

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 1 (1932)

Rubrik: Participants in the discussion of question VII A3

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 06.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

VII A 3.

**COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON ET LEUR IMPORTANCE
DANS L OSSATURE MÉTALLIQUE**

**EINBETONIERTE STAHL SÄULEN UND TRÄGER, IHRE
BEDEUTUNG IM SKELETTBAU**

COMPOSITE COLUMNS AND THEIR IMPORTANCE TO STEEL STRUCTURES

Dr. Ing. A. HAWRANEK,

Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Voir « Publication Préliminaire », p. 619. — Siehe « Vorbericht », S. 619.
See “ Preliminary Publication ”, p. 619.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

F. CAMPUS,

Professeur à l'Université de Liège.

Des essais ont été effectués dans la période de juin 1931 à avril 1932 sur plusieurs fermes métalliques du nouvel Institut de Chimie et de Métallurgie de l'Université de Liège.

Les fermes sont toutes constituées de cadres rigides à étages et ont été calculées par la méthode que nous avons résumée dans un rapport au Congrès international de la Construction métallique à Liège en 1930 (Rapport VII, f. n° 26). Des essais sur modèles de nœuds de charpentes rigides ont été effectués préalablement à la construction (Communication faite le 11 mai 1932 à l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux).

L'ossature métallique est caractérisée par une élévation assez faible (hauteur maximum 30 m.) mais par des portées assez grandes entre colonnes (entredistance axiale 16 m.) pour la majeure partie des fermes, des écartements assez grands entre fermes (6 m. pour la plupart) enfin les fortes charges (1000 kgs./m^2 au total, soit 90 tonnes par ferme et par étage). Ce sont ces caractéristiques qui ont inspiré le choix de la charpente métallique, notamment en vue de réduire les dimensions et d'obtenir le maximum de surface et de volume utiles. La plupart des poutres horizontales de 16 m. de portée sont des poutrelles Grey à larges ailes de $0,475$ ($1/34^{\text{e}}$ de la portée). Les plus hautes, pour 8 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de $0,60$ ($1/27^{\text{e}}$ de la portée), les moins hautes, pour 3 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de $0,30$ ($1/34^{\text{e}}$ de la portée). Les colonnes, de section I, formées d'une âme, de cornières et de plats rivés, ont $0,75$ de largeur. La figure 1 représente un aspect caractéristique de l'ossature en cours de montage. La figure

2 montre l'aspect de l'ossature après enrobage de béton et bétonnage des planchers ; les nervures des planchers n'ont en aucun cas plus de 0,78 m. de

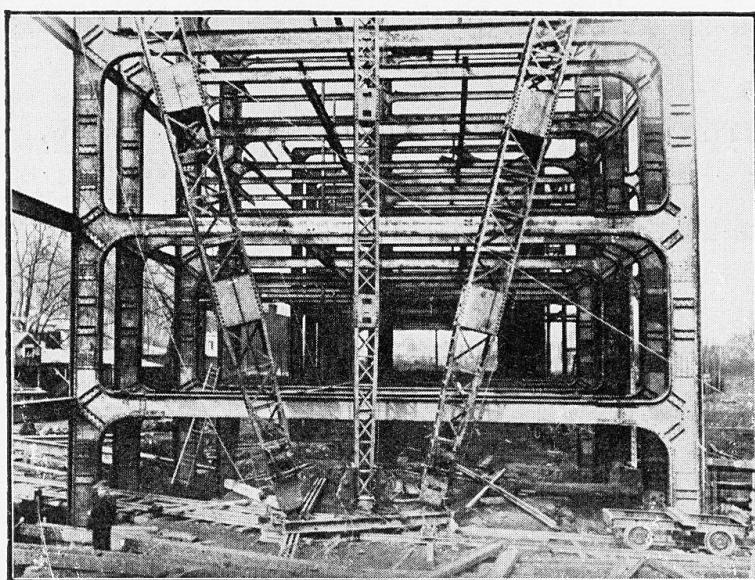


Fig. 1.
Vue de la charpente pendant le montage.
Ansicht des Ständerbaus während der Montage.
View of the steel-construction during erection.

hauteur (il eût été possible de les réduire à 0,70 m.) et les hauteurs libres d'étages seront pratiquement de 4,20 m.

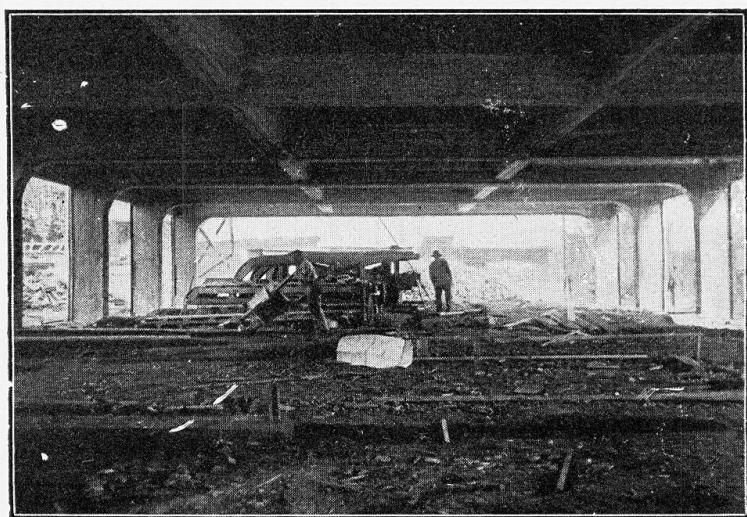


Fig. 2.
Vue de l'étage inférieur de la charpente après enrobage.
Ansicht des unteren Stockwerkes des Ständerbaus nach der Einbetonierung.
View of the lower floor of the steel-construction after pouring the concrete.

La figure 3 montre un aspect de façade d'une aile en cours d'achèvement ; actuellement le gros-œuvre est presque terminé.

Les essais ont été effectués sur quatre fermes diverses ; les résultats conduisent pour toutes aux mêmes conclusions.

Nous nous bornerons à un exposé sommaire des expériences effectuées sur la ferme A. 16, qui sont les plus complètes. Un exposé détaillé et complet fera l'objet d'une prochaine communication à l'Association belge pour l'essai, l'étude et l'emploi des matériaux.

La ferme A. 16 est une des plus fortes fermes de 16 m. de portée ; elle est écartée de 8 m. d'une ferme spéciale de façade et de 3 m. de la voisine. Sur



Fig. 3.
Vue générale du bâtiment en cours d'achèvement.
Gesamtansicht des Gebäudes während der Ausführung.
General view of the building in course of construction.

la figure 4, qui montre la disposition générale du chantier d'expérience en juin 1931, cette ferme est celle contre les deux colonnes de laquelle sont disposées des échelles. La figure 5 indique la disposition des charges et de certains appareils. On y voit au premier plan le poste central du télé-extensomètre acoustique du Dr. Schaefer (Constructeur Maihak, Hambourg). Outre cet appareil à douze postes de mesures de tensions (fils D. 12), nous avons employé huit extensomètres Huggenberger, deux clinomètres Stoppani, un théodolite Zeiss, un fleximètre Stoppani et deux fleximètres Zivy. La charge d'essai de 25 tonnes était suspendue en deux points voisins des milieux des poutres. La figure 6 résume toutes les caractéristiques de la ferme métallique, des deux mises en charge de la poutre inférieure et de leurs résultats comparés à ceux du calcul.

On remarquera que les pieds des colonnes étaient déjà enrobés légèrement. Un essai ultérieur sur une autre ferme a établi que cet enrobage augmentait légèrement l'encastrement rigide des bases des colonnes, par ailleurs déjà très grand.

Le schéma du haut de la figure 6 indique les moments d'inertie des poutres dans leurs parties prismatiques et les rapports des rigidités relatives I/l des

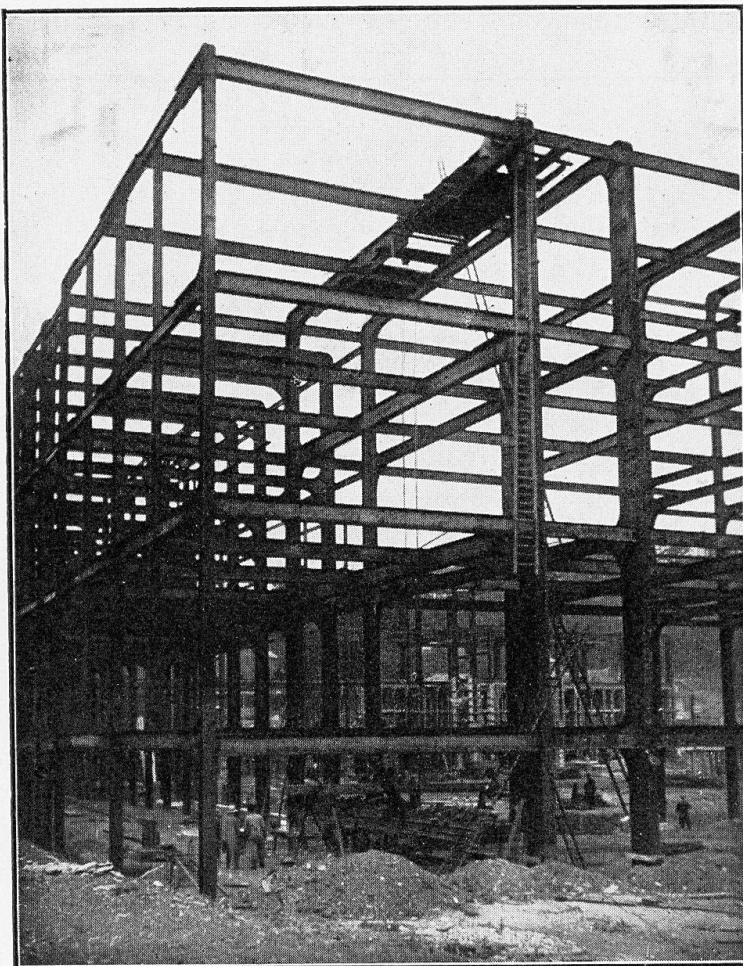


Fig. 4.
Vue de la ferme A 16 pendant les essais.
Ansicht des Binders A 16 während der Versuche.
View of the principal truss A 16 during the tests.

diverses colonnes (considérées comme prismatiques) rapportées aux rigidités égales des poutres, prises comme unité.

Les diagrammes de la figure 6 montrent la bonne concordance des tensions mesurées et des tensions calculées d'après la méthode évoquée en introduction. On y voit figurer aussi des diagrammes comparatifs des déformations de certaines sections transversales, d'après les mesures et le calcul. Enfin, un détail de la figure 6, agrandi sur la figure 7, représente les tensions mesurées sur un nœud, résultats qui concordent très convenablement avec ceux des essais sur modèles dont il a été fait mention plus haut. Toutes les tensions mesurées sont quelque peu inférieures aux tensions calculées. Compte tenu

des erreurs expérimentales, ce fait est dû à l'action des nœuds rigides, prouvée par nos essais sur ce sujet, et à l'action du joint complet, représenté à la figure 7 et qui est très rigide. Ci-après le tableau comparatif des valeurs calculées et mesurées des rotations des nœuds 1 & 1' et des flèches au milieu de la poutre 1-1''.

Essai	Rotations			Flèches		
	Calculées	mesurées	dimin. %	calculées	mesurées	dimin. %
I	226×10^{-6}	$166,9 \times 10^{-6}$	26 %	11,70 mm	8,49 mm	27 %
II	246×10^{-6}	$174,39 \times 10^{-6}$	29 %	15,40 mm	11,48 mm	20 %

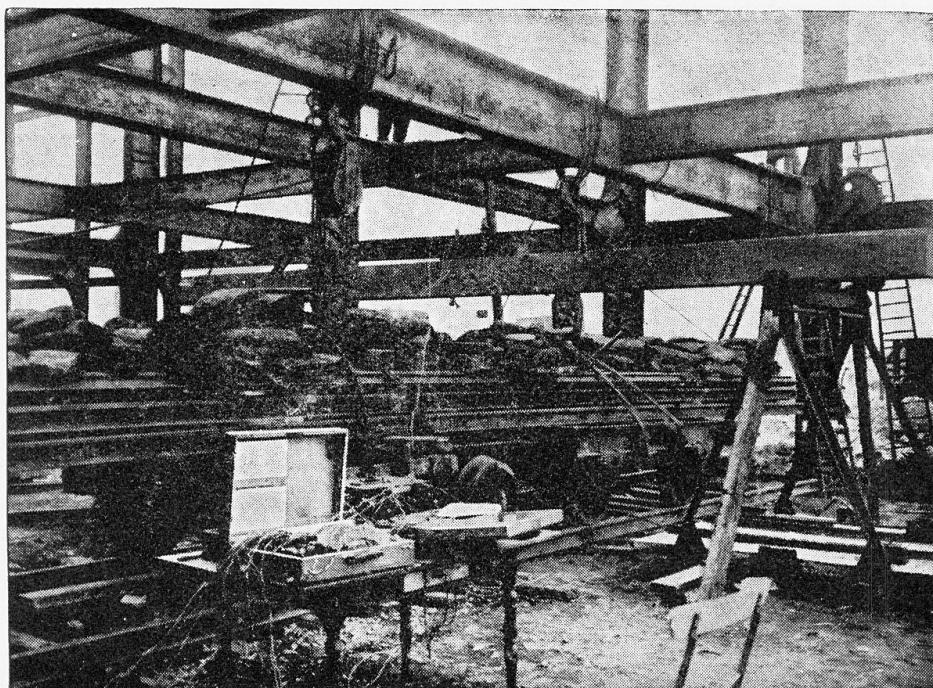


Fig. 5.
Disposition du chantier d'essai de la ferme A 16.
Anordnung des Bauplatzes während der Versuche am Binder A 16.
Arrangement of builders' yard for testing the principal truss A 16.

Les écarts proviennent des accroissements de rigidité des poutres par les joints d'about et les nœuds.

Une correction partielle des résultats calculés, par détermination d'un moment d'inertie moyen des poutres à profil variable (voir rapport n° 26 VII. f. Congrès de Liège, 1930, op. cit.) diminue appréciablement des écarts. Le degré

d'enca斯特rement a été établi par la formule $\varepsilon = \frac{m_a l}{m_a l - 3 EI_{\varphi_a}}$

établie dans le rapport précité. On a trouvé

d'après le calcul essai 1 : 0,965 essai 2 : 0,970

d'après la mesure des rotations » 0,975 » 0,980

Les écarts proviennent des mêmes causes que ci-dessus.

La figure 8 reproduit quelques résultats principaux de l'essai effectué sur la poutre supérieure 4-4' de la ferme A. 16.

Tous ces résultats concluent à l'excellence du principe de la continuité

- Essai sur la charpente métallique du Val-Denoit - Ferme A 16 -

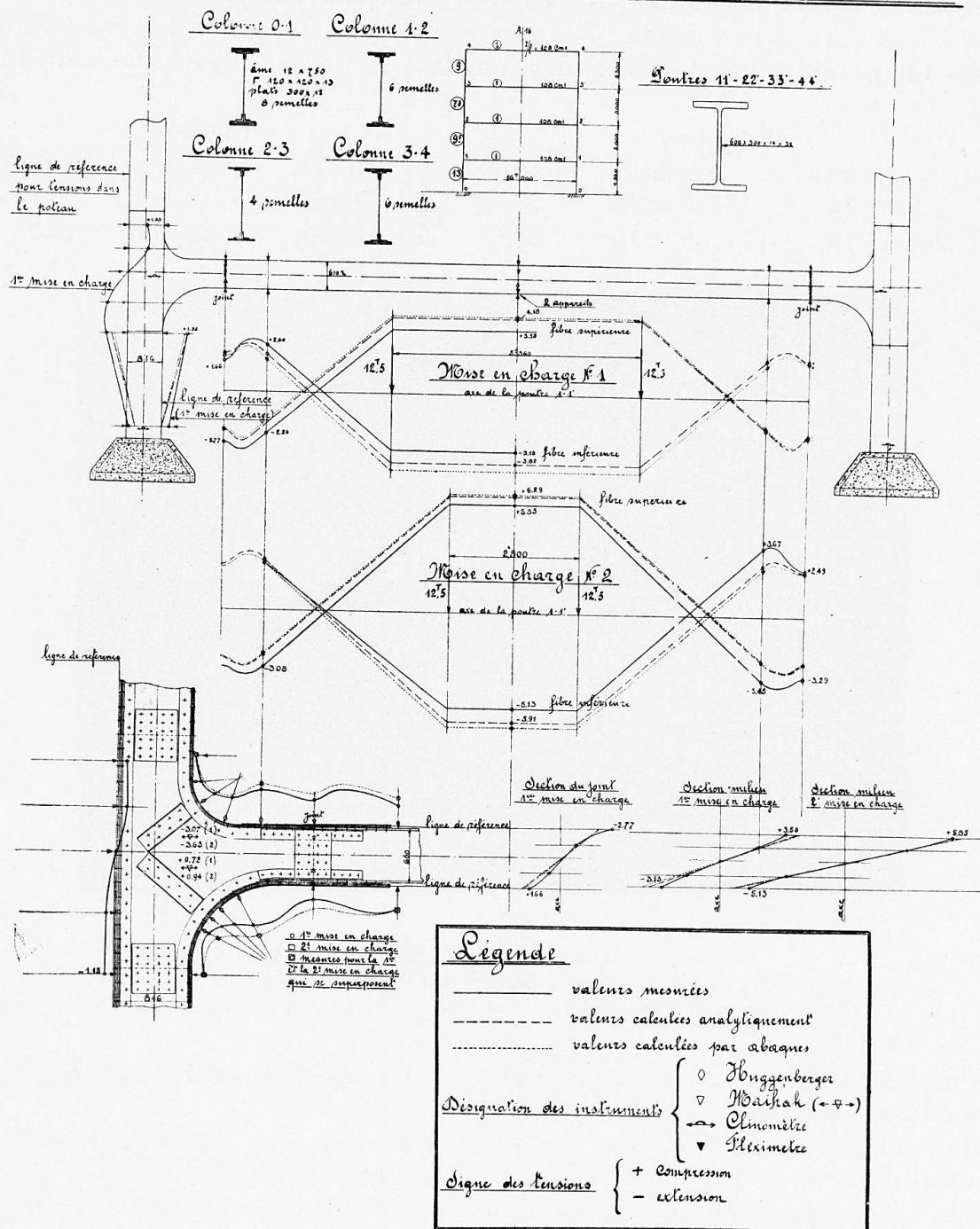


Fig. 6.

Essai sur la charpente métallique du Val-Benoit. Ferme A. 16

Versuche am Ständerbau von Val-Benoit. Binden A 46

Versuche am Ständerbau von Val-Benoît. Binder A 16. Test on the framework of Val-Benoît. Binder A 16.

framework of Val-Benoit. Principle
Columns: Süderhauf, Gal

Colonne = Saulen = Columns
Rauten = Trapez = Trapeze

Poutres = Träger = Beams.

Bezugsspannung im Brustkasten

Bezugslinie für die Spannungen im Pfosten.
Reference line for tensions in the stanchion.

Reference line for tensions in the stanchion.
1^{re} mise en charge = 1. Belastung = 1st loading.

(Voir suite de la légende p. 525)

rigide des fermes métalliques — qui implique des nœuds d'assemblages adéquats — et au fonctionnement élastique de ces fermes conformément à la théorie ; enfin, à l'efficacité des dispositions du projet.

La ferme est en acier type de l'Etat Belge, à 42-50 kg/mm² de résistance

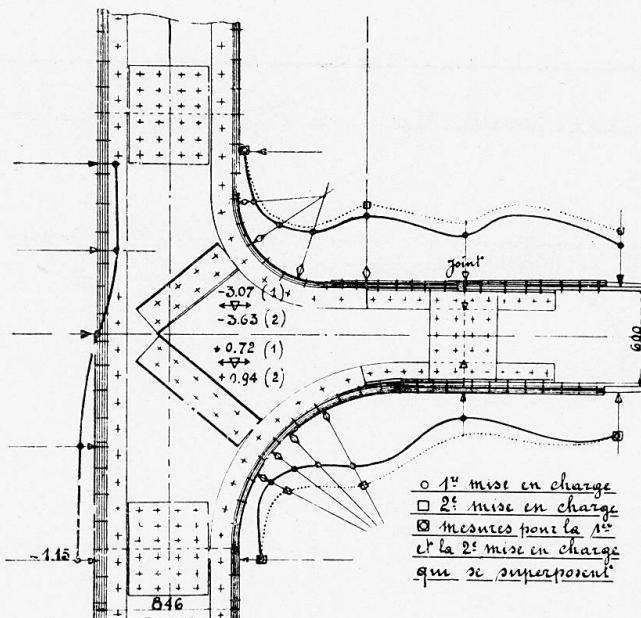


Fig. 7.

Auscultation du nœud = Untersuchung des Knotenpunktes = Investigation of the assemblage point.
Mise en charge = Belastung = Loading.

Mesures pour la 1^{re} et la 2^{de} mises en charge qui se superposent.

Messungen für die 1. und 2. Belastung, die sich überlagern.

Measurements for the 1st and 2nd loadings, which are superposed.

et 20-21 % d'allongement. Le taux de travail adopté est de 14 kg/mm². La charpente est presque totalement rivée ; on a également fait usage de boulons.

Nous avons procédé en mars 1932 à des essais sur la charpente après enrobage et bétonnage des planchers. Les fermes étaient enrobées d'un béton assez médiocre au ciment de laitier, qui a donné comme caractéristique à l'époque de l'essai (âge 9 mois)

(Suite de la légende de la p. 534).

Axe de la poutre = Trägeraxe = Axis of the beam.

Fibre supérieure, inférieure = Obere, untere Randfaser = Upper, lower fibres at the edges.

Section du joint = Stossquerschnitt = Section through the joint.

Mesure pour la 1^{re} et la 2^{de} mises en charge qui se superposent.

Messungen für die 1. und 2. Belastung, die sich überlagern.

Measurement for the 1st and 2nd loadings, which are superposed.

Légende. Valeurs mesurées. Valeurs calculées analytiquement.

Valeurs calculées par abaques. Désignations des instruments.

Signe des tensions : + compression — extension.

Legende. Gemessene Werte. Analytisch berechnete Werte.

Mit Hilfe von Nomogrammen bestimmte. Werte Bezeichnung der Instrumente. Vorzeichen der Spannungen : + Verkürzung — Dehnung.

Legend. Measured values. Values calculated analytically.

Values calculated by nomograms. Designation of the instruments.

Stress signs : + compression — tension.

$$\left. \begin{array}{l} E(\sigma'_b = 20 \text{ kg/cm}^2) = 194.800 \text{ kg/cm}^2 \\ R'_b = 126 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{sur prismes } h = 3 \times b$$

Le béton des dalles de plancher est de qualité supérieure et fait au moyen de ciment portland artificiel à dureissement rapide. Il a donné à l'époque des essais, à l'âge de 8 mois :

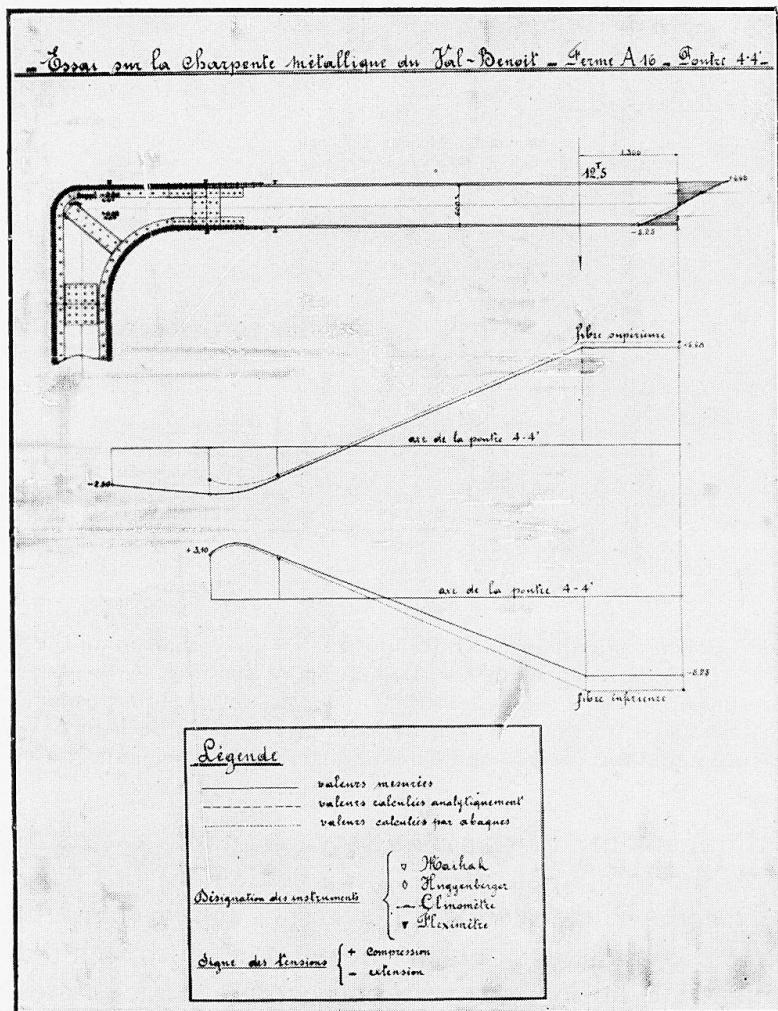


Fig. 8.

Essai sur la charpente métallique du Val-Benoit. Ferme A 16. Poutre 4 — 4'.

Versuch am Ständerbau von Val-Benoit. Binder A 16. Balken 4 — 4'.

Test on the steel construction of Val-Benoit. Principal truss A 16. Beam 4 — 4'.

Fibre supérieure, inférieure = Obere, untere Randfaser = Upper, lower fibres at the edges.

Axe de la poutre 4 — 4' = Trägeraxe 4 — 4' = Axis of the beam 4 — 4'.

Légende (comme à la figure 6) = Legende (wie unter Figur 6) = Legend (as for Fig. 6).

$$\left. \begin{array}{l} E(\sigma'_b = 20 \text{ kg/cm}^2) = 335.400 \text{ kg/cm}^2 \\ R'_b = 332 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{sur prismes } h = 3 \times b$$

On a adopté pour le calcul $m = 10,80$ ou $m = 6,27$.

La figure 9 résume les caractéristiques de la ferme A. 16 bétonnée et de ses mises en charge. Elle indique de quelle manière considérable ont été modifiées les rigidités absolues et relatives des poutres avec leurs hourdis solidaires et

des colonnes, les valeurs étant calculées, selon l'usage, en tenant compte de tout le béton.

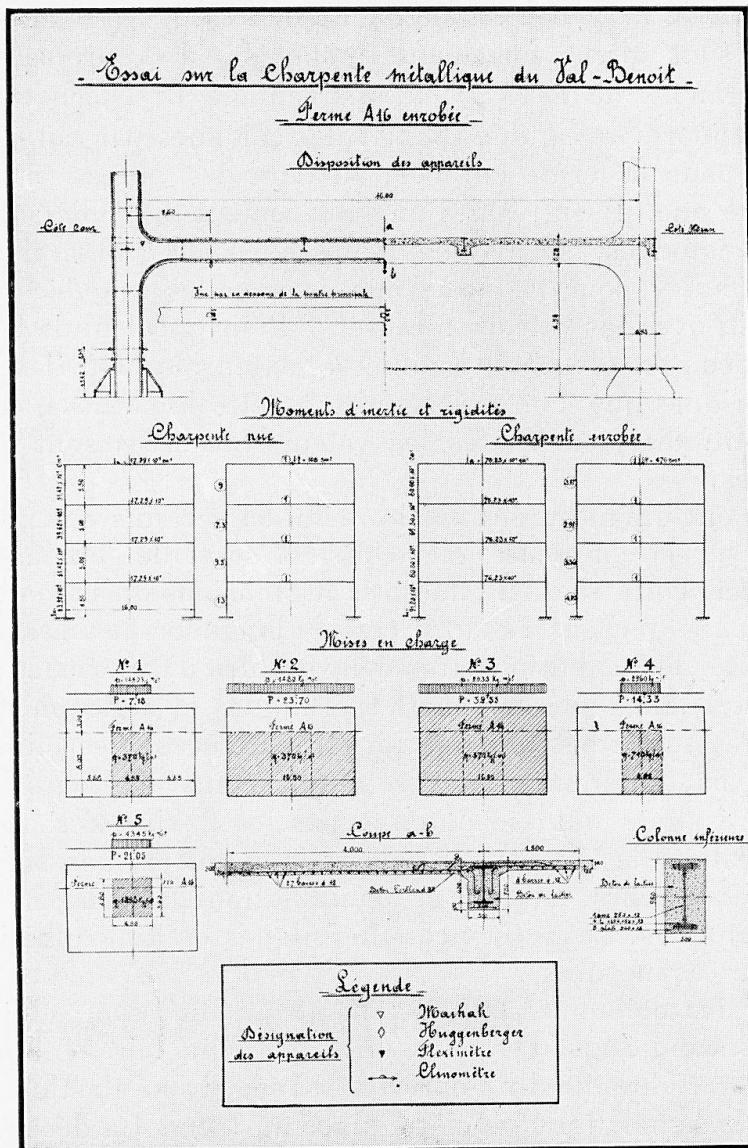


Fig. 9.

Essai sur la charpente métallique du Val-Benoit. Ferme A 16 enrobée.

Versuch am Ständerbau Va'-Benoit. Einbetonierter Binder A 16.

Test on the steel construction of Val-Benoit. Concreted principal truss A 16.

Disposition des appareils = Anordnung der Apparate = Arrangement of the apparatus.

Côté cour = Côté Meuse = Hofseite = Flusseite = Courtyard side = River side.

Vue par en dessous de la poutre principale.

Unteransicht des Hauptträgers.

View of main girder from below.

Moments d'inertie et de rigidité.

Trägheitsmomente und Steifigkeitswerte.

Moments of inertia and values of stiffness.

Charpente nue = Nackter Ständerbau = Steel-construction alone.

Charpente enrobée = Einbetonierter Ständerbau

Coupe a — b = Schnitt a — b = Section a — b.

Colonne inférieure = Unterer Ständer = Lower column.

Désignation des appareils = Bezeichnung der Apparate = Designation of apparatus.

L'augmentation du moment d'inertie de la poutre par son enrobage seul est de 97 %, le pourcentage d'acier est de 6,85 %. En y ajoutant les ailes jusqu'aux axes des dalles, le pourcentage total d'acier est de 2,33 % et le moment d'inertie de la poutre est augmenté de 340 %.

Les poteaux sont moins fortement renforcés par l'enrobage. Le moment d'inertie est augmenté de 42,5 %; le pourcentage de l'acier est de 10,45 %. De ce fait, les rapports de rigidité relative des colonnes par rapport aux poutres sont diminués, pour la ferme enrobée, au tiers des valeurs calculées pour la ferme métallique nue. Il en résulte un déplacement des points d'infexion des poutres vers les colonnes, effectivement constaté par la comparaison des valeurs des tensions calculées pour la ferme nue, avec celles calculées pour la ferme bétonnée et enfin avec les valeurs mesurées. Pour le calcul de la ferme bétonnée, on a tenu compte du béton soumis à l'extension. Quelles que soient les objections théoriques que l'on puisse faire à cette hypothèse, les expériences ne l'ont pas contredite, car toutes les valeurs mesurées sont inférieures aux valeurs calculées.

Les tensions ont été mesurées sur le métal en certains des points auscultés lors des essais sur la charpente nue. On s'est servi de l'extensomètre acoustique Dr Schaefer. On a tenté de mesurer les tensions du béton par les extensomètres Huggenberger, sur 10 et 20 cm. de longueur de mesure. Malheureusement, par suite des conditions très défavorables d'expérience et des faibles tensions produites, ainsi que des effets thermiques et atmosphériques superficiels, les mesures sur le béton n'ont pu être utilisées. Les clinomètres aussi ont fonctionné irrégulièrement, les rotations étant d'ailleurs insignifiantes. Les meilleurs résultats ont été obtenus par les fleximètres. D'une manière générale, les mesures de tensions et de rotations ont été peu sûres, à cause de leurs très faibles valeurs, malgré la manipulation de charges dont le total s'est élevé à 80 tonnes. Les influences thermiques et atmosphériques ont fortement contrarié ces mesures.

Les tensions des colonnes, tant du métal que du béton, étaient tellement faibles dans les conditions d'essai qu'elles n'ont pu faire l'objet de mesures utilisables. Il paraît difficile d'y apprécier la répartition élastique des tensions entre l'acier et le béton. Le clinomètre placé au nœud 1 a décelé des rotations insignifiantes. Pour les flèches au milieu de la poutre, on a obtenu ce qui suit :

Mise en charge	1	2	3	4	5
Flèches calculées sans béton	4,42	7,76	10,45	8,88	12,85 mm.
" " avec béton	1,12	2,05	2,76	2,345	3,26 mm.
Flèches mesurées	0,405	0,802	1,060	1,11	1,72 mm.

On constate l'effet, surprenant par son importance, d'un enrobage tout à fait ordinaire et surtout de la solidarité des hourdis. Cet effet apparaît presque double, en moyenne, de celui que dénote le calcul selon les hypothèses indiquées. Un pareil calcul, conforme aux hypothèses élastiques, paraît donc sûr dans les limites de tensions très modérées.

L'importance de cet effet résulte d'une manière plus surprenante encore d'essais de flexion faits sur la ferme A. 13, qui justifient que quelques indica-

tions en soient données. La ferme A. 13 est l'une des plus faibles des fermes de 16 m. de portée. Ses poutres sont des poutrelles Grey à larges ailes de 0,30 m. de hauteur. Après construction, elles ont été enrobées avec une surcharge inférieure de béton, soutenue par quelques faibles armatures. Cette disposition peu exemplaire nous a été imposée pour des raisons architecturales. La figure 10 résume les caractéristiques de la ferme et de ses mises en charge, qui se sont élevées à 26,7, à 53,4 et à 80 tonnes (surcharge maximum en service).

L'une des dalles contiguës à la ferme A. 13 constitue une travée de dilatation, non solidaire de l'enrobage de la poutre.

Néanmoins, les flèches mesurées sont considérablement inférieures aux flèches calculées. La flèche maximum est $\frac{1}{4760}$ de la portée et la flèche rémanente est inférieure à $\frac{l}{28600}$.

Les effets de la plasticité du béton se dénotent dans les résultats des essais sur cette ferme, mais d'une manière modérée. Il est certain, cependant, que l'ensemble possède une marge de rigidité que les déformations croissantes éventuelles du béton ne pourront compromettre.

Enfin, nous avons tenté de mesurer les efforts engendrés dans la ferme métallique A. 16 au cours de l'enrobage et du bétonnage. A cet effet, nous avons placé des fils de mesure du type D. 12 de l'extensomètre acoustique du Dr Schaefer en certains des points auscultés lors du premier essai. Ces fils étaient renfermés dans des boîtes étanches et placés sur la ferme avant coffrage et bétonnage. Sur les sept fils placés, un a été noyé dès le début et cinq ont fonctionné jusqu'au bout. La figure 11 résume les dispositions et les phases de l'expérience. La carence d'un des fils rend malheureusement l'interprétation des résultats presque impossible et l'importance des tensions mesurées de même que l'allure de leur variation font supposer de graves perturbations de mesures.

Nous présumons que les appareils de mesure ont été fortement déréglés par les chocs violents qu'ils ont supportés lors du coffrage, lors du bétonnage, du décoffrage, de l'enlèvement des étançons, ainsi que de la manutention et du déchargement des matériaux après le bétonnage des planchers. Les résultats ne permettent pas non plus de déceler les efforts du retrait du béton. Quoique très indécis, ces essais laissent cependant subsister l'impression que les charpentes métalliques peuvent recevoir des mises en charge importantes du fait de l'enrobage et du bétonnage, qu'il convient de bien organiser ces opérations, et de calculer l'ossature métallique en conséquence.

Les résultats de ces essais établissent nettement les avantages de la continuité des fermes et le rôle considérable de l'enrobage et des hourdis en béton dans la résistance d'ensemble. On en conclut qu'il faut recommander le revêtement de l'ossature métallique en béton résistant, tant en ce qui concerne les poutres que les colonnes.

La collaboration du béton d'enrobage et des planchers avec les fermes ou poutres métalliques peut s'apprécier, dans les limites des fatigues normales ou modérées, par les hypothèses usuelles du calcul du béton armé. Il peut

cependant être rationnel, comme nous l'avons fait dans nos calculs, de rapporter tous les éléments à l'élasticité de l'acier. La question de savoir s'il faut tenir compte ou non du béton tendu est accessoire dans les limites de fatigue des expériences précitées. Pour un calcul préalable, on pourra se tenir à l'hypothèse la plus prudente sans perdre le bénéfice de l'enrobage. Il sera prudent d'évaluer les effets du retrait par les méthodes connues, mais il est possible que les coefficients usuels soient excessifs. Lorsque l'on tiendra compte systématiquement de l'action de l'enrobage dans un calcul préalable, il sera utile de prévoir des dispositifs contrariant le glissement du béton sur l'acier et renforçant l'adhérence, notamment un léger frettage.

Au point de vue d'ensemble d'une ossature, on peut être d'accord avec le rapport du Professeur Hawranek concernant l'opportunité de calculer la charpente métallique pour les charges qu'elle subit avant enrobage et au cours du bétonnage et de faire intervenir la contribution du béton en ce qui concerne la résistance finale. L'organisation du bétonnage devra être coordonnée avec les bases de calcul. Avant comme après enrobage, la continuité systématiquement réalisée contribue considérablement à la résistance et à la rigidité de l'ossature ; elle permet l'utilisation maximum en surface et en volume ainsi qu'une appréciable économie.

Dr. techn. F. BARAVALLE,
Assistent an der Technischen Hochschule, Wien.

Im Verlaufe der Diskussion wurde erwähnt, dass man sich wohl schon sehr viel mit der Erforschung von Eisen und Eisenbetonstützen verschiedenster Bauarten beschäftigt habe, dass aber in Bezug auf die Ausbildung der Anschlüsse von Säulen und Deckenträgern noch keine Arbeiten vorliegen.

Demgegenüber möchte ich anführen, dass Baurat Dr. Ing. Bruno Bauer in Wien seit Jahren an der Vervollkommenung der Eisenbetonskelett-Bauweise arbeitet¹.

Die grundsätzliche Lösung des Bewehrungsgeripps, die weitgehend patentrechtlich geschützt ist, beinhaltet nun nicht nur

- 1) den Bau von Eisenbetonstützen mit Bewehrungen verschiedenster Querschnitte und Stahlgüten, sondern auch
- 2) die Verbindung der Unterzüge bzw. Deckenbalken mit den Säulen für die üblichen Deckenarten.

Für erstere (Abb. 1) liegen schon seit langem Veröffentlichungen über deren Bauart und Tragfähigkeit vor. Die diesbezüglichen Versuche wurden

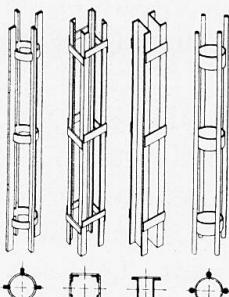


Fig. 1.

1. Bisherige Veröffentlichungen :

Zeitschrift : Der Industriebau 1929, Heft 5.

Beton und Eisen 1930, Heft 17.

Verein deutscher Ingenieure 1931, Heft 22.

Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein 1932, Heft 1, 2.

Oesterreichische Bauzeitung 1932, Heft 7.

nach Programmen von Hofrat Prof. Dr. Ing. R. Saliger durchgeführt und in seinem Diskussionsbeitrag sind ihre bisherigen Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

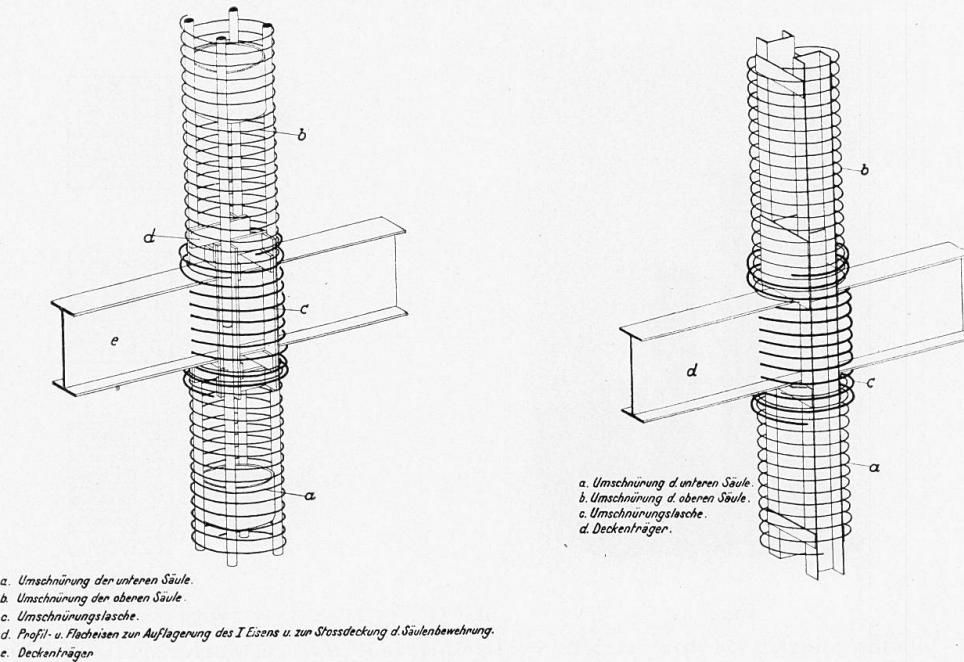


Fig. 2. — a Frettage du poteau inférieur = a Umschnürung der unteren Säule = a Spiral reinforcement of lower pillar.

b Frettage du poteau supérieur = b Umschnürung der oberen Säule = b Spiral reinforcement of upper pillar.

c Frettage d'assemblage = c Umschnürungslasche = c Supporting strap for spiral reinforcement.
d Fers plats et profilés servant à l'appui des poutrelles et à l'assemblage entre les armatures des poteaux = d Profil und Flacheisen zur Auflagerung des I Eisens u. zur Stossdeckung d. Säulenbewehrung = d Profile and flat iron for the support of the I-beam and for covering the joints of the pillar reinforcement.

e Poutrelle de plancher = e Deckenträger = e Ceiling beam.

Fig. 3. — a Frettage du poteau inférieur = a Umschnürung der unteren Säule = Spiral reinforcement of lower pillar.

b Frettage du poteau supérieur = b Umschnürung der oberen Säule = b Spiral reinforcement of upper pillar.

c Frettage d'assemblage = c Umschnürungslasche = c Supporting strap for spiral reinforcement.

d Poutrelle de plancher = d Deckenträger = d Ceiling beam.

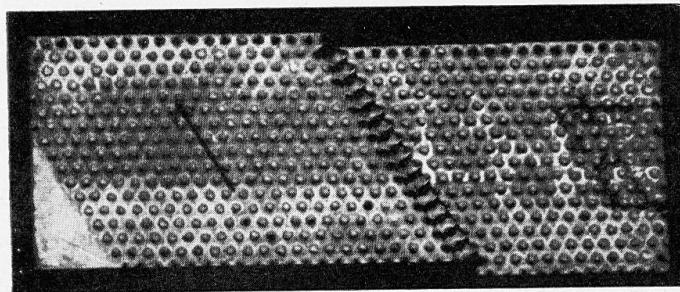


Fig. 4. — Tôle poinçonnée = Riffelblech = Chequered plate.

Im weiteren seien nun einige der ebenfalls patentrechtlich geschützten Anschlüsse von Säulen und Deckenbalken besprochen.

Bei der geläufigen Ausführung mit Walzprofil-Deckenträgern ist in Abb.

2) die Verbindung bei einer Säule mit Rundseisenbewehrung dargestellt. Die Auflagerung erfolgt auf Flacheisen, welche durch Vermittlung von Winkeln an den Rundstangen befestigt sind. Abb. 3 zeigt den Anschluss bei Profileisen-

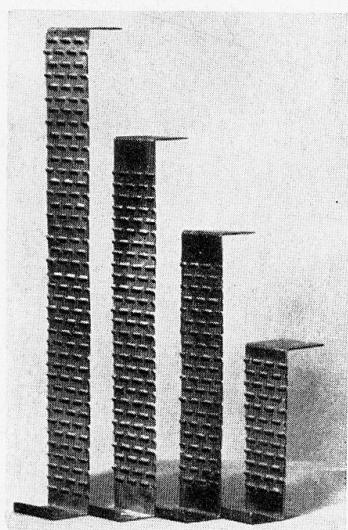


Fig. 5.

Fig. 5. — Profilés légers en tôle striée. = Leichtprofile mit gestanzter Seitenfläche = Light sectional iron with stamped side surfaces.

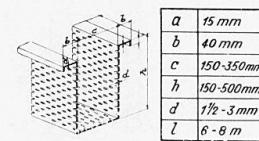
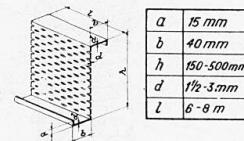
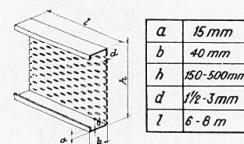


Fig. 6.

Fig. 6. — Disposition et dimension de quelques types de profilés légers avec parois striées = Ausführungsformen und Abmessungen verschiedener Leichtprofile mit gestanzten Seitenflächen = Shapes and dimensions of various light sectional irons with stamped side surfaces.

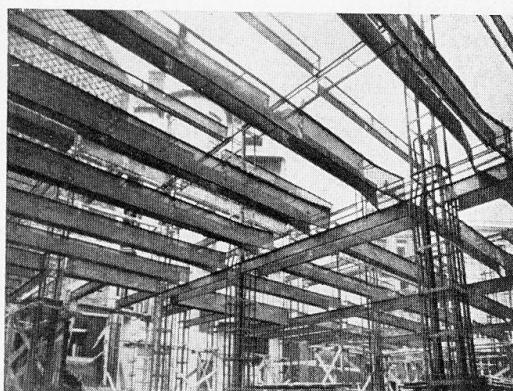


Fig. 7.

Fig. 7. — Système d'armature d'ossature en béton armé, « Système Dr. Bauer », employé pour la construction d'une usine à Brünn = Bewehrungsskelett « Bauart Dr. Bauer » bei einem Fabrikbau in Brünn = Reinforcement skeleton, type Dr. Bauer, in a factory at Brünn.

Fig. 8. — a Frettage du poteau inférieur = a Umschnürung der unteren Säule = a Spiral reinforcement of lower pillar.

b Frettage du poteau supérieur = b Umschnürung der oberen Säule = b Spiral reinforcement of upper pillar.

c Frettage d'assemblage = c Umschnürungslasche = c Supporting strap for spiral reinforcement.

d Tôle striée ou profilé léger = d Riffelblech oder Leichtprofil = d Chequered plate or light sectional iron.

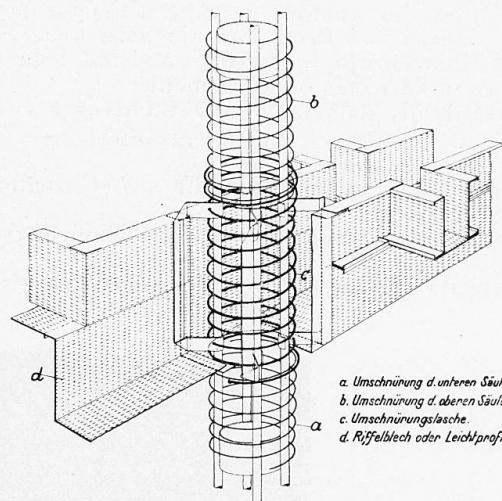


Fig. 8.

bewehrung. Die Stossdeckung der Längsbewehrung bilden Winkeleisen und jene der Umschnürung die sogenannte Umschnürungslasche, welche den Zusammenhang zwischen den jeweils nur durch ein Stockwerk durchgehenden Umschnürungen bildet. Dies hat den Vorteil, dass während der Betonierung eines Geschosses, die Umschnürung der sich nach oben fortsetzenden bereits fertig montierten Säule einfach hochgezogen werden kann und den Arbeitsgang nicht behindert. Die Verbindung der einzelnen Eisenteile erfolgt durchwegs durch Heftschweissung, deren Güte in der Ausführung jedoch auf die Tragfähigkeit des fertigen Bauwerkes ohne Einfluss bleibt. Jegliche Niet- oder Schraubarbeit entfällt.

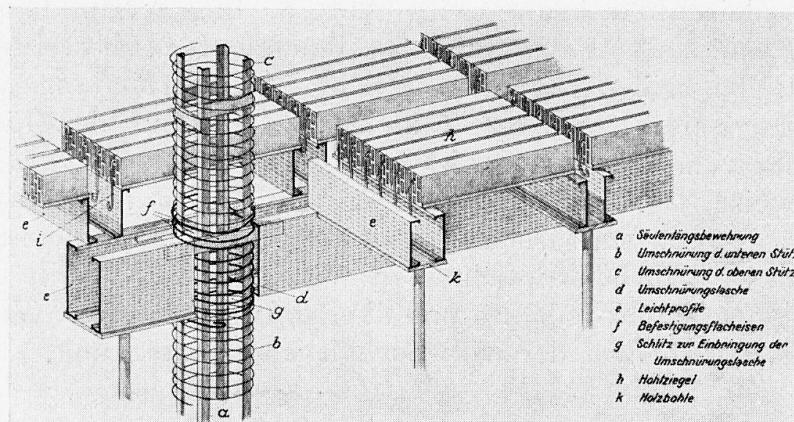


Fig. 9. — a Armature longitudinale du poteau = a Säulenlängsbewehrung = a Longitudinal reinforcement of pillar.
 b Frettage du poteau inférieur = b Umschnürung der unteren Stütze = b Spiral reinforcement of lower pillar.
 c Frettage du poteau supérieur = c Umschnürung der oberen Stütze = c Spiral reinforcement of upper pillar.
 d Frettage d'assemblage = d Umschnürungslasche = d Supporting strap for spiral reinforcement.
 e Profilé léger = e Leichtprofile = e Light sectional iron.
 f Fer plat de fixation. = f Befestigungsflacheisen. = f Flat iron for attachment.
 g Dégagement pour l'insertion du frettage d'assemblage = g Schlitz zur Einbringung der Umschnürungslasche = g Slot for introducing strap for spiral reinforcement.
 h Briques creuses = h Hohlziegel = h Hollow bricks.
 k Semelle de bois = k Holzbohle = k Wooden plank.

Im Gegensatz zu der Verwendung von Walzprofil-Deckenträgern, deren Bemessung nach dem grössten Moment erfolgen muss, gestattet die Eisenbetonbauweise eine der Momentenwirkung entsprechende Austeilung der Bewehrung. Bei Verwendung gewöhnlicher Rundeisenbewehrung ist es bei den bisherigen Arbeitsmethoden nicht möglich, ein steifes Bewehrungsgerippe herzustellen.

Dr. Bauer ersetzt nun die verlorene Holzschalung durch einen stets im Balken verbleibenden Stahltrug, in welchem die Rundeisenbewehrung verlegt wird. Der Trug ist aus Stahlblech (Abb. 4) oder aus Leichtprofilen (Abb. 5 und 6) zusammengesetzt und dient gleichzeitig als Schubbewehrung sowie als zusätzliche Längsbewehrung und ermöglicht so die Ausführung geringerer Rippenbreiten. Die Seitenflächen, bezw. die Bodenfläche der Leichtprofile wie

der Stahlbleche sind gestanzt, damit kein weiterer Putzträger erforderlich wird.

Die Versuche, welche an Balken dieser Bauart, ebenfalls nach einem von Prof. Saliger aufgestellten Programm ausgeführt wurden, zeigten überaus günstige Ergebnisse, welche in der Zeitschrift «Beton und Eisen» 1930, Heft 17, veröffentlicht sind.

Die Verbindung der früher erwähnten Säulen mit diesen Balken gibt uns ein steifes Bewehrungsskelett, welches eisenbaumässig montiert wird und die Baulasten sowie die Windkräfte aufnehmen kann. Die Betonierung kann dem kontinuierlichen Arbeitsbetrieb des Skelettbaues folgen. (Abb. 7).

Einen Anschluss von Stahlträgern aus Riffelblech oder Leichtprofilen an eine Säule mit Rundeisenbewehrung zeigt Abb. 8. Ihre Verbindung mit einer Säule, welche eine aus Walzprofilen bestehende Längsbewehrung besitzt, bringt Abb. 9. Bei beiden Säulenarten erfolgt die Verbindung wieder durch gekröpfte oder gerade Flach- oder Profileisen, welche mit den Trögen, bzw. mit der Säulenbewehrung verschweisst sind.

Diese Bauweise Dr. Bauers, welche sich also nicht nur auf die Säulen beschränkt, sondern ein gesamtes Bewehrungsskelett, bestehend aus Säulen und Deckenträgern, behandelt, vereinigt die Vorteile des Eisenbetonbaues mit jenen des Eisenbaues und dient mit der erzielten Wirtschaftlichkeit der Praxis, ebenso wie der wissenschaftlichen Forschung.

Traduction.

Il a été signalé, au cours de la discussion, que si l'on s'est largement préoccupé, jusqu'à maintenant, de l'étude des appuis métalliques et en béton armé suivant les dispositions les plus variées, par contre, en ce qui concerne l'exécution des assemblages entre les poteaux et les poutres, il n'a été fait que peu de travaux.

Je me permettrai d'indiquer à ce sujet que depuis plusieurs années, l'architecte Dr. Ing. Bruno Bauer, de Vienne, a étudié la mise au point de la construction à ossature en béton armé¹.

La solution de principe de l'ossature en béton armé, qui est largement protégée par des brevets, comporte, non seulement :

1. — La construction d'appuis en béton armé avec armatures de différentes sections, en différentes qualités d'acières, mais également :

2. — L'assemblage des sous-poutres et des poutres de plancher avec les poteaux pour les différents types de planchers courants.

En ce qui concerne les appuis (figure 1), de nombreuses publications ont déjà été faites sur les dispositions et la capacité de charge. Les essais correspondants ont été exécutés suivant le programme établi par le Conseiller Prof.

1. Der Industriebau, 1929, no 5.
Beton und Eisen, 1930, no 17.
Verein Deutscher Ingenieure, 1931, no 22.
Oest. Ing. — und Architekten-Verein, 1932, no 1, 2.
Oest. Bauzeitung, 1932, no 7.

Dr. Ing. R. Saliger ; les résultats obtenus jusqu'à maintenant sont exposés dans l'ensemble dans sa propre contribution à la discussion.

Il ne sera donc question, dans ce qui suit, que de quelques dispositifs d'assemblage, d'ailleurs également brevetés, entre les poteaux et les poutres de plancher.

Dans l'exécution courante, avec poutrelles de plancher en profilés suivant figure 2, l'assemblage est réalisé, sur le poteau, avec une armature en hélice. L'appui proprement dit est réalisé avec des fers plats, qui sont fixés aux fers d'armature verticale par l'intermédiaire de cornières. La figure 3 représente l'assemblage dans le cas où l'armature est constituée par des profilés. Les cornières indiquées précédemment sont constituées ici par les assemblages à couvre-joints des profilés constituant les armatures longitudinales et le frettage correspondant constitue la liaison entre les deux frettages supérieur et inférieur qui ne s'étendent chacun que sur un seul étage. Cette disposition présente l'avantage que pendant le bétonnage d'un étage, le frettage de la partie supérieure du poteau, qui est déjà monté, peut être soulevé très simplement sans gêner le travail. L'assemblage des différentes pièces métalliques est entièrement exécuté au moyen de soudures légères, dont la qualité n'intervient en aucune façon dans la capacité de charge définitive de l'ouvrage. Tout rivetage ou boulonnage est supprimé.

L'emploi de poutrelles de plancher en profilés oblige à des dimensions correspondant partout au moment maximum ; par contre, la construction en béton armé permet d'adapter les armatures aux moments correspondants. Lorsque l'on a recours aux fers ronds ordinaires, il n'est toutefois pas possible, avec les méthodes de travail employées jusqu'à maintenant, d'obtenir une ossature absolument rigide.

Le Dr. Bauer tourne la difficulté en remplaçant le coffrage de bois perdu par une sorte de caisson qui reste dans la poutre, et à l'intérieur duquel sont posées les armatures en fers ronds. Ce caisson est constitué par des tôles d'acier (figure 4) ou par des profilés légers (figures 5 et 6) ; il intervient également comme armature de cisaillement, ainsi que comme armature longitudinale supplémentaire et permet ainsi de réduire les largeurs des nervures. Les faces de ces éléments sont poinçonnées, de manière à éviter l'adjonction d'un habillage spécial pour les enduits.

Les essais qui ont été effectués sur des poutres ainsi montées, également suivant programme établi par le Professeur Saliger, ont conduit à des résultats particulièrement favorables, qui ont d'ailleurs été publiés dans la revue

Beton und Eisen », n° 17 de 1930.

L'assemblage des poteaux avec ces poutres permet d'obtenir une ossature rigide, dont le montage se fait comme en construction métallique et qui est susceptible de supporter les charges de la construction proprement dite ainsi que les efforts dus au vent. Le bétonnage peut suivre d'une manière régulière le montage de l'ossature (figure 7).

La figure 8 représente un assemblage entre poutres métalliques en tôle striée ou profilés légers et poteaux, au moyen d'une armature en hélice. La figure 9 représente l'assemblage avec un poteau constitué par une armature longitudinale en éléments profilés. Avec les deux genres de poteaux, l'assemblage se

fait par l'intermédiaire de fers plats ou profilés droits ou coudés qui sont soudés sur les parois des caissons et sur les armatures des poteaux.

Ce mode de construction du Dr. Bauer, qui ne se limite d'ailleurs pas aux poteaux seulement, mais qui intéresse l'ensemble de l'ossature que constituent les armatures, poteaux et poutres de plancher, réunit les avantages de la construction en béton armé et ceux de la construction métallique ; il contribue à réaliser l'économie dans la construction dans le sens du perfectionnement technique.

Prof. Dr.-Ing. R. SALIGER,
Techn. Hochschule, Wien.

Eine allgemeine Einbürgerung des umschnürten Gusseisens scheiterte an der Abneigung der Ingenieure gegen die Verwendung dieses Baustoffes. Erst der Ersatz des Gusseisens durch Stahlskelette bedeutete die technisch und wirtschaftlich einwandfreie Verwirklichung des gesunden Grundgedankens der Ausnützung der Druckfestigkeit eines Eisenkerns in einem umschnürten Betonmantel. Einen bedeutsamen Anteil nimmt die neuzeitliche Schweißtechnik, da diese die Herstellung der Bewehrungsgerippe besonders vereinfacht, und es sich nur um Haftschweissungen handelt, von denen die Güte der Konstruktion unabhängig ist. Dr. Bauer hat sich um die konstruktive Durchbildung der formhaltenden Umschnürungsgerippe besondere Verdienste erworben¹.

Nach dem gegenwärtigen Stand sind folgende Bauweisen zu unterscheiden

1) Stahlskelette, die alle Lasten allein aufnehmen, während der umhüllende Beton nur als Feuer- und Rostschutz dient.

2) Mit Eisenbeton kombinierte Stahlskelette, die dadurch gekennzeichnet sind, dass das Stahlgerippe während der Montage die aus Eigengewicht, Arbeitslasten und Windangriffen entstehenden Kräfte aufnimmt, während die notwendige Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Umwandlung des Stahlgerippes in umschnürte Stahlsäulen erfolgt.

Zur Erforschung des Zusammenwirkens von Walzprofilsäulen der üblichen Bauart und von hochwertiger Rundstahlbewehrung, beide in Verbindung mit umschnürtem Beton, hat der Berichterstatter mehrere Versuchsreihen durchgeführt, über die unter andern in Beton und Eisen 1930, Heft 4 und 17, in der Oesterreichischen Bauzeitung 1930, Heft 44 und im Bauingenieur 1931, Hefte 45 und 46 berichtet worden ist.

Die letzte, im Jahre 1931 ausgeführte Reihe umfasst 20 Säulen in 10 verschiedenen Bauarten. (Tabelle.) Bei 18 Säulen wurden die Bewehrungsgerippe einbetoniert, während 2 Säulen ohne Einbetonierung als reine Stahlgerippe auf ihre Tragkraft geprüft wurden. Ihre Abmessungen, Bauart und Bruchbilder zeigen die Abb. 1-5.

Die Versuchsergebnisse aus der letzten Versuchsreihe haben die früheren Untersuchungen bestätigt und die Kenntnis über betonumschnürte Stahlsäulen in wesentlichen Belangen erweitert. Sie können wie folgt zusammengefasst werden :

1. D. R. P.

1) Die untersuchten 100 Säulen haben Längsbewehrungen von rund $4 \div 12\%$ und bestehen teils aus Walzprofilen, teils aus Rundstäben mit Stauchgrenzen von $2,2 \div 7,7$ t/cm². Die Umwehrung betrug rund $0,5 \div 2,3\%$ und

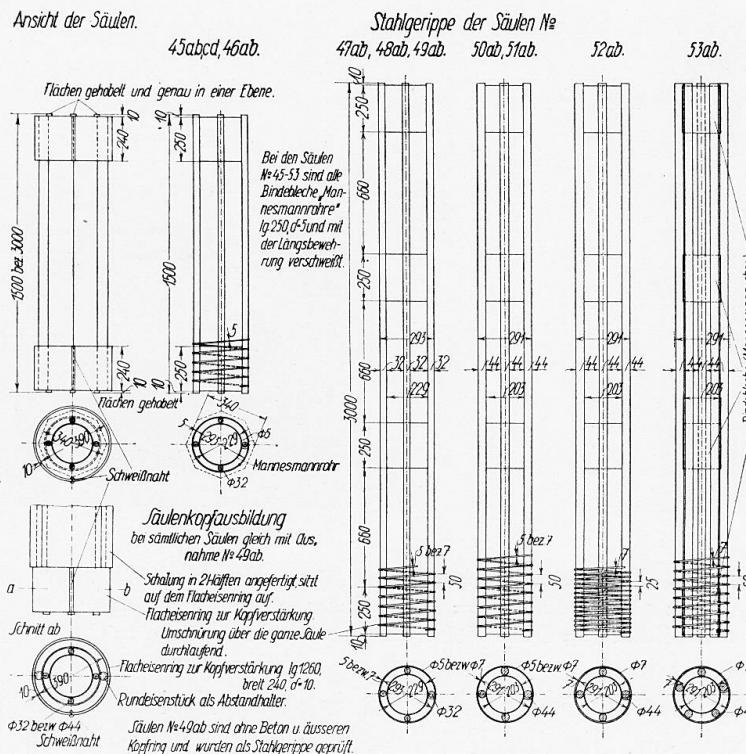


Fig. 1. — Ansicht der Säulen = Vue de face des poteaux = View of the columns.

Flächen gehobelt... = sections fraîsées et exactement dans le même plan = Surfaces planed and exactly in one plane.

1500 bez. 3000 = 1500 et 3000 = 1500 and 3000.

Schweissnaht = cordon de soudure = Welded joint.

Mannesmannrohr = tube Mannesmann = Mannesmann tube.

Stahlgerippe der Säulen = disposition de l'ossature métallique des poteaux = Steel ribs of columns.

Bei den Säulen No. 45 bis 53... = dans les poteaux n° 45 à 53, toutes les pièces de l'armature sont assemblées par soudure = In columns n° 45-53 all connecting plates are Mannesmann tubes 250 mm long and $\delta = 5$ and welded to the longitudinal reinforcement.

Säulenkopfausbildung = disposition des têtes des poteaux = Design of head of columns.

Bei sämtlichen Säulen... = même disposition pour tous les poteaux, à l'exception des n° 49 ab = the same in all columns except n° 49 ab.

Schalung in 2 Hälften... = enveloppes préparées en deux moitiés et s'appuyant sur la couronne en fer plat = Sheeting constructed in 2 halves; rests on the flat iron ring.

Flacheisenring zur Kopfverstärkung = couronne en fer plat destinée au renforcement de la tête du poteau = Flat iron ring for strengthening head.

Umschnürung über die... = fretage s'étendant sur toute la hauteur du poteau = Spiral reinforcement over whole length of column, Flat iron ring for strengthening head length 1260 mm, breadth 240 mm, $\delta = 10$.

Rundeisenstück als Abstandhalter = barre ronde d'écartement = Iron rod serving as distance piece.

Säulen No. 49 ab sind ohne Beton... = les poteaux n° 49 ab ont été essayés sans bétonnage, sans couronne extérieure de tête, à titre d'ossature proprement métallique = Columns n° 49 ab are without concrete and outer head ring and were tested as steel ribs.

besteht aus Stahl mit Streckgrenzen von $1,7 \div 5,2$ t/cm². Die Versuche umfassen sonach den ganzen Bereich der Bewehrungsstärken und Bewehrungsgüten, der in der Praxis in Betracht kommt.

2) Bei allen Säulen konnte die Stauchgrenze der Längseisen vollständig ausgenützt werden, wenn der von der Umschnürung übertragene Lastanteil wenigstens etwa 15% vom Lastanteil der Längsbewehrung betrug.

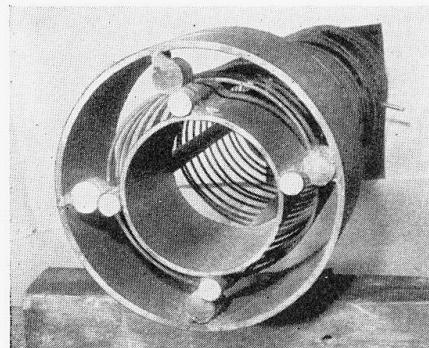
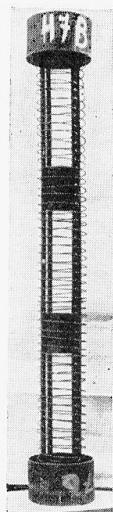


Fig. 2.

Fig. 2. — Bewehrungsgerippe einer Versuchssäule vom Jahre 1931
= Armature d'un poteau d'essai de 1931 = Reinforcement ribs of an experimental column in 1931.
Fig. 3. — Kopfausbildung = Disposition de la tête d'un poteau = Construction of head.

3) Die Tragkraft der Säulen ist in allen Fällen durch die Summe der Widerstände gegeben, die durch die Druckfestigkeit des Betonkerns und der

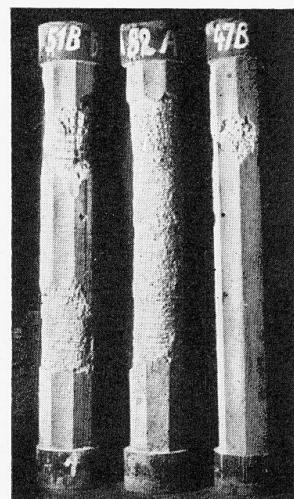
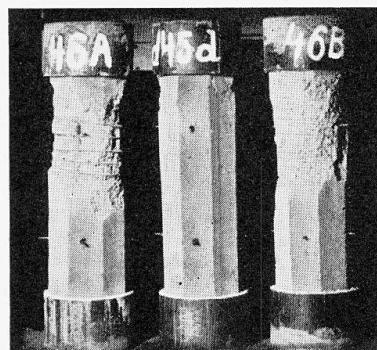


Fig. 4.

Fig. 4. — Bruchbilder von 1,5 m langen Säulen = Ruptures de poteaux de 1.5 m
= Fractures in columns 1,5 m long.

Fig. 5. — Bruchbilder von Säulen von 3 m Länge = Ruptures de poteaux de 3 m
= Fractures in columns 3 m long.

Längsbewehrung (ohne Knickabminderung) und vom Zugwiderstand der Umschnürung (Streckgrenze) gebildet wird.

4) Bis zur Rissbildung wirken die Querschnittsflächen des Betons (Kern und Deckschicht) und der Längsstäbe in der gleichen Weise wie bei einer

gewöhnlichen Eisenbetonsäule im Verhältnis der Dehnmasse $E_e : E_b$ gemäss den Stauchungen der beiden Stoffe.

Die Risse treten bei Betonpressungen auf, die ungefähr der Prismenfestigkeit gleich sind. Die Stauchungen der Säulen bis zur Rissbildung sind im allgemeinen grösser als die Stauchungen des unbewehrten Betons.

5) Je stärker die Bewehrung ist, desto vollkommener löst sich die äussere Schale vom Kern und desto höher liegt die Bruchlast über der Risslast. Der Unterschied zwischen Riss- und Bruchlast beträgt bis zu 25 %.

6) Die Bruchstauchung der umschnürten Stahlsäule beträgt das Mehrfache der Zusammendrückbarkeit des nicht bewehrten Betons. Sie ist so gross, dass die Stauchgrenze der Längseinlagen in allen Fällen nahezu erreicht, meist aber überschritten wird.

7) Die Wirkung der kreisrunden Umschnürung ist bei allen Säulen näherungsweise durch

$$N_s = 2,8 F_s \cdot \sigma_s \text{ ausgedrückt.}$$

8) Der Anteil des Betondruckwiderstandes an der Tragkraft der Säulen beträgt innerhalb des durch die Versuche gedeckten Bereichs ein Sechstel und mehr. In diesem Sinne wirken solche Säulen fast wie reine Stahlsäulen, obwohl der Beton eine unbedingte Notwendigkeit ist.

9) Die Bruchfestigkeit der mit hochwertigem Stahl längsbewehrten Säulen (berechnet mit dem geometrischen Querschnitt des Kerns) beträgt je nach Stärke und Güte der Bewehrung bis 1200 kg/cm^2 .

10. Bezuglich der baulichen Durchbildung und Berechnung wird aus den durchgeföhrten Versuchen folgender Schluss gezogen :

Die Stärke der Umschnürung, ausgedrückt durch $F_s \cdot \sigma_{\text{Streck}}$, soll wenigstens 5% von der Stärke der Längsbewehrung, ausgedrückt durch $F_e \cdot \sigma_{\text{Stauch}}$, sein, also

$$F_s \cdot \sigma_{\text{Streck}} \geq 0,05 F_e \cdot \sigma_{\text{Stauch}}.$$

Ausserdem soll sein

$$F_s \geq 0,005 F_k.$$

Die Bruchlast der Säulen ist durch die Beziehung gegeben :

$$N = F_k \cdot \sigma_{\text{Prism}} + F_e \cdot 1,1 \sigma_{\text{Stauch}} + 2,8 F_s \cdot \sigma_{\text{Streck}}.$$

Bei s-facher Sicherheit für die Bewehrung und unter Einhaltung der normengemässen zulässigen Betonpressung ergibt sich die zulässige Belastung

$$\begin{aligned} N_{\text{zul}} &= F_k \cdot \sigma_{b \text{ zul}} + \frac{1,1 \cdot \sigma_{\text{Stauch}}}{s} \cdot F_e + \frac{2,8 \cdot \sigma_{\text{Streck}}}{s} \cdot F_s \\ &= (F_k + n \cdot F_e + n_s \cdot F_s) \cdot \sigma_{b \text{ zul}} = F \cdot \sigma_{b \text{ zul}} \end{aligned}$$

Bei der Annahme einer $s = 2,5$ fachen Sicherheit für die Bewehrung unter ruhender Belastung ergibt sich

$$N_{\text{zul}} = F_k \cdot \sigma_{b \text{ zul}} + 0,45 \cdot F_e \cdot \sigma_{\text{Stauch}} + 1,1 \cdot F_s \cdot \sigma_{\text{Streck}}.$$

Zuweilen wird die zulässige Pressung der Eisenstäbe mit dem im Eisenbau üblichen Wert angenommen, dann ist

$$N_{\text{zul}} = F_k \cdot \sigma_{b \text{ zul}} + F_e \cdot \sigma_{e \text{ zul}} + 1,1 \cdot F_s \cdot \sigma_{\text{Streck}}.$$

Versuchsprogramm ausgeführt 1931.

Säulen Nº	Längsbe- wehrung	Stahl	lang mm.	Art der Säulen	Umschnürung St. 37
45 ab	4 ø 32	St. 37	1500	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 mm.
45 cd	4 ø 32	St. 37	1500	"	ø 5,9 = 50 "
46 ab	4 ø 32	St. 80	1500	"	ø 5,9 = 50 "
47 ab	4 ø 32	St. 80	3000	"	ø 5,9 = 50 "
48 ab	4 ø 32	St. 80	3000	"	ø 7,9 = 50 "
49 ab	4 ø 32	St. 80	3000	Stahlgerippe	ø 5,9 = 50 "
50 ab	4 ø 44	St. 80	3000	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 "
51 ab	4 ø 44	St. 80	3000	"	ø 7,9 = 50 "
52 ab	4 ø 44	St. 80	3000	"	ø 7,9 = 25 "
53 ab	5 ø 44	St. 80	3000	"	ø 7,9 = 50 "

Traduction.

La généralisation de l'emploi de la fonte frettée se heurta à la méfiance qu'éprouvaient les Ingénieurs à l'égard de ce matériau de construction. Ce n'est que lorsque l'on put remplacer la fonte par l'ossature en acier que la résistance du métal à la compression put être pleinement mise en valeur tant du point de vue technique que du point de vue économique, sous forme d'une âme d'acier enrobée dans une enveloppe de béton frettée. La soudure joue là un rôle important, car elle permet de simplifier dans une large proportion le montage des divers éléments de l'armature, sans qu'il s'agisse d'ailleurs là d'autre chose que de soudures légères, dont ne dépend nullement la valeur de la construction. C'est au Dr. Bauer que l'on doit, tout particulièrement, le développement de l'ossature rigide frettée¹.

Dans l'état actuel de la question, il faut distinguer les procédés de construction suivants :

1. — Ossature métallique proprement dite, supportant à elle seule toutes les charges, tandis que le béton qui l'entoure ne sert que pour assurer la protection contre le feu et contre la rouille;

2. — Ossature métallique combinée avec le béton armé, caractérisée par ce fait que la partie métallique supporte, pendant le montage, les efforts qui prennent naissance sous l'influence du poids propre, des charges qu'apportent les travaux eux-mêmes et du vent, la capacité de charge effective étant ensuite élevée à sa valeur nécessaire par suite de la transformation de cette ossature métallique en poteaux frettés.

Dans le but d'étudier l'action combinée des poteaux en profilés de types courants et des armatures en aciers ronds à haute résistance, tous deux englobés dans le béton fretté, l'auteur du présent rapport a exécuté plusieurs séries d'essais qui ont fait l'objet de publications dans Beton und Eisen, 1930, n° 1

1. Brevet allemand.

et 17, dans la Oesterreichische Bauzeitung, 1930, n° 44 et dans Bauingenieur, 1931, n° 15 et 16.

La dernière série d'essais, qui date de 1931, a porté sur 20 poteaux exécutés suivant 10 dispositions différentes (tableau). Sur 18 de ces poteaux, on a bétonné le système des armatures, tandis que sur les deux autres, aucun bétonnage n'a été effectué, l'ossature étant soumise aux essais pour sa résistance propre. Les figures 1 à 5 indiquent les dimensions, les dispositions adoptées, ainsi que les figures de fracture obtenues.

Les résultats fournis par cette dernière série d'essais ont confirmé ceux qu'avaient donné les recherches antérieures, ils ont permis d'élargir notablement nos connaissances sur le comportement des poteaux métalliques enrobés de béton. Ces résultats peuvent être résumés comme suit :

1. — Les 100 poteaux étudiés possèdent des armatures longitudinales à raison de 4 à 12 %, qui sont constituées soit par des profilés, soit par des barres rondes admettant une limite de résistance à la compression de 22 à 77 kg/mm². Le frettage atteint des proportions de 0,5 à 2,3 % et est exécuté avec un acier admettant une limite d'écoulement de 17 à 52 kg/mm². Les essais ont ainsi porté sur toute la gamme des armatures que l'on a à considérer dans la pratique.

2. — Dans tous les poteaux, on a pu utiliser pleinement la résistance à la compression des fers longitudinaux, lorsque la fraction de la charge supportée par le frettage atteignait au moins environ 15 % de la fraction de la charge supportée par l'armature longitudinale elle-même.

3. — La capacité de charge des poteaux est donnée dans tous les cas par la somme des résistances suivantes : résistance à la compression du noyau de béton et des armatures longitudinales (sans qu'il y ait à faire intervenir une réduction tenant compte du flambage), et résistance à la traction du frettage (limite d'écoulement).

4. — Jusqu'à l'apparition des fissures, les sections du béton (noyau et enveloppe) et des barres longitudinales se comportent de la même manière que dans les poteaux en béton armé ordinaires, dans le rapport E_e/E et suivant les compressions auxquelles sont soumis les deux matériaux.

Les fissures apparaissent dans le béton pour des pressions qui sont à peu près équivalentes à la résistance du prisme. Les compressions (raccourcissements) des poteaux, jusqu'à l'apparition des fissures, sont en général supérieures à celles qui correspondent au béton non armé.

5. — Plus les armatures sont importantes, et mieux l'enveloppe extérieure se détache parfaitement du noyau ; par suite, plus est élevée la charge de rupture, par rapport à la limite de fissuration. L'écart entre les limites de fissuration et de rupture atteint jusqu'à 25 %.

6. — La compression à la rupture pour les poteaux métalliques enrobés et frettés atteint une valeur multiple de la résistance à la compression du béton non armé. Elle est assez élevée pour que, dans tous les cas, la limite de compression des armatures longitudinales soit atteinte et que, généralement, elle soit même dépassée.

7. — L'influence exercée par le frettage circulaire se traduit dans tous les poteaux approximativement par la relation suivante :

$$N_s = 2,8 F_s \sigma_e$$

8. — La participation du béton à la capacité de charge des poteaux atteint, dans la gamme couverte par les essais, un sixième et plus. Dans cet ordre d'idées, de tels poteaux se comportent presque comme des poteaux uniquement métalliques quoique le béton réponde à une nécessité absolue.

9. — La résistance à la rupture des poteaux munis d'armatures longitudinales en acier à haute résistance (calculée en partant de la section géométrique du noyau) atteint, suivant l'épaisseur et la qualité de l'armature, jusqu'à 1200 kg/cm².

10. — En ce qui concerne les dispositions à adopter pour le calcul et la conception, on peut, des essais qui ont été effectués, tirer les conclusions qui suivent :

L'importance du frettage, exprimée par la relation :

$$F_s \cdot \sigma_e \quad (\text{voir désignations plus loin})$$

doit être au moins égale à 5 % de celle de l'armature longitudinale, exprimée par la relation :

$$F_e \cdot \sigma_e$$

On doit donc avoir :

$$F_s \cdot \sigma_e \geq 0,05 F_e \cdot \sigma_e$$

En outre, on doit avoir :

$$F_s \geq 0,005 F_k$$

La charge de rupture des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$N = F_k \cdot \sigma_p + F_e \cdot 1,4 \sigma_c + 2,8 F_s \cdot \sigma_e$$

Avec un coefficient de sécurité *s* pour les armatures et en observant les valeurs admises normalement pour la résistance du béton, on a pour la charge admissible :

$$\begin{aligned} N_{\text{adm}} &= F_k \cdot \sigma_b + \frac{1,4 \sigma_c}{s} \cdot F_e + \frac{2,8 \sigma_e}{s} \cdot F_s \\ &= (F_k + n F_e + n_s F_s) \sigma_b = F \cdot \sigma_b \end{aligned}$$

Si l'on suppose un coefficient de sécurité de 2,5 pour l'armature, pour une charge fixe, on obtient ;

$$N_{\text{adm}} = F_k \cdot \sigma + 0,45 F_e \cdot \sigma_c + 1,4 F_s \cdot \sigma_e$$

On admet parfois pour la contrainte admissible dans les fers la valeur couramment employée en construction métallique ; on a alors :

$$N_{\text{adm}} = F_k \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_a + 1,4 F_s \cdot \sigma_e$$

Dans ces relations, on désigne par :

F_s la section du frettage

σ_e la limite d'écoulement du métal du frettage

F_e la section des armatures longitudinales

σ_c la limite de résistance de ces armatures à la compression

σ_p la résistance du prisme de béton

F_k la section du noyau de béton

σ_b la contrainte admissible dans le béton

σ_a la contrainte admissible dans l'acier.

Dr. Béla ENYEDI,
Budapest.

Die steife Bewehrung der Eisenbetonkonstruktionen entspricht im Allgemeinen auch den Bedingungen der Wirtschaftlichkeit, vorausgesetzt, dass bei der Herstellung derselben, die sowohl theoretisch abgeleiteten, als auch durch Versuche nachgewiesenen Konstruktionsregeln genau berücksichtigt werden.

Bei Druckgliedern muss man das von Herrn Oberbaurat Dr. Ing. e. h. Fritz v. Emperger aufgestellte, und von zahlreichen Versuchen bestätigte¹ Additionsge setz verwenden, auf Grund dessen überall, wo es sich um grössere Belastungen handelt, die steife Druckbewehrung jedenfalls auch wirtschaftlich ist. Im ersten Band der Abhandlungen habe ich einen Aufsatz² veröffentlicht, in welchem durch ausführliche Kostenberechnungen nachgewiesen wurde, dass die steifbewehrten Eisenbetonsäulen nur dann wirtschaftlicher sind als die üblichen Eisenbetonsäulen, wenn die Querschnittsfläche der steifen Bewehrung nicht mehr als 2 — 3 % des Betonkernes beträgt; ferner wurde zahlenmäßig festgestellt, dass die edleren Stahlsorten, d. h. St 52, die Herstellungskosten vermindern.

Herr Professor Dr. Ing. Hawranek ist zu ganz anderen Resultaten gekommen, insofern er erklärt³, dass es schon bei St 37 schwer sei, die steifen Bewehrungen voll auszunützen; bei St 52 sei dies aber überhaupt nicht möglich. Der einzige Grund dafür, warum Prof. Hawranek zu diesen Resultaten kommt, liegt darin, dass er auf Grund der Versuche von Professor Dr. Ing. Saliger⁴ in der steifen Längsbewehrung eines rechteckigen, umschnürten Querschnittes kleinere Spannungen zulässt, als die allgemein üblichen Vorschriften in den schlaffen Eiseneinlagen. Seine Formel 1 (Seite 625) ergibt nämlich die zulässige Belastung der mit St 37 bewehrten Säulen zu:

$$P_{zul} = 65 (F_b + 14,42 F_e)$$

Da die Vorschriften für Eisenbetonbauten für schlaffe Längsbewehrungen statt mit 14,42 im Allgemeinen mit 15,00 rechnen, ist es zu wünschen, dass dieser Widerspruch durch die nochmalige Verwertung der ausgeführten Versuche möglichst bald abgeklärt würde.

Beim Trägerbau steht die Wirtschaftlichkeit der steifen Bewehrung ähnlich wie bei den Druckgliedern. Die Melan'schen bez. Melan-Spannenberg'schen und die Emperger'schen Brückenkonstruktionen sind natürlich wirtschaftlich, sonst hätte man sie auch nicht in neuerer Zeit ausgeführt.

Bei den Hochbauten werden steife Eiseneinlagen hauptsächlich als Deckenträger und Unterzüge verwendet; die Decken sind fast ausnahmslos als einfache Eisenbetonplatten hergestellt, die zwischen I-Träger gespannt sind.

1. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Vorbericht, Erster Kongress, Seite 596.

2. Die Wirtschaftlichkeit steifbewehrter Druckglieder, S. 124.

3. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Vorbericht, Seite 645.

4. Der Bauingenieur, Jahrgang 1931, Seite 255.

In den Deckenkonstruktionen kann die Eisenbetonplatte unten oder oben liegen.

Im erstenen Falle (Fig. 1) können die Stahlträger in Ungarn üblicherweise in ihrer ganzen Höhe und Breite einbetoniert werden. Es steht ohne Zweifel fest, dass der Beton den Stahlträger versteift, daher die Durchbiegung sich vermindert und die Tragfähigkeit sich erhöht. Der ungarische Eisenbetonausschuss, unter Leitung dessen Vorsitzenden, Herrn Prof. Dr. Ing. Mihailich, hat diesbezüglich einige Versuche gemacht; die Probekörper wurden als ein Deckenfeld (Fig. 2) mit einer Spannweite von 5,50 m ausgebildet, und vergleichshalber wurden auch freistehende 180 mm hohe I-Träger bis zum Bruche belastet.

Die Versuche haben festgestellt, dass durch die versteifende Wirkung der Einbetonierung die Durchbiegung im Bereich der Nutzbelastung fast 20 %,

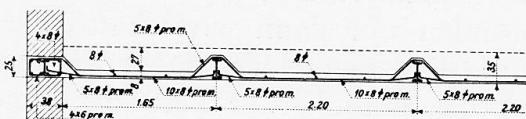


Fig. 1.

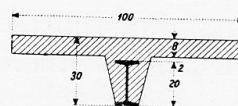


Fig. 3.

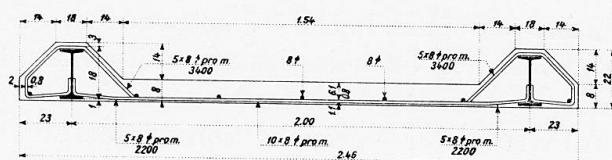


Fig. 2.

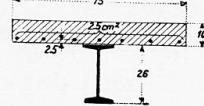


Fig. 4.

und in der Nähe der Fliessgrenze über 15 % kleiner ist, als jene der freistehenden Stahlträger; dieser Umstand spricht dafür, dass die einbetonierte Stahlträger gewissermassen tragfähiger sind als die freiliegenden, woraus folgt, dass sie auch wirtschaftlicher sind.

Wenn die Betonplatte oben liegt, und mit dem Stahlträger gemeinsam arbeitet, (Fig. 3) so wird sich die Tragfähigkeit der Stahlträger ganz bedeutend erhöhen.

Es wird beispielsweise eine 1,0 m breite und 8 cm starke mitwirkende Platte angenommen, die oberhalb eines 200 mm hohen Stahlträgers (D. N. P.) liegt, und mit ihm mittelst entsprechender Eiseneinlagen fest verbunden ist. Wenn die Höhe der Eisenbetonkonstruktionen 30 cm ist und wenn vorausgesetzt wird, dass die Verhältniszahl $n = 15$ sei, dann wird das berechnete Widerstandsmoment des mit der Eisenbetonplatte verstärkten Stahlträgers 388 cm^3 , d. h. 81 % grösser als jenes der einfachen Stahlträger (214 cm^3).

Ein ähnliches Resultat hat man in Ungarn bei Brückenverstärkungen erhalten; die bestehenden stählernen Längsträger einiger älterer Stahlbrücken waren viel zu schwach, um die heutige rollende Belastung aufzunehmen. Als die Brückenbahn mit Eisenbetonkonstruktionen anstatt der alten Holzbohlen erneuert, wurde die Platte oberhalb der Längsträger angeordnet, und damit

durch sekundäre Querträger aus Eisenbeton fest verbunden¹. Die Widerstandsfähigkeit der 260 mm hohen Längsträger wurde durch die mitwirkende Platte (Fig. 4) von 488 cm³ auf 729 cm³, d. h. um 49 % erhöht.

Es ist daher klar, dass die Stahlträger, wenn der Beton mittragend berechnet wird; besonders wirtschaftlich sind, und nur kleinere Betonquerschnitte zur genauen Einhaltung der zulässigen Betondruckspannung nötig sind.

Traduction.

L'adoption d'armatures rigides dans la construction en béton armé correspond, en général, à une amélioration de l'économie des ouvrages, à condition toutefois qu'il soit tenu compte, dans ce cas, des règles de construction établies par la recherche théorique et sanctionnées expérimentalement.

Dans les *membrures comprimées*, il faut employer la loi d'addition établie par le Dr. Ing. e. h. Fritz von Emperger, qui a été confirmée par de nombreux essais² et qui permet, partout où il s'agit de charges élevées, d'arriver à des conditions économiques en adoptant l'armature comprimée rigide³. Dans le premier volume des Mémoires, j'ai publié une étude dans laquelle il est montré, grâce à des calculs détaillés de prix de revient, que les poteaux en béton armé à armatures rigides ne sont effectivement plus économiques que les poteaux en béton armé ordinaires que lorsque la section de l'armature rigide ne dépasse pas 2 à 3 % de celle du noyau de béton. En outre, il y est établi par le calcul que l'emploi des qualités d'acières supérieures permet de réduire les prix de revient.

M. le Professeur Dr. Ing. Hawranek est arrivé à des résultats tout différents et expose⁴ qu'il est déjà difficile, même avec l'acier St. 37, d'utiliser intégralement la capacité des armatures rigides ; cela ne serait absolument pas possible avec l'acier St. 52. La raison essentielle pour laquelle le Professeur Hawranek arrive à ces résultats est que, en se basant sur les essais du Professeur Dr. Ing. Saliger⁵, il admet dans les armatures longitudinales rigides d'une section rectangulaire frettée des contraintes plus faibles que celles que prévoient généralement les règlements courants pour les insertions métalliques non rigides. Sa formule 1 (page 625) donne comme suit la charge admissible des poteaux armés avec l'acier St. 37 :

$$P_{adm} = 65 (F_b + 14,42 F_e).$$

Comme, en général, les Règlements pour la Construction en béton armé prévoient, pour les armatures longitudinales non rigides 15 au lieu de 14,42,

1. Beton und Eisen. Jahrgang 1928, Seite 355.

2. Association Internationale des Ponts et Charpentes, premier Congrès, page 607 de la Publication Préliminaire.

3. L'économie des membrures comprimées à armature rigide, premier volume des Mémoires de l'A. I. P. C., page 417.

4. Association Internationale des Ponts et Charpentes, Premier Congrès, Publication Préliminaire, page 645.

5. Bauingenieur, 1931, page 255.

il est à souhaiter que cette objection soit bientôt levée, à la suite d'une nouvelle interprétation des essais effectués.

Dans la construction des poutres, le caractère économique des armatures rigides se manifeste comme dans les pièces comprimées. Les ponts construits par Melan, ou par Melan et Spangenberg, et par Emperger l'ont évidemment été dans des conditions économiques satisfaisantes, faute de quoi ces ouvrages n'auraient pas été réalisés tout récemment.

Dans la construction des ouvrages au-dessus du sol, les armatures rigides sont principalement employées sous forme de poutres de plancher et de sous-poutres ; les planchers sont, presque sans exception, exécutés sous forme de simples dalles de béton armé, posées entre des poutres en I.

La dalle de béton armé peut être placée à la partie inférieure ou à la partie supérieure.

Dans le premier cas (figure 1), les poutrelles en acier sont généralement enrobées dans le béton sur toute leur hauteur et sur toute leur largeur. Il n'est pas douteux que le béton renforce ces poutrelles ; il en résulte une diminution des fléchissements et par suite une augmentation de la capacité de charge. La Commission Hongroise du Béton Armé, sous la direction de son président, M. le Professeur Dr. Ing. Mihailich, a effectué des essais à ce sujet ; les pièces d'essai ont été constituées sous forme de panneaux élémentaires de planchers (figure 2) avec une portée de 5,50 mètres ; par comparaison, on a également essayé jusqu'à la rupture des poutrelles en I de 180 mm de hauteur reposant librement sur leurs appuis.

Les essais ont montré que par suite de l'influence de renforcement qu'exerce l'enrobage dans le béton, le fléchissement dans la zone correspondant à la charge utile est inférieur de presque 20 % à celui des poutrelles reposant librement ; dans le voisinage de la limite d'écoulement, il est inférieur de plus de 15 % à celui de ces poutrelles. Il en résulte bien que les poutrelles d'acier enrobées de béton accusent une capacité de charge supérieure à celle des poutrelles reposant librement et que, par suite, elles sont plus économiques.

Si la dalle de béton armé est placée à la partie supérieure, et travaille par suite avec la poutre métallique (figure 3), la capacité de charge de cette poutre s'en trouve notablement accrue.

Considérons, par exemple, une dalle de 1 m. de large et de 8 cm d'épaisseur, participant à la charge et située au-dessus d'une poutre métallique (D.N.P.) de 200 mm de hauteur ; cette dalle est assemblée à la poutre d'une manière rigide au moyen d'armatures convenables. Si la hauteur de l'ouvrage en béton armé est de 30 cm et si l'on suppose que le coefficient n est égal à 15, le moment résistant calculé de la poutre métallique renforcée par la dalle de béton armé est alors de 388 cm^3 , c'est-à-dire supérieur de 81 % à celui de la poutre métallique simple (214 cm^3).

On a pu obtenir un résultat semblable, en Hongrie, pour le renforcement des ponts ; dans plusieurs vieux ponts métalliques, les poutres longitudinales existantes étaient notamment trop faibles pour pouvoir supporter les charges roulantes actuelles. Les tabliers étant remplacés par du béton armé au lieu des anciens platelages de bois, on en a profité pour disposer la dalle de béton au-dessus des poutres longitudinales en prévoyant l'assem-

blage rigide de poutres transversales en béton armé¹. L'intervention de la dalle représentée sur la figure 4 a permis de porter le moment résistant de la poutre longitudinale de 260 mm de hauteur de 488 cm^3 à 729 cm^3 , ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 49 %.

Il est donc évident que les poutres métalliques deviennent particulièrement économiques lorsque l'on peut faire intervenir le béton dans les calculs ; de faibles sections de béton sont alors suffisantes pour assurer l'observation des contraintes de compression admissibles dans le béton.

Zusammenfassung.

Die steife Bewehrung der Eisenbetonkonstruktionen wird nur dann wirtschaftlich, wenn die durch die Versuche, theoretische Untersuchungen und Baupraxis festgestellten Bedingungen genau berücksichtigt werden.

Bei Druckgliedern (Säulen, Bogenbrücken) kann man das von Oberbaurat Dr. Ing. e. h. Fritz v. Emperger abgeleitete und bewiesene Additions gesetz verwenden, wonach die steifbewehrten Eisenbetonsäulen nur dann wirtschaftlicher sind als die üblichen Eisenbetonsäulen, wenn die Querschnitts fläche der steifen Bewehrung nicht mehr als 2-3 % des Betonkernes beträgt.

Im Trägerbau liegen die Eisenbetonplatten bei den mit Stahlträgern hergestellten Deckenkonstruktionen unten oder oben. In beiden Fällen muss der Stahlträger in seiner ganzen Höhe und Breite einbetoniert werden. Im ersten Falle wurde auch durch Versuche festgestellt, dass der Beton den Stahlträger verstift, die Durchbiegung vermindert, und dementsprechend die Tragfähigkeit erhöht. Im zweiten Falle wird die Tragfähigkeit ganz bedeutend vergrössert, was auch rechnerisch einfach nachgewiesen werden kann.

Summary.

Stiff reinforcing of reinforced concrete structures will only be economical when due consideration has been paid to the essential conditions determined from the results of tests, theoretical investigations and actual practice.

In compression members (columns, arched bridges), the summation law deduced and proved by Oberbaurat Dr. Ing. Fritz v. Emperger may be adopted; according to it, reinforced concrete columns with stiff reinforcement are only more economical than ordinary reinforced columns if the cross-sectional area of the stiff reinforcement does not exceed 2 to 3% of the concrete core.

In girder structures, the reinforced concrete slabs in ceilings constructed with steel girders lie either above or below the girders. In both cases the steel girder must be encased in concrete throughout its entire height and width. In the first case, tests have also shown that the concrete stiffens the steel girder, reduces deflection, and increases the carrying capacity to a corresponding degree. In the second case, the carrying capacity is very greatly increased, and this can also be easily proved by calculation.

1. Beton und Eisen, 1928, page 355.

Dr. Ing. A. HAWRANEK,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Herr Dr. Enyedi hat in seinem Diskussionsbeitrag zur Berechnung einbetonierter Stahlsäulen hervorgehoben, zu anderen Ergebnissen zu gelangen, als in meinem Referat VII A3 Seite 619 des Vorberichtes niedergelegt sind, in dem er die Meinung vertritt, dass sich Säulen bei steifer Bewehrung sowohl bei St 37 wie bei St 52 wirtschaftlich bemessen lassen und der Stahl ausgenutzt werden kann, gegenüber meinen Schlussfolgerungen auf Seite 637 und 645.

Herr Enyedi hat jedoch dabei etwas Grundsätzliches übersehen, dass sich nämlich mein Referat, was auch Seite 620 Zeile 13 ausdrücklich hervorhebt, bloss mit einbetonierte Säulen eines Stahlskelettes beschäftigt, wobei der Beton mittragend gerechnet wird. Das Stahlskelett ist nach den Grundsätzen des Stahlbaues konstruiert. Voraussetzung ist also dabei gewesen, dass das Stahlskelett vorher völlig aufgestellt ist und damit für alle wirksamen Kräfte, auch für Wind bemessen ist und nachher noch ein Betonquerschnitt hinzukommt, der überall die aus Feuersicherheitsgründen allseitig 0,05 m starke Deckung einhält. Bei dieser Voraussetzung und Forderung handelt es sich also um etwas ganz anderes als um einen Eisenbeton-Skelettbau, dessen steife Bewehrung stockweise aufgestellt und einbetoniert wird und nach den Regeln des Eisenbetonbaues bemessen wird, wo man auch die Freiheit der Abmessungen des Betonquerschnittes und der Bewehrung hat und auch eine Deckung von 0,05 m nicht vorgeschrieben ist. Die reine Eisenbetonbauweise (Gesichtspunkt 2) habe ich, wie aus der Einleitung zum Referate deutlich hervorgeht, überhaupt nicht behandelt und zwar deshalb, weil für diesen Fall ein eigenes Referat VII A2 von Dr. Emperger vorgelegt worden ist.

Dafür wurden in meinem Referate auch zwei verschiedene Arbeitsvorgänge der Stahlskelettbauweise mit nachträglicher Betonierung berücksichtigt und dann in der Zusammenfassung der Ergebnisse Seite 645 und Seite 639, Zeile 3, Massnahmen angegeben, wie man die ungünstigen Ergebnisse, besonders bei St. 52, verbessern kann; insbesondere, indem man andere Stahlquerschnittsformen der Stützen als bisher im Stahlbau üblich, verwendet. Es sei gleich erwähnt, dass bei Bauten mit wenig Geschossen und Verwendung von Breitflanschprofilen die Ergebnisse günstiger werden, aber mit diesen Profilen kommt man bei vielen Geschossen nicht aus, ausser man verwendet Kopfplatten mit teurer laufender Nietung und unangenehmen Anschlägen der Unterzüge, die wegen der schwierigen Momentenübertragung bei vielgeschossigen Bauten teuer werden. Deshalb sind die Untersuchungen auch auf die übliche Form der aus 2 I-Profilen bestehenden Säulen beschränkt, die auch den nötigen Zwischenraum zum Einschieben und Auflagern, selbst schwerer Unterzüge, freilassen. Diese grundsätzliche Anordnung der Säulenquerschnitte wird man aber bei vielgeschossigen Bauten schwer verlassen können. (Ich erwähne, dass die Untersuchungen für ein Hochhaus mit 20 Obergeschossen durchgeführt worden ist.)

Ausserdem ist zu beachten, dass das reine Stahlskelett auch für Wind be-

rechnet worden ist und zwar für eine sehr ungünstige aber leicht mögliche Annahme über die dem Wind ausgesetzten Flächen, so dass alle hintereinander liegenden Säulen und Unterzüge vom Wind getroffen werden können. Schliesslich darf nicht vergessen werden, dass die Stahlquerschnitte nach der Vorschrift auf Biegung und Knicken gerechnet sind, (Fall I Seite 629) was bei den Erwägungen des Hr. Dr. Enyedi gewiss nicht berücksichtigt worden ist. Im Fall I a wurden die Stahlsäulen im Interesse einer Ersparnis auf Druck und Biegung mit Nietabzug berechnet und nachträglich untersucht, welche Sicherheit gegen Knicken dann vorhanden ist; so ergab sich (Seite 636), dass diese 1,6 bei St. 37 und bloss 1,36 bei St. 57 gegen Erreichen der Streckgrenze betrug. Es hängt also auch davon ab, wenn die Wirtschaftlichkeit und Ausnützbarkeit des Stahles untersucht wird, wie weit man mit den Sicherheiten noch heruntergehen will, wenn es sich auch, so lange die Stützen nicht einbetoniert werden, nur um vorübergehende Beanspruchungen handelt.

Wenn Herr Dr. Enyedi seine Schlussfolgerungen bezüglich der Ausnützbarkeit der steifen Stahlbewehrung für Säulen aus seinem in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. 1, Seite 117 erschienenen Aufsatze « Die Wirtschaftlichkeit steif bewehrter Druckglieder » gezogen hat, so ist der Widerspruch sofort aufgeklärt. Denn Enyedi berücksichtigt darin bloss Säulen, die auf Druck beansprucht sind, Wind- und Lastmomente zieht er überhaupt nicht in Rechnung; was aber in meinem Referate, wie dies bei einem Skelettbau erforderlich ist, berücksichtigt ist, und wie man sich aus den Tabellen Nr. 1-12 überzeugen kann, wenigstens in den unteren Geschossen viel ausmacht. Ausserdem behandelt Enyedi bloss achteckige Säulen, während im Referate rechteckige Querschnitte berücksichtigt sind.

Das bisher hier erwähnte gilt dem Grundsätzlichen und bestätigt die Richtigkeit meiner Schlussfolgerungen, die für Säulen in Geschossbauten gezogen wurden.

Wenn im besonderen Herr Enyedi noch in der Formel 1) Seite 625 meines Referates

$$P_{zul.} = 65 (F_b + 14,42 F_e)$$

den Beiwert 14,42 durch 15 ersetzen will, so möchte ich hervorheben, dass dieser Wert 14,42 sich aus den Versuchsserien für rechteckige Säulen nach Saliger bei Berücksichtigung tschechoslowakischer Vorschriften ergibt. Doch sei gleich erwähnt, dass dieser Umstand die Unstimmigkeiten der Schlussfolgerungen zwischen Herrn Enyedi und mir nach obigem nicht verursacht. Uebrigens ist dieser Wert ja abhängig von der Prismenfestigkeit des verwendeten Betons, der Stauchgrenze des Eisens und dem gewählten Sicherheitsgrad. Dieser Beiwert könnte für St. 37 unter besonderen Verhältnissen auch grösser als 15 sein.

Auch die Einwände Enyedis gegen die Schlussfolgerungen des Referates bei einbetonierte Trägern treffen nicht zu. Es ist klar, dass man eine gewöhnliche Decke, die aus einbetonierten Profileisen besteht, so bemessen kann, dass das steife Profil in der untersten Faser gerade die zulässige Beanspruchung erfährt.

Wenn aber ein solcher Träger oder Unterzug im Stahlskelett Windmomente

schon im nichteinbetonierten Zustand erfährt, so ist dessen Abmessung von vornherein bestimmt und wird dann wiederum beim Einbetonieren die vorgeschriebene minimalste Deckung berücksichtigt, so ist eine zweifache Unfreiheit im Bemessungsverfahren vorhanden, die eben zu hohen Betonspannungen führt, wie Seite 632 des Referates ausgeführt ist. Dass Referent die Windmomente für Unterzüge aber berücksichtigt, ist aus der Seite 631 zu ersehen ; er hat auch jene Massnahmen angegeben, die eine wirtschaftlichere Ausführung ermöglichen.

Ein Vergleich Enyedis mit den Brückenausführungen Melans und Spangenberg ist hinfällig, da es sich um anders beanspruchte Druckglieder handelt, als die im Referate behandelten.

Zum Referat VII A2 Dr. Empergers über Berechnung steif bewehrter Säulen und zu dessen Nachtrag in der Diskussion.

Das Additionsge setz Empergers für steif bewehrte und umschnürte Eisenbetonsäulen, ist aus verschiedenen Versuchsreihen für den Bruchzustand feststehend. Aus meinem Diskussionsbeitrag zu VII A3, ist aber ersichtlich, dass bei der steif bewehrten und umschnürten Säule im Bereich der Gebrauchslasten die wirklichen Spannungen im Beton und Eisen wesentlich von jenen abweichen, wenn die Bemessung solcher Säulen aus der Tragfähigkeit erfolgt, wie Emberger vorschlägt, die dem Quotienten der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsfaktor entsprechen. Es sind noch Versuche nötig, die die Spannungen des Betons und Eisens für die Gebrauchslast feststellen und sie mit jenen beim Bruch in Beziehung bringen. Zur Klarstellung dieser Frage reichen die bisherigen Versuche nicht aus, insbesondere ist auch die Messung der Spannungen in den Umschnürungen nötig, bevor eine endgültige Entscheidung über die Bemessung solcher Säulen getroffen wird. Natürlich müssen dabei alle Eigenschaften der Einzelbaustoffe gleichzeitig geprüft werden.

Traduction.

Au cours de sa contribution à la Discussion, et au sujet du calcul des colonnes en acier enrobées de béton, le Dr. Enyedi est arrivé à des résultats différents de ceux que j'ai exposés dans mon rapport VII-A-3, page 619 de la Publication Préliminaire ; il soutient en effet l'opinion que dans le cas de l'armature rigide, les colonnes peuvent être calculées aussi économiquement avec l'acier à haute résistance St. 52 qu'avec l'acier doux St. 37, l'acier pouvant dans les deux cas, être utilisé intégralement ; j'arrive par contre à une conclusion inverse (voir pages 637 et 645).

Le Dr. Enyedi semble toutefois ne pas avoir tenu compte de ce fait essentiel, qu'il exprime en particulier très nettement la ligne 13 de la page 620, que mon rapport n'envisage uniquement que les colonnes enrobées de béton faisant partie d'une ossature métallique et dans lesquelles l'intervention du béton est introduite dans les calculs. L'ossature métallique est conçue suivant les principes mêmes de la construction métallique. Ceci suppose donc que l'ossature métallique est tout d'abord entièrement montée par elle-même, et que par suite elle est calculée par elle-même pour tous les efforts entrant en

ligne de compte, même pour le vent ; à cette section de métal, vient encore s'ajouter ultérieurement une section de béton, qui comporte en particulier, en tous ses points, le recouvrement de 0,05 m. répondant aux nécessités de protection contre le feu. Il s'agit donc ici de tout autre chose que d'une ossature en béton armé, dont l'armature rigide serait montée étage par étage et enrobée de béton, les calculs étant effectués suivant les règles applicables au béton armé, règles qui laissent toute liberté en ce qui concerne les dimensions des sections et la disposition des armatures et qui ne prévoient pas le revêtement de 0,05 m. Je n'ai nullement envisagé de traiter la construction en béton armé proprement dit, ainsi d'ailleurs qu'il résulte nettement du paragraphe d'introduction à ce rapport ; cette question est en effet traitée spécialement dans le rapport VII-2-2 présenté par le Dr. Emperger.

J'étudie d'ailleurs dans mon rapport deux dispositions différentes pour la construction de la charpente métallique destinée à recevoir un enrobage ultérieur de béton ; dans le résumé, page 645 et dans la ligne 3 de la page 639, j'indique d'ailleurs des dispositions permettant d'améliorer les résultats les plus défavorables, en particulier lorsqu'il s'agit de l'acier St. 52 ; on pourra, par exemple, adopter pour les poteaux, des sections de métal de formes différentes de celles que l'on emploie jusqu'à maintenant en construction métallique. Il importe de signaler également que, dans les constructions à nombre d'étages réduit et lorsque l'on emploie des profilés à larges ailes, les résultats sont plus favorables ; toutefois, lorsque le nombre d'étages est important, ces profilés ne sont pas suffisants, on a recours à des semelles qui impliquent une rivure continue d'un prix élevé et des assemblages disgracieux dans les sous-poutres, les difficultés dues aux moments à supporter conduisant ainsi, dans le cas de nombreux étages, à un prix de revient élevé. C'est pourquoi les recherches sont limitées à la disposition ordinaire des colonnes constituées par deux profilés en I, qui laissent entre eux l'intervalle nécessaire pour les insertions et les appuis, même lorsqu'il s'agit de sous-poutres fortes. Cette disposition fondamentale des sections de colonnes ne peut toutefois plus être maintenue lorsque le nombre d'étages est considérable (je signalerai que les recherches ont porté sur une construction de 20 étages au-dessus du sol).

Il faut ajouter que l'ossature métallique proprement dite est également calculée pour résister au vent, dans des conditions très défavorables, mais parfaitement possibles, en ce qui concerne les surfaces exposées au vent, et telles que toutes les colonnes et sous-poutres qui se trouvent les unes derrière les autres peuvent être exposées au vent. Enfin, il ne faut pas perdre de vue que les sections de métal ont été calculées d'après les Règlements au sujet de la flexion et du flambage (Cas I, page 629), point qui n'a certainement pas été pris en considération par le Dr. Enyedi. Dans le cas I a, et dans un but d'économie, on a tout d'abord calculé les colonnes métalliques à la compression et à la flexion, prenant égard à l'affaiblissement par les rivets ; on a ensuite cherché quel degré de sécurité on obtenait ainsi contre le flambage ; on a trouvé (page 636) le chiffre de 1,6 avec l'acier St. 37 et de 1,36 seulement avec l'acier St. 57 par rapport à la limite d'écoulement. Lorsque l'on étudie l'économie d'une construction et l'utilisation au mieux de l'acier, le degré de sécurité que l'on se propose de réaliser intervient donc également, même s'il s'agit,

lorsque les supports ne sont pas enrobés, de contraintes non permanentes.

Si le Dr. Enyedi a tiré ses conclusions en ce qui concerne l'utilisation des armatures rigides des colonnes de l'étude publiée par lui dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Volume I, page 117, ses objections s'expliquent aisément. Le Dr. Enyedi envisage en effet uniquement, dans cette étude, des colonnes soumises à la compression, sans prendre en considération les efforts dus au vent et les moments des charges ; or, ainsi que le nécessite l'étude d'une ossature métallique, j'ai précisément tenu compte de ces éléments dans mon rapport, cette influence étant d'ailleurs très importante tout au moins en ce qui concerne les étages inférieurs, ainsi qu'on peut le voir par les tableaux 1 à 12. En outre, Enyedi considère uniquement des colonnes de section octogonale, tandis que dans mon rapport, il est question de sections carrées.

Les indications ci-dessus ont une valeur de principe et confirment l'exactitude de mes conclusions, qui s'appliquent aux colonnes de constructions à étages.

Dans la formule 1, page 625 de mon rapport, le Dr. Enyedi propose en particulier de remplacer le coefficient 14,42 par 15 ; je préciserai à ce sujet que cette valeur de 14,42 résulte de séries d'essais effectués suivant les indications de Saliger sur des colonnes rectangulaires, en tenant compte des Règlements Tchécoslovaques. Il faut indiquer également que ce n'est d'ailleurs pas là la cause des divergences qui existent entre les conclusions du Dr. Enyedi et les miennes. Cette valeur dépend en effet de la résistance sur le prisme du béton employé, de la limite de résistance du métal à la compression et du coefficient de sécurité adopté. Dans certaines conditions, cette valeur pourrait même, dans le cas de l'acier St. 37, dépasser 15.

Les objections du Dr. Enyedi aux conclusions de mon rapport en ce qui concerne les poutres enrobées de béton ne sont pas non plus exactes. Il est évident qu'un plancher ordinaire constitué par des profilés enrobés de béton peut être calculé de telle sorte que l'armature rigide soit soumise, dans les fibres inférieures du métal, précisément à la contrainte admissible.

Si toutefois une telle poutre, ou sous-poutre se trouve soumise, avant même l'enrobage, à l'influence des moments dus au vent, ses dimensions sont déterminées à l'avance ; si ensuite, pour l'enrobage dans le béton, on adopte le revêtement minimum prescrit, il en résulte une double atteinte à la latitude qu'offrent les calculs, et l'on peut même se trouver conduit à des contraintes trop élevées dans le béton, ainsi qu'il est indiqué à la page 632 de mon rapport. On pourra voir à la page 631 que l'auteur tient toutefois compte des moments dus au vent pour les sous-poutres ; il a également indiqué toutes les dispositions à prendre pour assurer l'économie de la construction.

La comparaison du Dr. Enyedi avec les travaux de Melan et de Spangenberg, au sujet des ponts, n'est pas opportune, car il s'agit là de pièces comprimées dans des conditions différentes de celles qui ont été envisagées dans mon rapport.

Contribution à la discussion du rapport VII-A-2 du Dr. F. v. Emperger concernant le calcul des colonnes à armatures rigides.

La loi d'addition d'Emperger concernant les colonnes en béton armé avec

armatures rigides et frettage résulte de différentes séries d'essais pour l'état de rupture. On verra toutefois, d'après ma contribution à la discussion du rapport VII-A-3, que dans les colonnes à armatures rigides et frettage et pour la zone des charges normales, les contraintes effectives dans le béton et dans les fers diffèrent sensiblement de celles qui correspondent au quotient des contraintes à la rupture par le coefficient de sécurité lorsque le calcul de ces colonnes est basé sur la capacité de charge, ainsi que le préconise Emperger. Des essais seraient encore nécessaires, en vue de déterminer les contraintes dans le béton et dans les fers dans la zone des charges normales et d'en déduire une relation entre ces contraintes et celles qui se manifestent à l'état de rupture. Les essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant ne sont en effet pas suffisants à ce sujet; il est en particulier nécessaire de mesurer les contraintes dans le frettage, afin de pouvoir établir d'une manière définitive le calcul de telles colonnes. Naturellement, il importe de contrôler simultanément toutes les caractéristiques des différents matériaux employés.

Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER,
Beratender Ingenieur, Berlin.

Die Vorträge von Dr. Emperger und Prof. Hawranek behandelten ein Gebiet, welches für den Stahlbau und den Eisenbetonbau von gleicher Wichtigkeit ist.

Ein Stahlskelett von geringen Abmessungen, nur so stark, dass es das Eigengewicht des Baues während der Ausführung zu tragen vermag, kann in Verbindung mit dem ausfüllenden und umhüllenden Beton auch die Nutzlast aufnehmen.

Bei dieser Art der Ausführung werden die Vorteile des Stahlskelettes (Montage in Unabhängigkeit vom Wetter, Zeitgewinn, Verbilligung) mit denen des Betons (Feuersicherheit, Mitwirkung des Betons zum Tragen etc.) verbunden und eine Plattform der Zusammenarbeit Stahlbau = Eisenbeton geschaffen. Erscheint die Eisenbeton-Gitterkonstruktion, wie von Lossier gezeigt und dort schon kritisiert, als abwegig, so ist die Kombination von Stahlskelett und Eisenbeton eine der wichtigsten Aufgaben der Zukunft. Es genügt aber nicht, lediglich festzustellen, in wie weit die steife Stahlarmierung mit dem ausfüllenden und umhüllenden Beton zusammenwirkt, es ist ebenso wichtig, eine geeignete Lösung der Verbindung zwischen den steifarmierten Stützen, den Deckenträgern und Unterzügen zu schaffen. Die Versuche müssen also nach dieser Richtung hin, und zwar auf der Grundlage von konstruktiv gut durchgebildeten Knotenverbindungen erweitert werden, wie es der Deutsche Stahlbau-Verband bereits in sein Programm aufgenommen hat.

Traduction.

Les Mémoires du Dr. Emperger et du Prof. Hawranek portent sur un domaine qui présente une égale importance tant pour la construction métallique que pour le béton armé.

Une ossature métallique de dimensions relativement faibles et calculée en

fait pour ne pouvoir supporter que le poids propre de l'ouvrage pendant la construction, peut fort bien, l'intervention du béton de remplissage et d'enrobage aidant, supporter également la charge utile.

Ce mode d'exécution réunit les avantages que présente l'ossature métallique (gain de temps, prix de revient plus faible, possibilité de faire le montage sans avoir à tenir compte du temps) à ceux du béton (sécurité contre le feu, participation du béton à la charge à supporter, etc...) et permet d'élever le niveau commun du travail. Si la construction en béton armé en treillis, telle l'a exposée Lossier paraît constituer une fausse route, déjà critiquée d'ailleurs, la fusion de l'ossature métallique et du béton armé n'en est pas moins l'une des solutions les plus intéressantes de l'avenir. Il ne suffit toutefois pas de déterminer uniquement dans quelle mesure l'armature métallique rigide et le béton de remplissage et d'enrobage sont susceptibles de « s'associer » ; il est également essentiel d'arriver à une solution satisfaisante en ce qui concerne la liaison entre les appuis munis d'armatures rigides, les poutrelles de plancher et les sous-poutres elles-mêmes. Les recherches expérimentales doivent donc être poursuivies dans le sens ci-dessus, en vue de réaliser des assemblages parfaitement sains et pratiques. C'est dans ce sens que le Groupement Allemand de la Construction Métallique (Stahlbauverband) a établi son programme.

VII A 4.

POUTRELLES MÉTALLIQUES COMBINÉES AVEC DU BÉTON OU DU BÉTON ARMÉ ET TRAVAILLANT A LA FLEXION

PROFILTRÄGER, KOMBINIERT MIT BETON ODER EISENBETON, AUF BIEGUNG BEANSPRUCHT

GIRDERS, COMBINED WITH CONCRETE OR REINFORCED CONCRETE, SUBJECTED TO BENDING

C. H. LOBBAN, D. Sc.,
Chartered Civil Engineer, London.

Voir « Publication Préliminaire », p. 647. — Siehe « Vorbericht », S. 647.
See “ Preliminary Publication ”, p. 647.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

Dr. Ing. G. v. KAZINCZY.
Baurat, Budapest.

Es ist schon lange bekannt, dass die Durchbiegungen der einbetonierten Deckenträger kleiner ausfallen, als die der nicht ummantelten. Da die Spannungen von der Verformung des Trägers abhängen, entsteht die Frage,