ukończeniu.



Fig. 20.— Découpage des consoles au chalumeau.

Wycinanie wsporników palnikiem acetylenowo-tlenowym z belki teowej.

MONTAGE DE LA PARTIE **A**  
DE LA  
CONSTRUCTION

MONTAŻ KONSTRUKCJI  
OFICYNY **A**

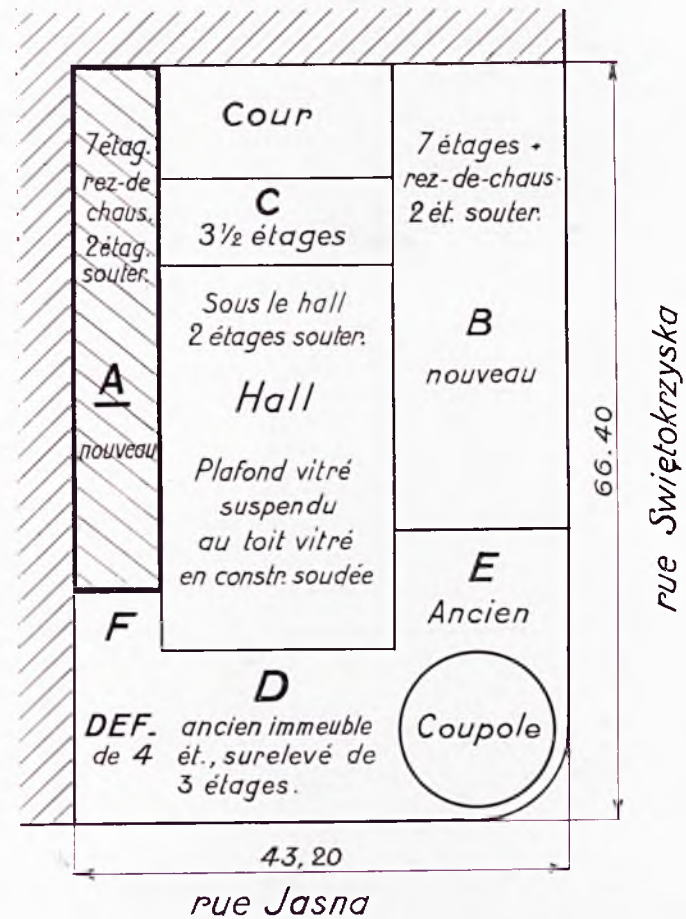






Fig. 21

Fig. 21, 22, 23.  
Mise en place des colonnes  
allant du rez-de-chaussee  
au 1<sup>er</sup> étage.

Ustawienie słupów  
idących z parteru  
do pierwszego piętra.



Fig. 23



Fig. 22

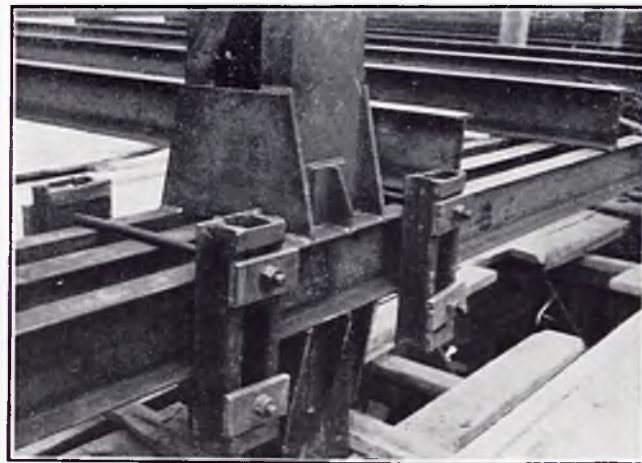


Fig. 24. — Nœud au milieu de la colonne entre 2 étages.

Węzeł na środku kolumny pomiędzy 2 piętrami.



Fig. 25



Fig. 27

Fig. 25, 26, 27 et 28.  
Colonnes de 11 mètres de hauteur  
supportant la façade de la partie A  
de l'immeuble.



Fig. 26

Kolumny 11 mtr. wysokości,  
na których wspiera się  
fasada oficyny A.



Fig. 28

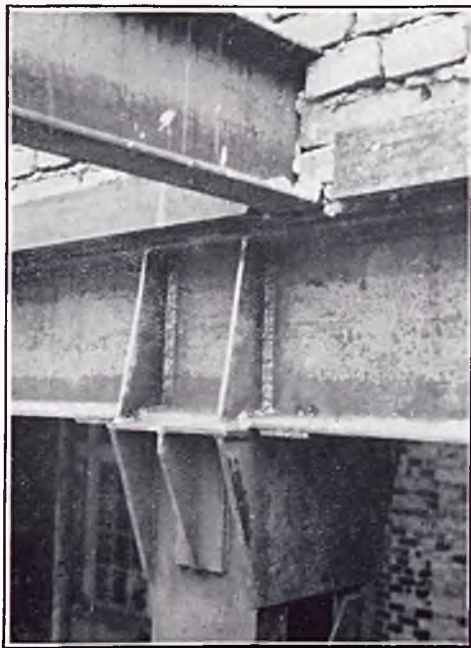


Fig. 29

Fig. 29  
Assemblage de la  
longrine et de la colonne.  
Wzmocnienie podciągu  
nad kolumną

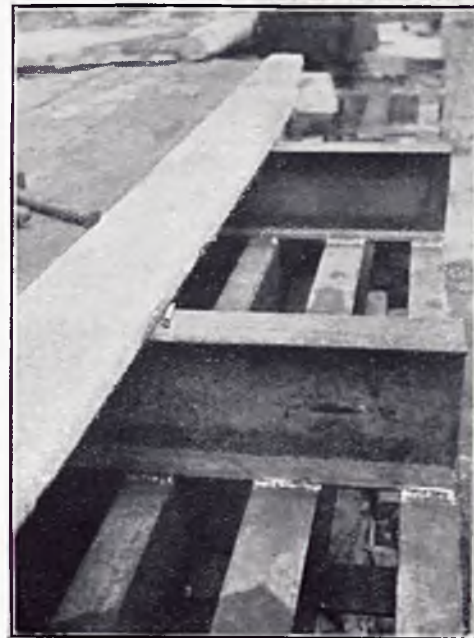


Fig. 31

Fig. 31  
Solives soudées aux  
poutres du plafond.  
Belki sklepienia  
spawane z podciągiem.



Fig. 30  
Ancrage des poutres dans le mur.  
Kotwiczenie belek stropowych w murze.



Fig. 32  
Construction du toit de la partie A.  
Dach spawany oficyny A., wykonany z dwuteowników.

MONTAGE DE  
LA PARTIE **B**  
DE LA CONSTRUCTION

MONTAŽ KONSTRUKCJI  
OFICINY **B**

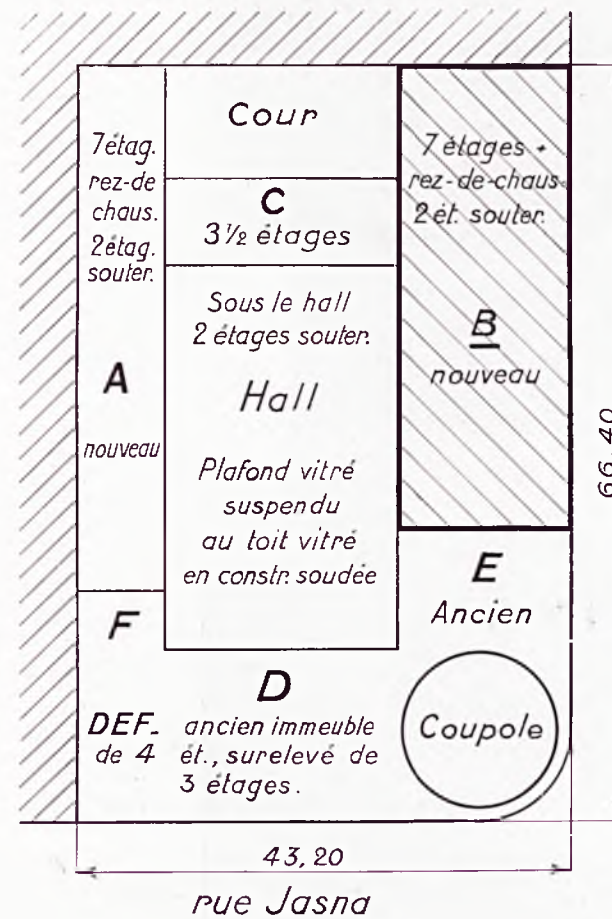




Fig. 33. — Pilier en sous-sol du bâtiment B.  
Słup w piwnicy budynku B.

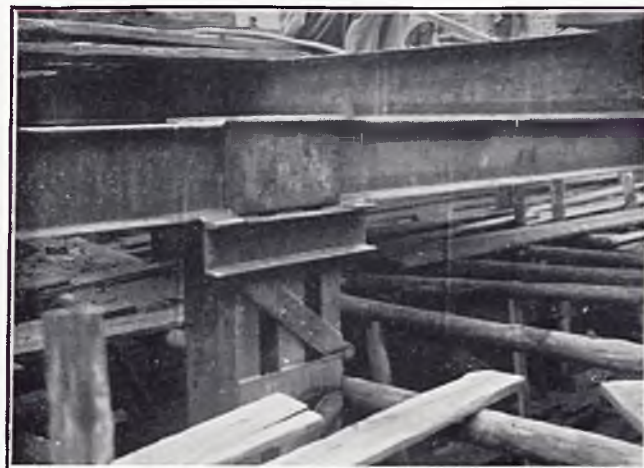


Fig. 34. — Détail de la partie supérieure du pilier.  
Szczegół górny słupa.

Colonnes du sous-sol,



Fig. 35. — Base du pilier.  
Stopa słupa

Kolumny podziemia

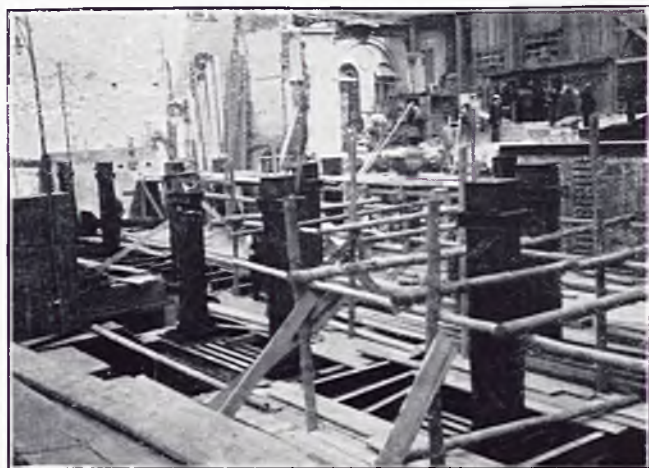


Fig. 36



Fig. 37



Fig. 38

Fig. 37, 38, 39, 40. — Colonne du rez-de-chaussée.

Kolumny parteru.



Fig. 39

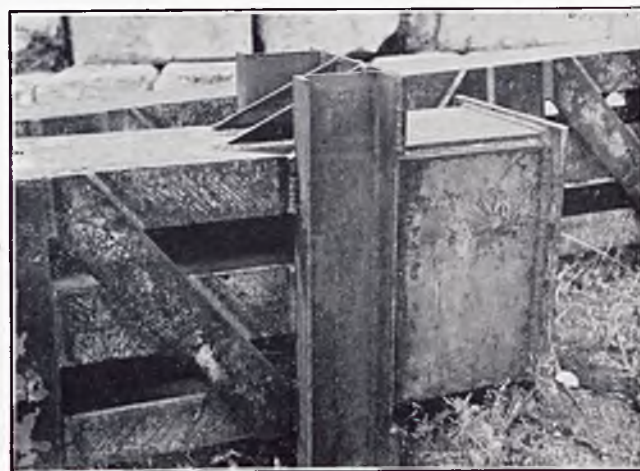


Fig. 40



Fig. 41



Fig. 42



Fig. 43

Fig. 41, 42, 43. — Colonnes de la façade extérieure.  
Kolumny fasady od ul. Świętokrzyskiej.



Fig. 44. — Ancrage d'une poutre.  
Kotwiczenie belki.



Fig. 45. — Découpage d'une poutre pour aménager la grande entrée.  
Obcinanie belek podciągu w okolicy głównego wejścia.

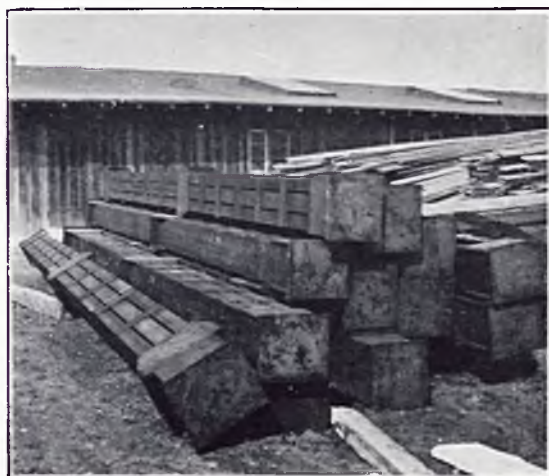


Fig. 46

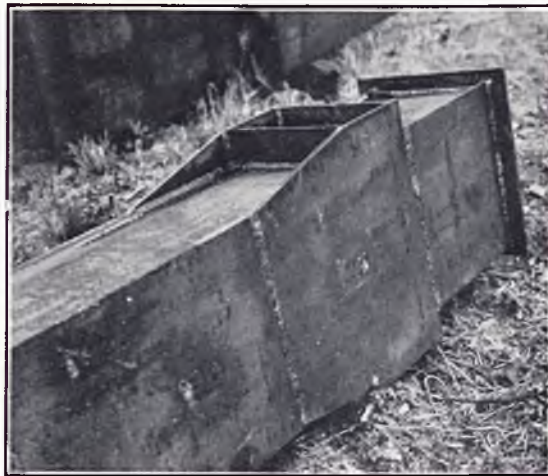


Fig. 47

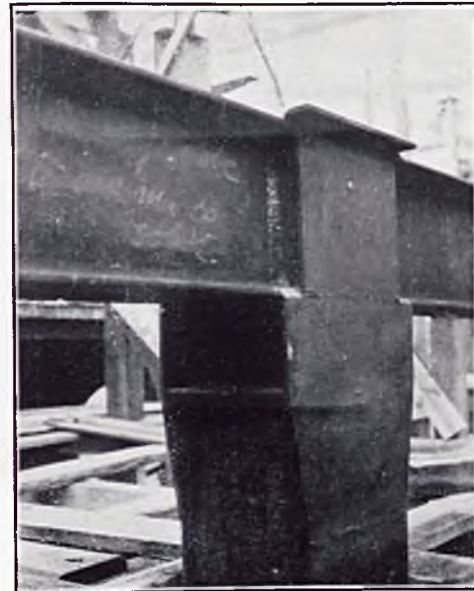


Fig. 48

Fig. 46, 47, 48, 79, 50. — Colonne des étages supérieurs et détails de la construction.

Kolumny górnych pięter i szczegóły montażu.

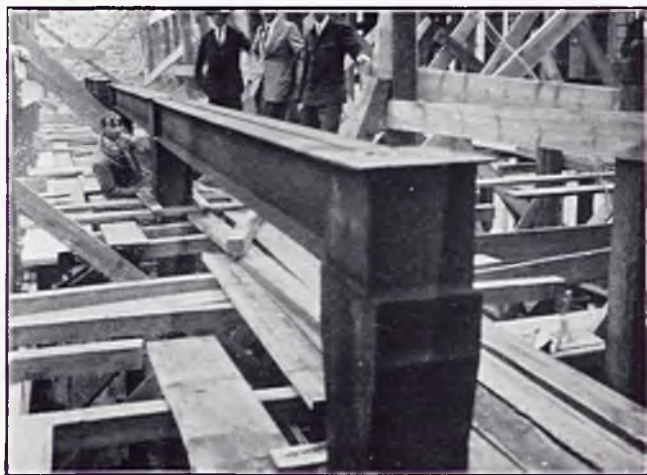


Fig. 49

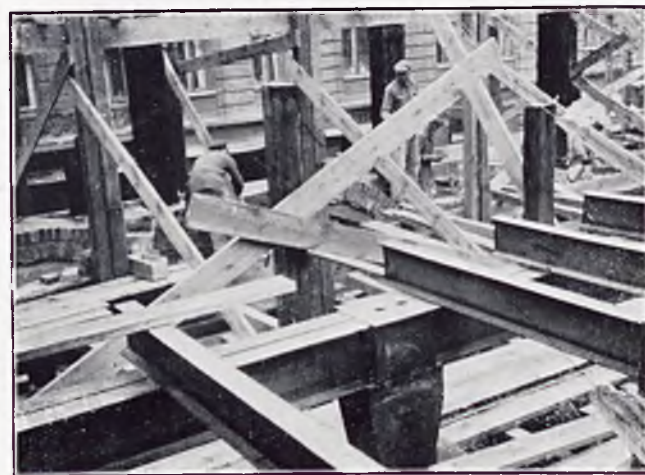


Fig. 50



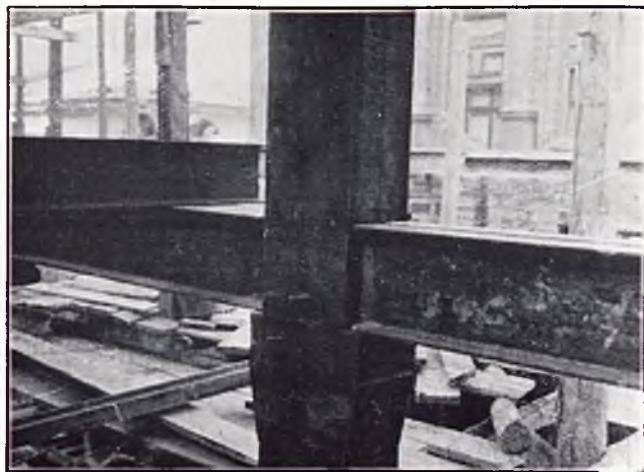


Fig. 51

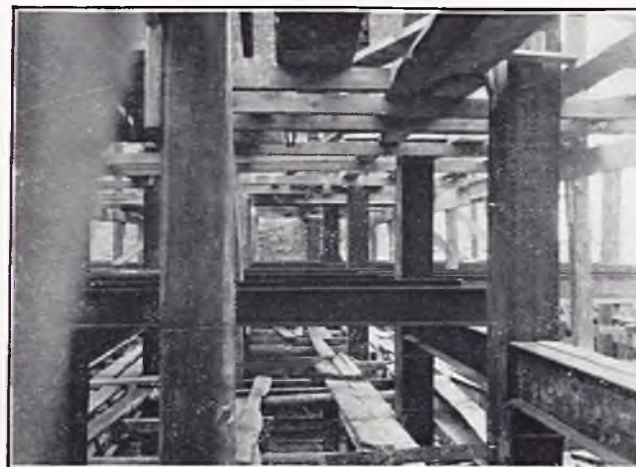


Fig. 52

Fig. 51, 52, 53 et 54 — Colonnes des étages supérieurs dans les diverses phases de la construction.

Kolumny górnych pięter w różnych stadjach budowy.

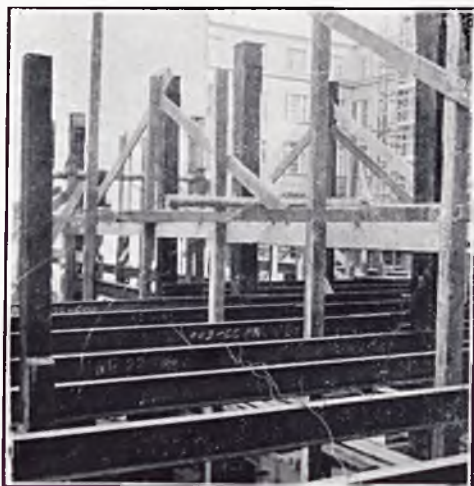


Fig. 53

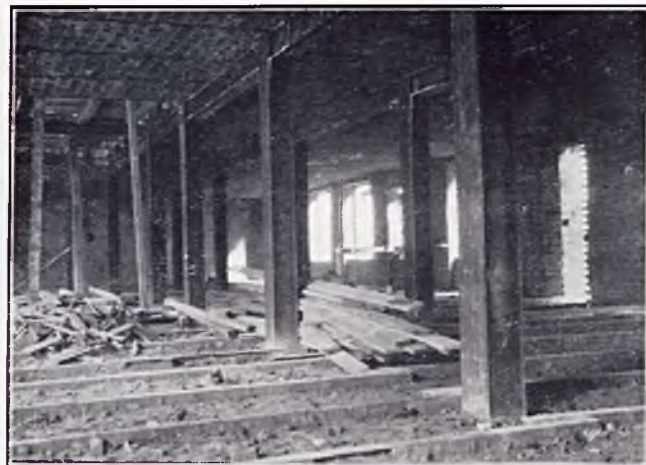


Fig. 54

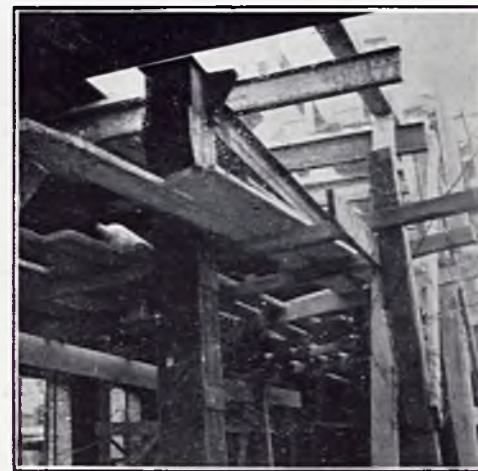


Fig. 55

Fig. 55. — Un exemple des facilités que donne la soudure : console accrochée à la colonne au cours du montage.

Przykład ułatwienia, jakie daje spawanie na budowie : wspornik umocowany do kolumny już w czasie montażu.



Fig. 56

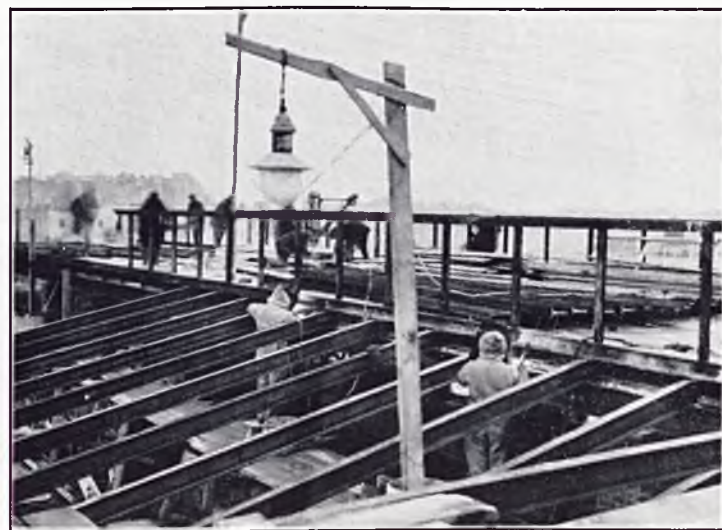


Fig. 57



Fig 58

Fig. 56, 57, 58. — Toit de la partie B de la construction construit entièrement au chantier.

Dach oficyny B. wykonany całkowicie na montażu.

MONTAGE DE LA PARTIE C  
DE LA CONSTRUCTION

MONTAŻ KONSTRUKCJI OFICYNY C.

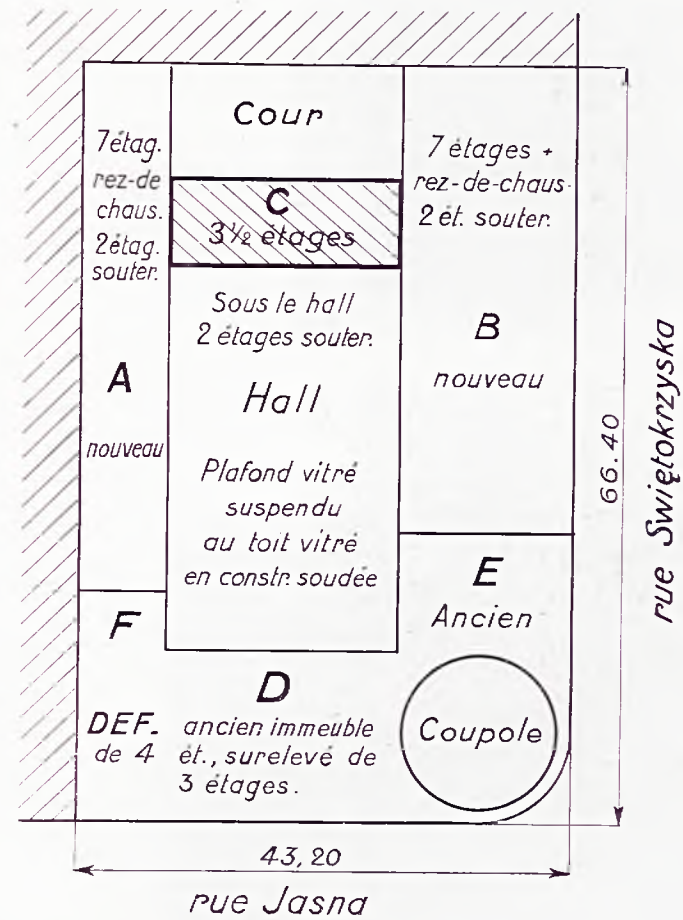




Fig. 59. — Tête intermédiaire au milieu d'une colonne de deux étages.

Głowica  
pośrednia kolumny  
dwupiętrowej.

Fig. 59

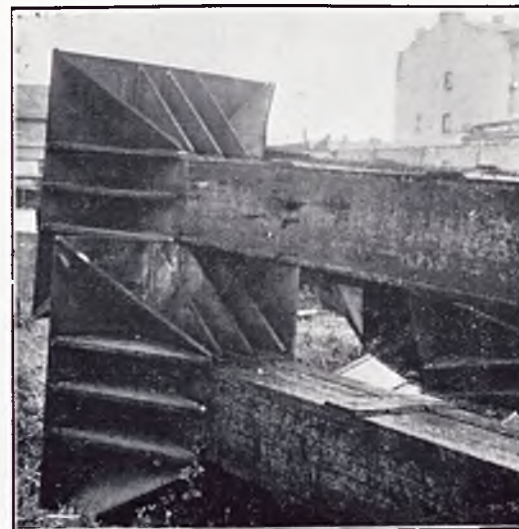


Fig. 60. — Base de cette colonne.

Podstawa tej kolumny.



Fig. 61. — Jonction entre la partie C (à droite) et B (à gauche) de la construction.

Połączenie  
między konstrukcją  
oficyny C /na prawo/ i  
B /na lewo/.

Fig. 61

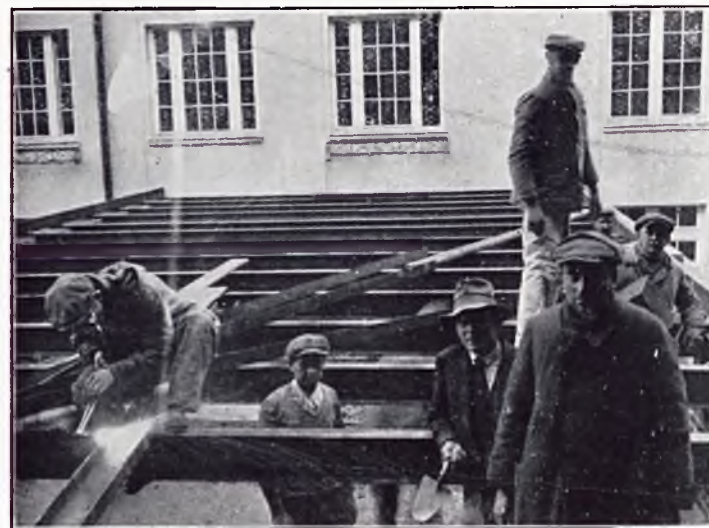


Fig. 62. — Confection du toit plan de la partie C.

Wykonywanie płaskiego dachu na oficynie C.



Fig. 63

## DÉTAILS DIVERS

## RÓŻNE SZCZEGÓŁY

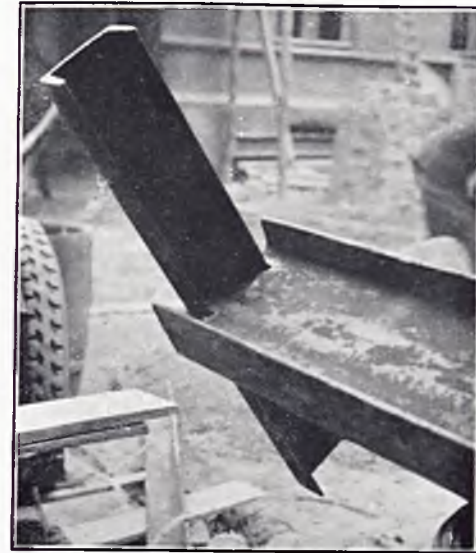


Fig. 64

Fig. 63 et 64. — Une ancre soudée au bout d'une poutre.

Konstrukcja kotwicy w wykonaniu spawaniem.

Fig. 65. — Sur le 7<sup>e</sup> étage.

Cięcie belek na 7 piętrze.

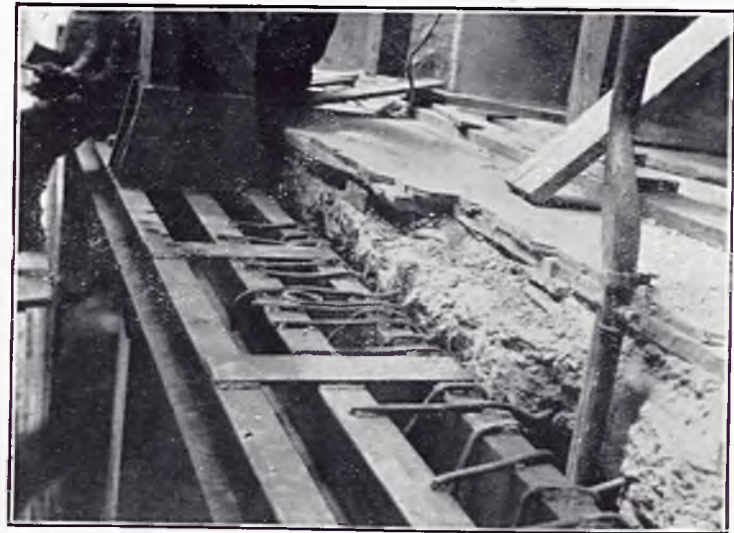


Fig. 66. — Jonction de l'ancien bâtiment en béton armé avec la construction soudée.

Połączenie konstrukcji dawnego gmachu z betonu zbrojonego do konstrukcji spawanej.

### MONTAGE DE LA SUPERSTRUCTURE DE LA PARTIE DE L'IMMEUBLE

L'ancien immeuble (D-E-F) construit en béton armé, n'était que de 4 étages  
Pour l'harmonie de l'ensemble il a fallu le surélever de 3 étages

Le problème consistant à doubler la hauteur du bâtiment avec comme seuls points d'appui les murs extérieurs et les anciennes fondations présentait de grosses difficultés que seule la soudure pouvait résoudre.

Le poids unitaire de la superstructure est de 11,7 kg par m<sup>3</sup>.

### KONSTRUKCJA NADBUDOWY DAWNEGO GMACHU

Montaż konstrukcji części D. Dawny gmach 4-piętrowy, wykonany z żelazo-betonu, został nadbudowany o 3 piętra, aby tworzyć całość z nowymi oficynami 7-piętrowymi. Zagadnienie to było bardzo trudne do rozwiązania, gdyż konstrukcję nadbudowy można było oprzeć jedynie na zewnętrznych murach, które tworzą prostokąt o wymiarach 43,20 m. × 8,70 m. Ciężar jednostkowy konstrukcji nadbudowy wynosi 11,7 kg na m<sup>3</sup>.

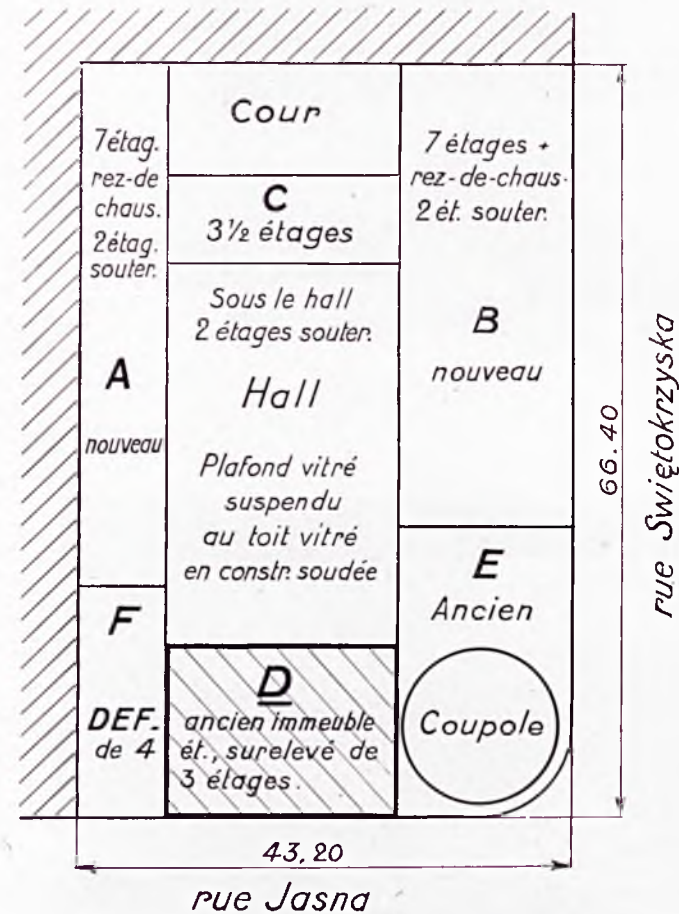




Fig. 67

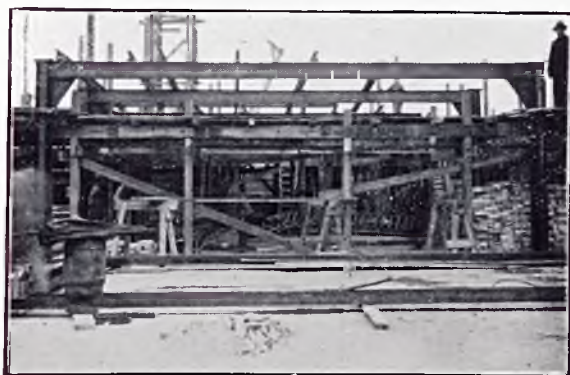


Fig. 68

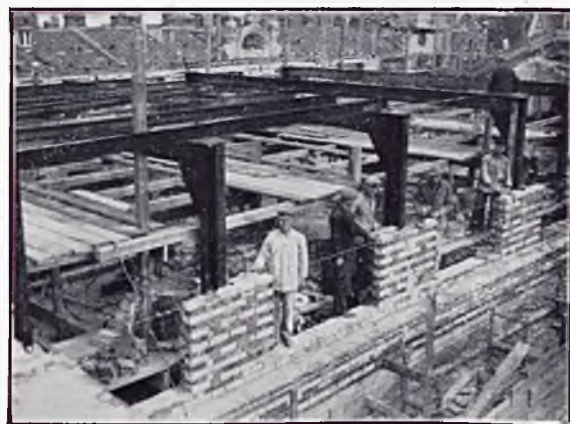


Fig. 69



Fig. 70



Fig. 71

Fig. 67, 68, 69, 70, 71. — Superstructure de la partie D, se présentant sous la forme d'une rangée de cadres de 8 m. 70 de portée.

Konstrukcja części D nadbudowy  
była wykonana w ustroju ramowym.

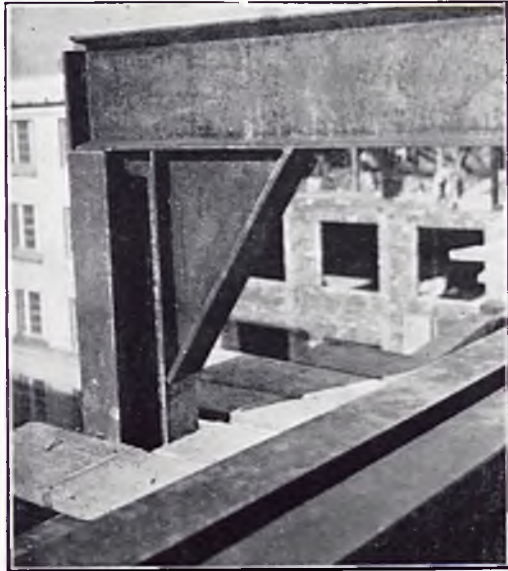


Fig. 72



Fig. 73

Fig. 72, 73, 74, 75, 76. — Colonne en croix et détail de son exécution,  
Kolumna krzyżowa szczegóły jej wykonania.



Fig. 74

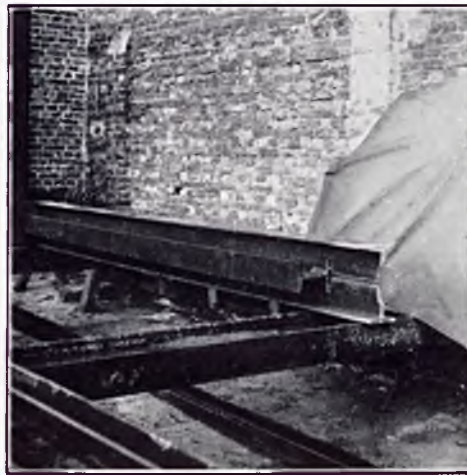


Fig. 75

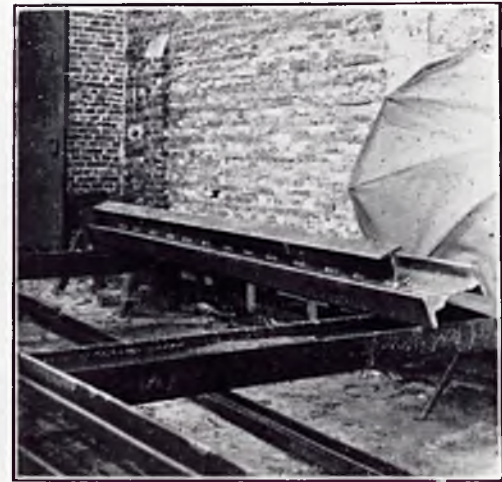


Fig. 76





Fig. 77



Fig. 78

Fig. 77, 78, 79, 80. — Cadre aux étages II et III de la superstructure.  
 Konstrukcja ramowa na 2 i 3 piętrze nadbudowy

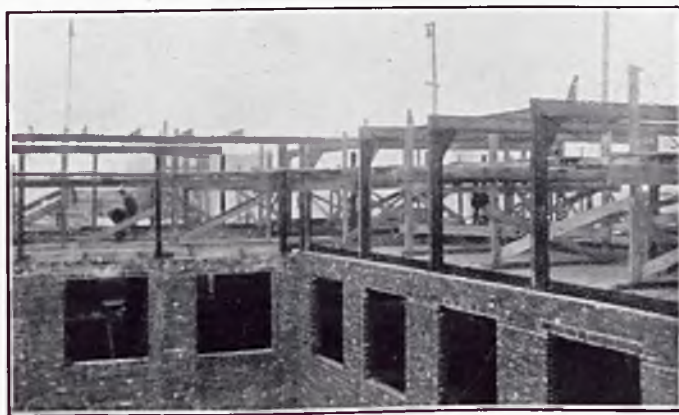


Fig. 79



Fig. 80



Fig. 81



Fig. 82

Fig. 81, 82, 83, 84. — Toit en ligne brisée de la partie D.

Dach łamany części D. konstrukcji nadbudowy.



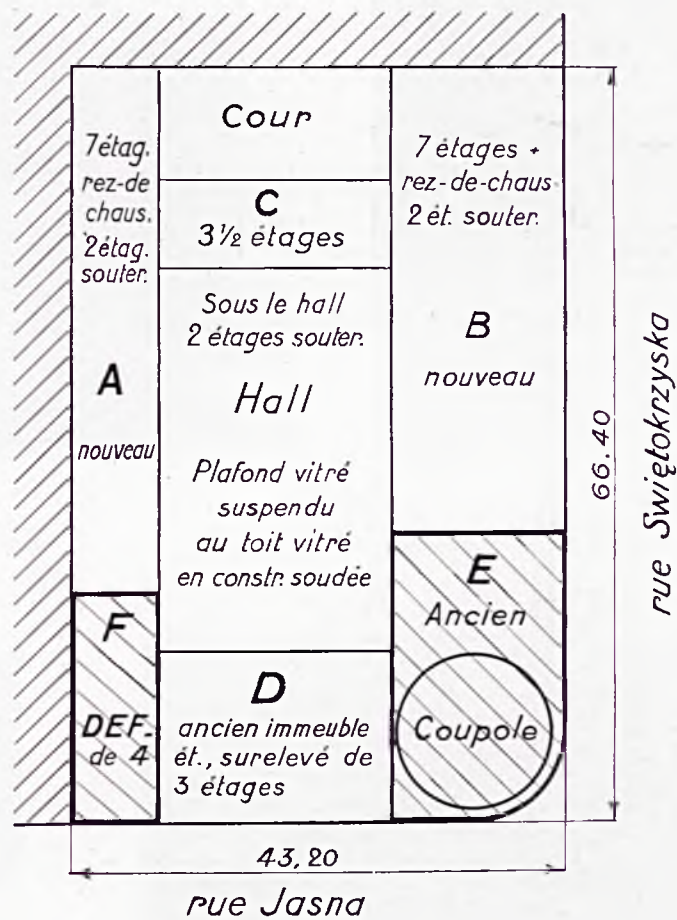
Fig. 83



Fig. 84

MONTAGE DES PARTIES E ET F  
DE LA SUPERSTRUCTURE

Montaż Części E i F Nadbudowy



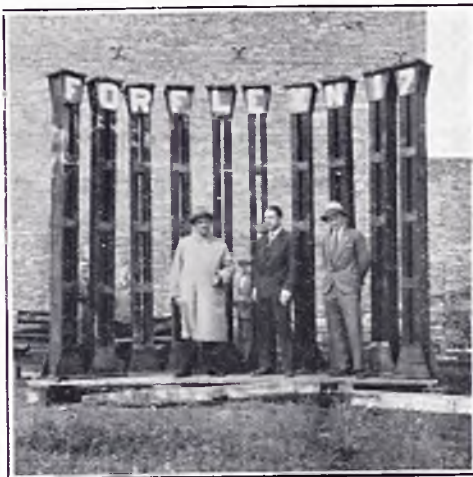


Fig. 85



Fig. 86



Fig. 87

Fig. 85, 86, 87, 88, 89. — Types des colonnes appliquées dans les parties E et F de la superstructure.

Typy kolumn zastosowanych w tej części nadbudowy.



Fig. 88

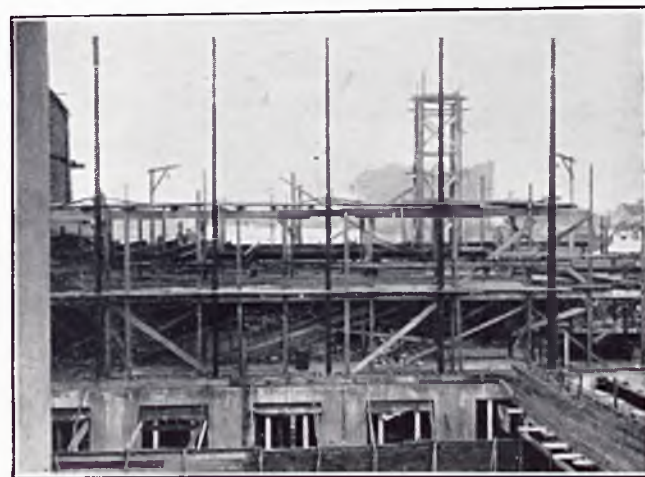


Fig. 89



Fig. 90



Fig. 91



Fig. 92

Fig. 90, 91, 92, 93, 94. — Montage de la partie E.  
Montaż części E.



Fig. 93



Fig. 94



Fig. 95



Fig. 96

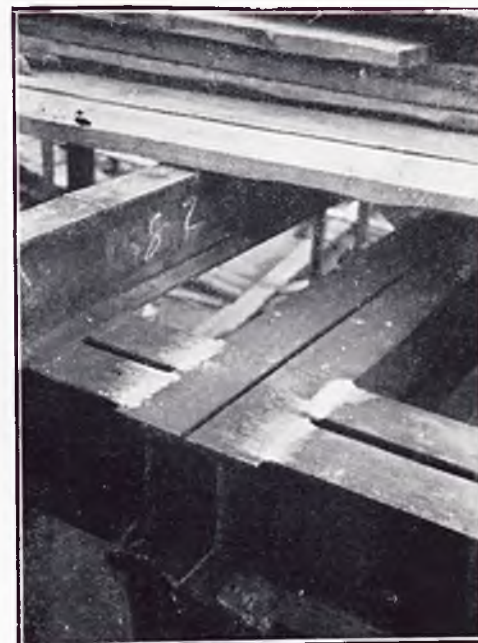


Fig. 97

Fig. 95, 96, 97. — Croisement des poutres sur la colonne.

Węzły nad kolumnami.



Fig. 98. — Nœud non supporté par une colonne, renforcé par une plaque soudée.

Węzeł niepodparty przez kolumnę, wzmocniony nakładkami spawanymi.

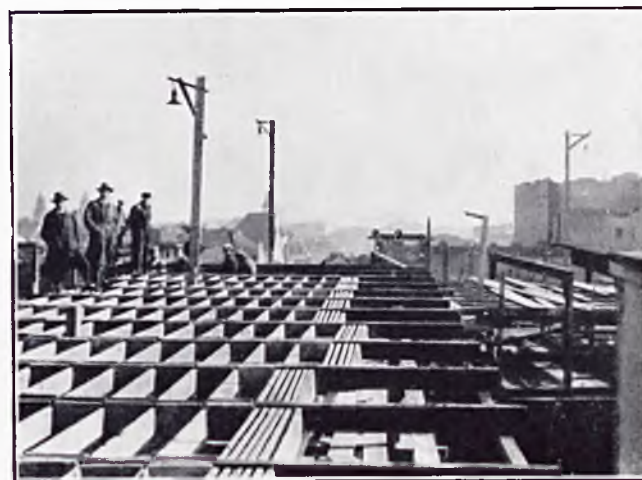


Fig. 99. — Plafond en petites voûtes au ciment, de faible épaisseur (très léger).

Sklepienie z małych łuków z betonu.

### TOITURE AU-DESSUS DU GRAND HALL

consiste en 6 fermes paraboliques aux caractéristiques suivantes : Portée 14.42 m, hauteur 2.25. charge : 150 kg/m<sup>2</sup>. Poids d'une ferme : 630 kg. Les fermes sont espacées de 3.40 m.

La construction du plafond vitré (16.50 m × 25.60 m) est suspendue aux fermes par des fers plats soudés aux tirants des fermes (11 points de suspension à chaque ferme).

### KONSTRUKCJA DACHU NAD SALĄ KASOWA

składa się z 6-ciu więźarów parabolicznych o charakterystyce następującej :

Rozpiętość : 14,42 m., wysokość : 2,25 m., obciążenie : 150 kg/m<sup>2</sup>. Ciężar więzara : 630 kg  
Odległość między więzarami 3,40 m.

**Konstrukcja sufitu oszklonego** /16,50 m. × 25,60 m./ podwieszona do więźarów zapomocą płaskowników spawanych do dolnych belek więźarów /11 punktów podwieszenia przy każdym więzarze).

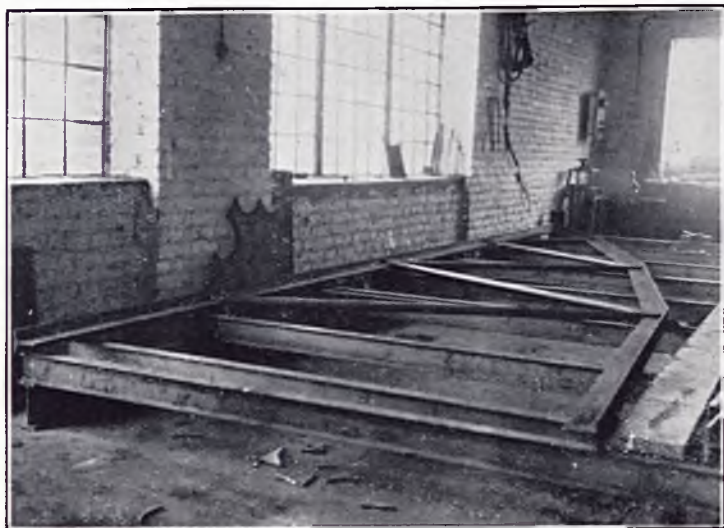


Fig. 100



Fig. 101

Fig. 100, 101. — Montage des fermes à l'atelier de la Société Péroune  
Montaż więzarów w spawalni Tow. « Perun ».

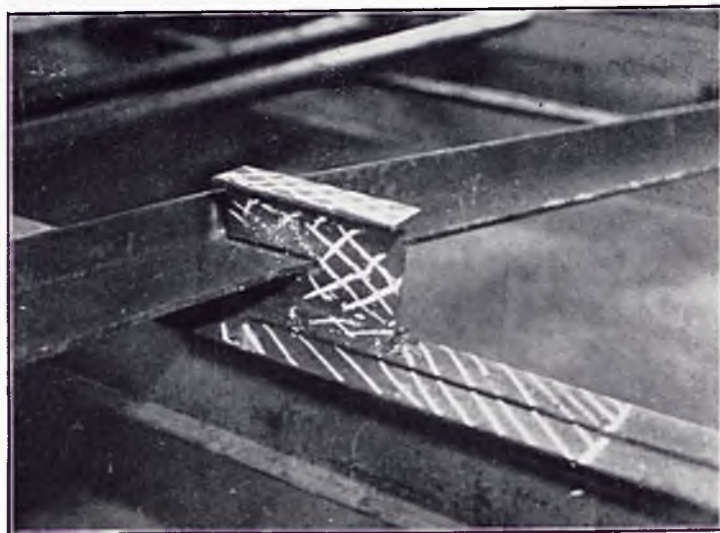


Fig. 102

Fig. 102. — Nœud inférieur d'une ferme.  
Dolny węzeł więzara.



Fig. 103

Fig. 103. — Montage des fermes.  
Montaż więzarów.



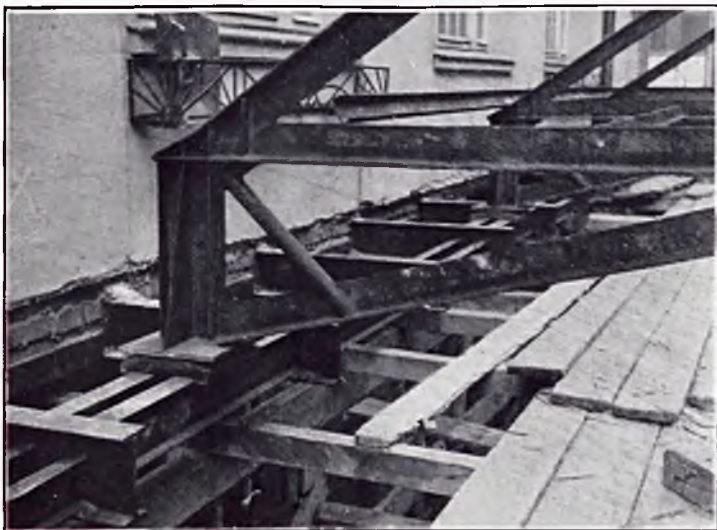


Fig. 104  
Fig. 104. — Pied d'une ferme  
Stopa więzara.



Fig. 105



Fig. 106



Fig. 107

Fig. 105, 106, 107. — Vues de la toiture au cours du montage  
Konstrukcja dachu w czasie montażu.

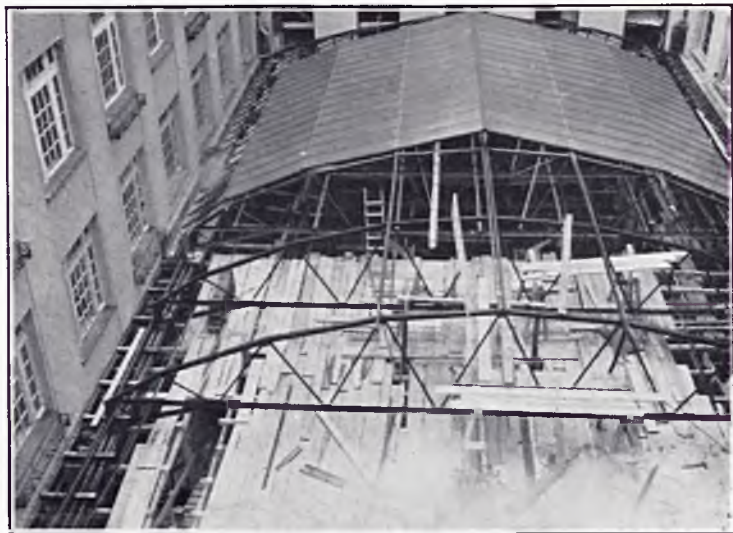


Fig. 108

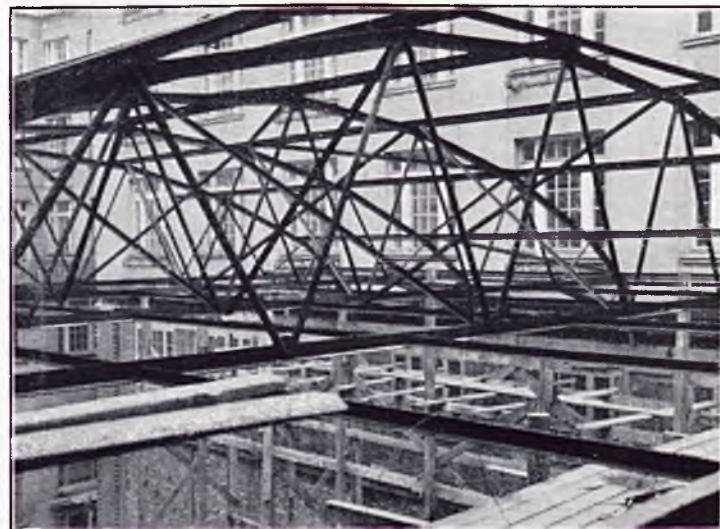


Fig. 109

Fig. 108, 109. — Diverses phases du montage.  
Różne fazy montażu.

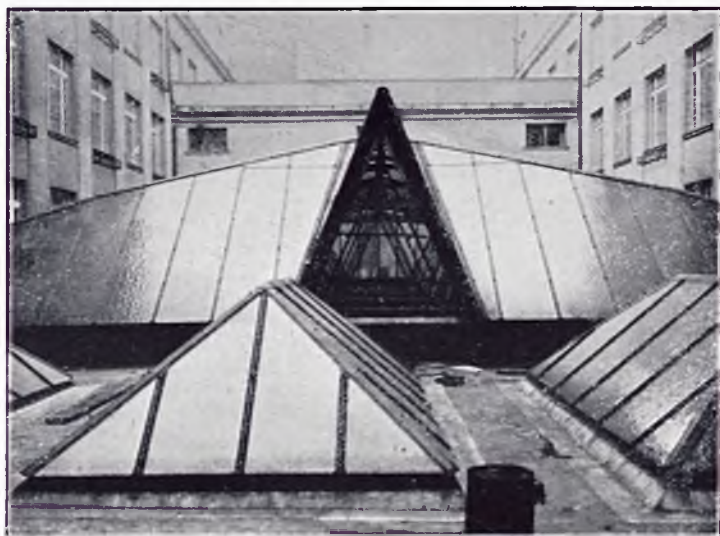


Fig. 110



Fig. 111

Fig. 111. — Toit totalement achevé. Les poutres du plafond déjà fixées aux fermes.  
Dach całkowicie ukończony. Główne belki sufitu są już umocowane do więzarów



Fig. 112. — Nœud inférieur d'une ferme  
et la suspension d'une poutre en T  
du plafond.

Węzeł dolny więzara  
z podwieszeniem doń belki,  
głównej sufitu.



Fig. 114

Fig. 114. — Vue du plafond achevé.  
Widok sufitu ukończonego.

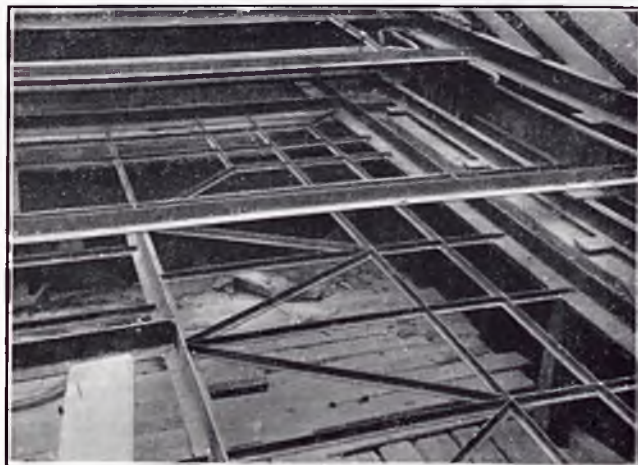


Fig. 115

Fig. 115, 116  
Soudure de la construction du plafond  
constitué de 1500 pièces de fer en T  
suivant le dessin du vitrage.

Spawanie konstrukcji  
sufitu, złożonego z 1.500 kawałków  
wg. rysunku witrażu.



Fig. 113

Fig. 113. — Nœud de jonction du  
plafond d'une ferme.  
Połączenie konstrukcji sufitu  
z konstrukcją dachu w bocznej części  
więzara.

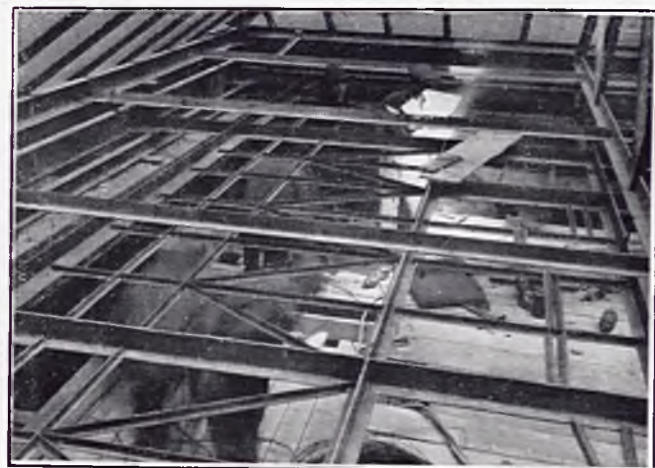


Fig. 116

## CONSTRUCTION DE LA COUPOLE

La coupole a la forme d'une demi-sphère ( $R = 6 \text{ m. } 20$ ) montée sur un cylindre de  $1 \text{ m. } 30$  de hauteur. Construction de la coupole exécutée en tubes de  $5 \text{ cm}$ , épaisseur  $4 \text{ mm}$ , soudés au chalumeau.

**Traits caractéristiques.** — Les segments des tubes formant des anneaux sur la sphère sont courbés tous au même rayon, égal au rayon de la sphère (arc CMD sur la fig. 118) pour faciliter la fabrication.

Poids total des tubes :  $1.680 \text{ kgs}$ ; de l'anneau inférieur en fer  $1/2 \text{ I N } 28$  :  $950 \text{ kgs}$ .

## KONSTRUKCJA KOPUŁY.

Kopuła ma formę półokrągłą o promieniu  $R = 6,20 \text{ m.}$ , ustawionej na cylindrze w wysok.  $1,30 \text{ m.}$  Konstrukcja kopuły jest wykonana z rurek 2-calowych, grub.  $4 \text{ mm.}$ , spawanych palnikiem. Charakterystyczny szczegół konstrukcji: łuki między żebrami kopuły są wygięte wszystkie na jeden promień równy promieniowi kuli / łuk CmD na fig. 118/. Ciężar rurek  $1.680 \text{ kg}$ . Ciężar pierścienia dolnego, wykonanego z dwuteowników N. 28, rozciętego na połowę palnikiem-950 kg.

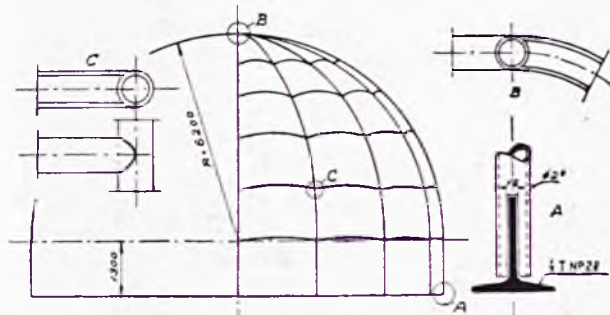


Fig. 117

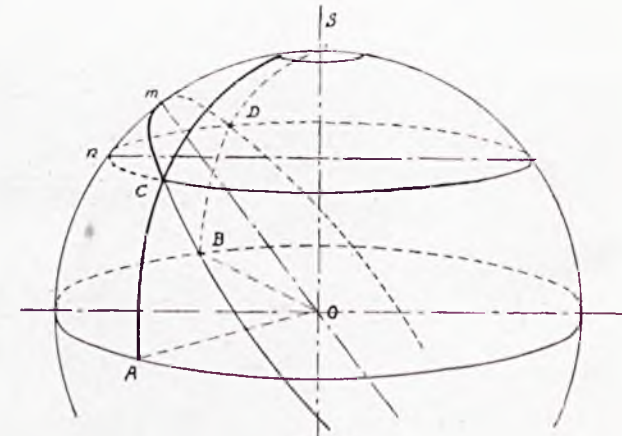


Fig. 118

Le segment CD entre les nervures voisines AS et BS est parcouru suivant CmD (arc d'un grand cercle) et non CnD.

Szczelbel CD między sąsiednimi żebrami AS, BS przebiega po łuku CmD /łuk wielkiego koła/ a nie po łuku CnD.

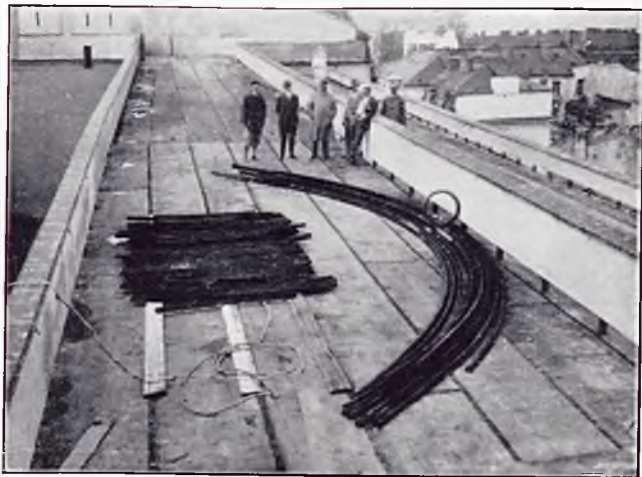


Fig. 119

Fig. 119. — Éléments de la construction rassemblés sur le toit de l'immeuble :  
16 nervures, 112 échelons et l'anneau du nœud supérieur.

Elementy konstrukcji kopuły zebrane na dachu gmachu :  
16 żeber, 112 szczebli i pierścień węzła górnego.

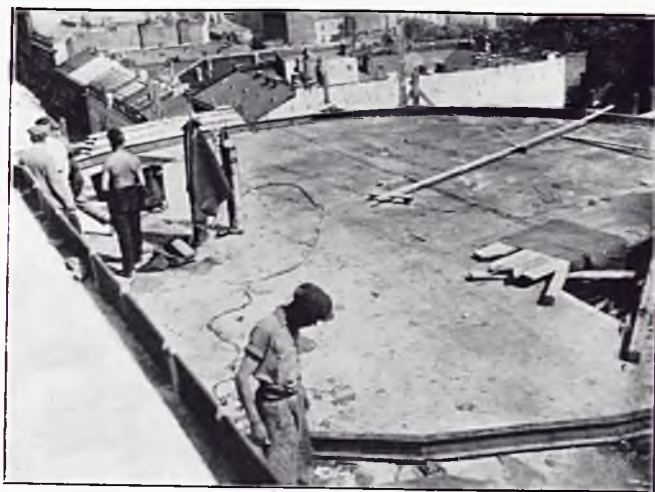


Fig. 120

Fig. 120. — Emplacement de la coupole.

Miejsce ustawienia kopuły.



Fig. 121



Fig. 122



Fig. 123

Fig. 121, 122, 123. — Surelévation de la coupole à l'aide d'un double anneau en fer à T sur lequel a été fixée la coupole.  
Podniesienie kopuły przez podwójny pierścień z dwuteownika, do którego konstrukcja kopuły została umocowana.

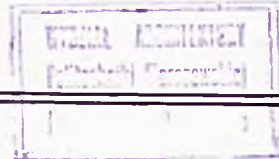




Fig. 124

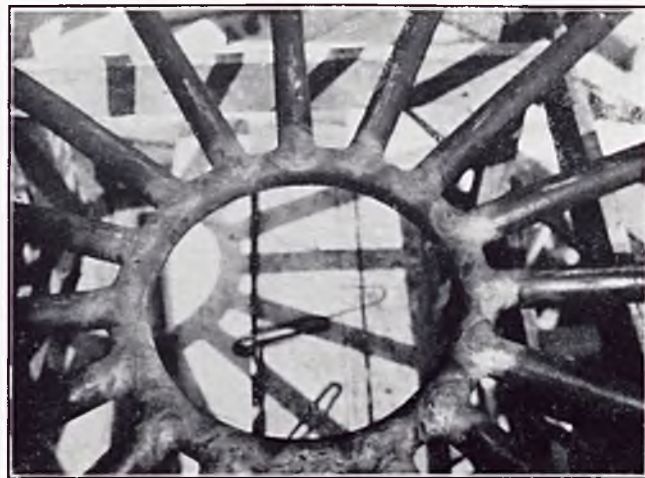


Fig. 125

Fig. 125. — Nœud supérieur ou aboutissent 16 nervures. (Vu de haut en bas).  
Węzeł górny kopuły, gdzie zbiega się 16 żeber. Widok z góry.



Fig. 126

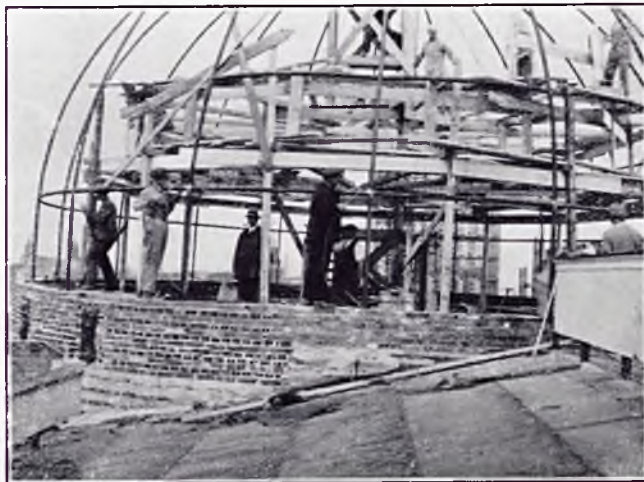


Fig. 127

Fig. 124, 126, 127. — Vues prises aux divers états  
d'avancement de la construction.

Widoki przy różnych stanach postępu konstrukcji



Fig. 128

Soudure d'un nœud.  
Spawanie węzła.

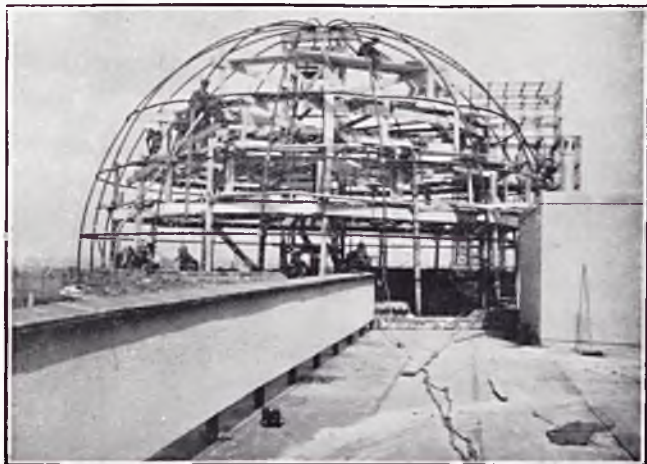


Fig. 129



Fig. 131



Fig. 130

Fig. 129, 130, 131, 132  
Diverses phases de montage.

Różne fazy montażu.

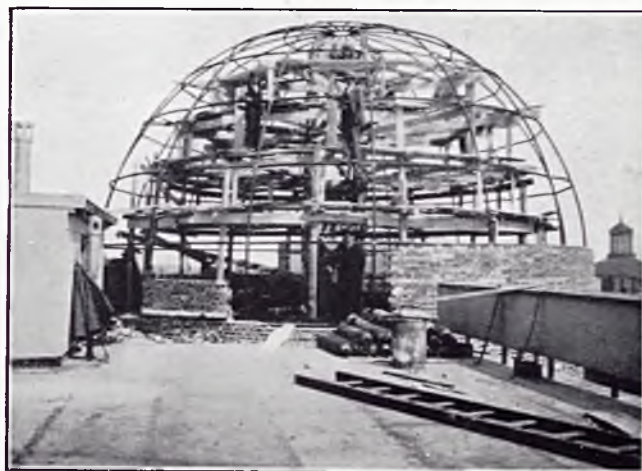


Fig. 132







10.



2953