

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

Band: 1 (1932)

Rubrik: VII A. Girders in conjunction with concrete

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: 28.03.2026

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

VII

Septième Séance de travail.

Siebte Arbeitssitzung.

Seventh Working Meeting.

CONSTRUCTIONS MIXTES EN BÉTON ET POUTRELLES EN ACIER VERBINDUNG VON EISERNEN TRÄGERN MIT BETON GIRDERS IN CONJUNCTION WITH CONCRETE

VII A 1.

POUTRELLES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON. RAPPORT D'INTRODUCTION VERBINDUNG VON EISERNEN TRÄGERN MIT BETON EINLEITENDES REFERAT GIRDERS IN CONJUNCTION WITH CONCRETE. INTRODUCTORY REPORT

Dr. Ing. LUIGI SANTARELLA,
Professeur à l'École Polytechnique de Milan.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 587. — *Siehe auch « Vorbericht »*, S. 537.
See also " Preliminary Publication ", p. 587.

Le Prof. Dr. Ing. Luigi Santarella, de Milan, résume son rapport d'introduction en relevant les avantages qu'on réalise avec les constructions mixtes en béton et poutrelles en acier.

Il indique que même dans les pays où le coût de l'acier est relativement moins élevé que le coût du béton, et dans les constructions comportant un grand nombre d'étages ou une destination spéciale, il est très intéressant d'enrober la charpente métallique dans un béton simple ou armé. On augmente ainsi considérablement la résistance et la rigidité de la construction, la sécurité contre l'incendie et on réalise une protection meilleure de la charpente métallique.

Le béton et l'acier sont deux matériaux dont la mise en œuvre simultanée, dans des conditions judicieuses, permet de conférer aux ouvrages de remarquables et fort heureuses caractéristiques d'élasticité et de résistance.

VII A 2.

COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON OU DE BÉTON ARMÉ

VERBUNDSÄULEN

COMPOSITE COLUMNS

Dr. techn. e. h. F. v. EMPERGER,
Oberbaurat, Wien.

Voir « Publication Préliminaire », p. 595. — Siehe « Vorbericht », S. 595.
See " Preliminary Publication ", p. 595.

Participant à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participant in the discussion :

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

Der Sicherheitsgrad von einbetonierten Stahlsäulen. Bemessungsformeln.

Der Sicherheitsgrad von zentrisch belasteten Eisenbetonsäulen wird vielfach auf die Bruchlast der Säule bezogen. Es wäre aber natürlich unzutreffend, daraus ableiten zu wollen, dass sich die tatsächlichen Spannungen im Eisen und Beton für die Gebrauchslast dem Sicherheitsgrad γ entsprechend gleichzeitig im selben Masse gegenüber den Spannungen im Bruchstadium reduzieren. Bei dreifacher Sicherheit werden also die für die Gebrauchslasten auftretenden Spannungen nicht jenen gleich sein, die sich aus der Division der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsgrad ergeben. Wie Versuche zeigen, ist der Unterschied solcher rechnermässiger Spannungen gegenüber den tatsächlich auftretenden ziemlich gross.

Wenn es auch notwendig ist, den Verlauf des Verhaltens einer Säule bis zum Bruch versuchstechnisch und wissenschaftlich zu verfolgen, so interessiert den ausführenden Ingenieur bei der Bemessung von einbetonierten Stahlsäulen vor allem der Bereich der Spannungen in den Einzelstoffen für die Gebrauchslasten, da eine weitere Belastung im Bauwerk bis zum Bruch nicht vorkommt und sonst für die Gebrauchslasten die zulässigen Inanspruchnahmen vorgeschrieben sind, also eingehalten werden sollen. So lange kein Knicken der Säule in Frage kommt, sind nach den Vorschriften die Spannungen nachzuweisen, die den rechnerischen gegenübergestellt werden und die Rechenmethoden sollen derart sein, dass diese auch den tatsächlich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, entsprechen. Wenn dies nicht zutrifft, muss das Rechenverfahren abgeändert werden.

Liegen nun die tatsächlich gemessenen Betonspannungen wesentlich höher als die üblichen Rechenmethoden ergeben und werden die zulässigen Inan-

sprichnahmen des Betons, wie dies in letzter Zeit in verschiedenen Ländern geschehen ist, höher hinaufgesetzt, so können sich die wirklichen Betonspannungen bei der durch Versuche nachgewiesenen oft bedeutenden Streuung im positiven oder negativen Sinne, im letzteren Falle der Druckfestigkeiten des Betons, bedenklich nähern.

Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen

Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung.

Auswertung von Versuchen Dr. Saligers.

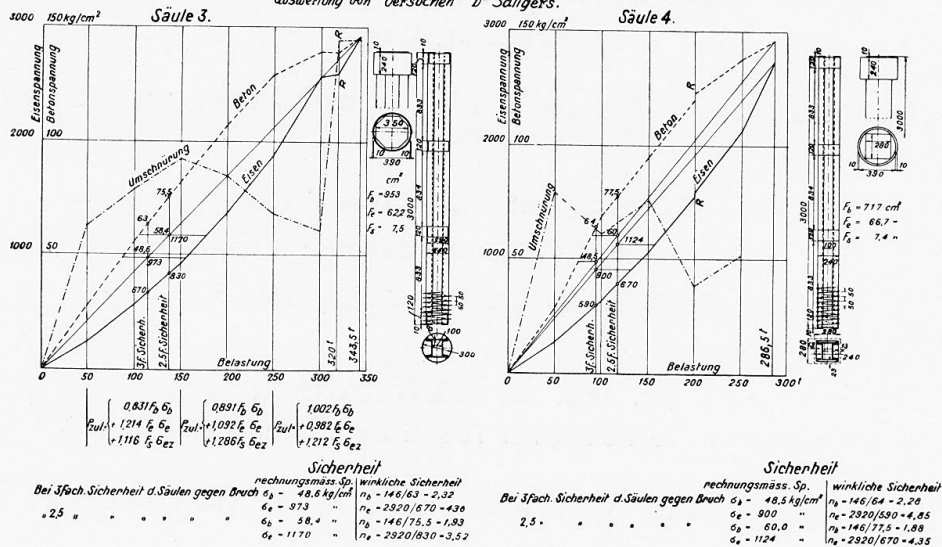


Fig. 1 et 2.

Essais sur poteaux en acier enrobés de béton. — Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen. — Tests on steel columns encased in concrete.

Contraintes résultantes et coefficient de sécurité. Charge axiale centrée. — Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung. — Stresses and degree of safety with central loading.

Interprétation des essais du Dr. Saliger. — Auswertung von Versuchen Dr. Saligers. — Application of Dr. Saliger's tests.

Poteau. — Säule. — Column.

Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in steel.

Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.

Frettage. — Umschnürung. — Circular reinforcement.

Béton. — Beton. — Concrete.

Acier. — Eisen. — Steel.

Coefficient de sécurité 3. — 3 fache Sicherheit. — Three-fold safety.

Charge. — Belastung. — Load.

Sécurité. — Sicherheit. — Safety.

Contraintes calculées. — Rechnungsmässige Spannungen. — Calculated stresses.

Sécurité effective. — Wirkliche Sicherheit. — Actual safety.

Pour un coefficient de sécurité de 3, pour les poteaux, contre la rupture, on a : $\sigma_b = 48,6 \text{ kg/cm}^2$. — Bei 3 fache. Sicherheit d. Säulen gegen Bruch $\sigma_b = 48,6 \text{ kg/cm}^2$. — With three-fold safety of column against breakdown $\sigma_b = 48,6 \text{ kg/cm}^2$.

Da das Bestreben gerechtfertigt ist, die Spannungsberechnungen mit den Messungen der wirklich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, zur Uebereinstimmung zu bringen, soll die nachstehende Arbeit eine Klärung dieser Frage versuchen.

Setzt man also entsprechend dem Additionsgesetz nach Emperger für Säulen die zulässige Tragkraft

$$P_{zul} = \frac{1}{\gamma} (F_b s_b + F_e s_e + F_{ez} s_{ez}) = \frac{1}{\gamma} P_{Bruch}; \text{ wobei}$$

s_b die Prismenfestigkeit des Betons.

s_e die Stauchgrenze der Längsbewehrung

s_{ez} die Streckgrenze der Umschnürung bedeuten, so erhält man in der Säule bei Berücksichtigung des Gesichtspunktes der Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen beider Baustoffe zu viel Eisen und zu wenig Beton.

Zur Begründung seien die Versuche Prof. Dr. Saligers herangezogen (Der Bauingenieur 1931, Heft 15/16) und zwei Säulen herausgegriffen.

1) Die Säule Nr. 3 mit achteckigem Querschnitt, Bewehrung 2 C-Eisen Nr. 18 sowie der Umschnürung von $\varnothing 7$ mm Stärke und einer Ganghöhe von 5 cm und

2) Die Säule Nr. 4 mit quadratischem Querschnitt und der gleichen Bewehrung und Umschnürung.

In Abb. 1 wurden als Abszissen die Belastungen der Säule, als Ordinaten die Eisen- und Betonspannungen eingetragen. Die Spannungen des Betons sind aus den gemessenen Verkürzungen auf Grund der versuchstechnisch festgelegten Spannungsdehnungslinie ermittelt, auch die Eisenspannungen sind aus den unmittelbar gemessenen Verkürzungen abgeleitet. Man erhält dann eine Betonlinie und eine Eisenspannungslinie, ausserdem sind die Spannungen, die der Umschnürung entsprechen, eingetragen. Letztere sind jedoch nicht gemessen worden, sondern für die einzelnen Belastungsstufen aus dem Additions-gesetz abgeleitet. Jene Belastungen, bei denen die ersten Risse in der Schale aufgetreten sind, wurden mit R bezeichnet.

Endlich wurden noch Gerade gezogen, die die Spannungen im Bruchstadium mit dem Koordinatennullpunkt verbinden. Sie geben die Spannungen bei Annahme eines proportionalen Verlaufes der Spannungszunahme. Die Eisenlinie liegt unter der Geraden, die Betonlinie als Kurve darüber (Abb. 1 und 2).
Säule Nr. 3

Im Bruchstadium ist die		146	kg/cm ²
	Betonspg.	2920	» »
Bei 3-facher Sicherheit kommt die		48,6	» »
	Betonspg.	973,0	» »
Bei 2,5 » » » »		58,4	» »
	Betonspg.	1170	» »
	Eisenspg.	in Betracht.	

Nun beträgt aber bei :

3-facher Sicherheit die tatsächl.		Betonspg.	63,0	kg/cm ²
		Eisenspg.	670	» »
2,5 » » » »		Betonspg.	75,5	» »
		Eisenspg.	830	» »

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.		Betonspg. um	30 %	grösser
		Eisenspg.	31 %	kleiner
2,5 » » » »		Betonspg. um	29 %	grösser
		Eisenspg.	29 %	kleiner

Wir sehen, dass die Unterschiede zu Ungunsten des Betons erheblich sind und dass der eigentliche Sicherheitsgrad, wenn man ihn auf die tatsächlichen

Gebrauchsspannungen bezieht bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch

beim Beton bloss 2,32, beim Eisen aber 4,36

2,5 -facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch

beim Beton bloss 1,95, beim Eisen aber 3,52 beträgt.

Dimensioniert man daher nach dem Additionsgesetz, so wird das Eisen nicht ausgenützt, hingegen der Beton überbeansprucht. Es besteht also bei der wirklich um etwa 30 % höheren Beanspruchung des Betons bei nicht sachgemässer Ausführung eine grössere Gefahr. Wurde zu nass betoniert, so wird das Ergebnis noch schlechter.

Um zu sehen, welchem Gesetze die wirklich auftretenden Spannungen σ_b , σ_e , σ_{ez} (Umschnürung) in diesem Falle gehorchen, wurden Formeln entwickelt, und für die ersten drei Belastungsstufen, das ist 50, 100, 150 t aus drei Gleichungen mit drei Unbekannten errechnet. Dieser Bereich I fällt in jenen der Gebrauchslasten; dann wurden noch für 150, 200, 250 t (Bereich II) und 250, 300, 343,5 t (Bereich III) die Formeln für die jeweilige Last P und die dabei auftretende Spannung aufgestellt. Sie lauten :

$$\text{Bereich I} \quad P = 0,831 F_b \cdot \sigma_b + 1,214 F_e \cdot \sigma_e + 1,116 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Bereich II} \quad P = 0,891 F_b \cdot \sigma_b + 1,092 F_e \cdot \sigma_e + 1,286 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Bereich III} \quad P = 1,002 F_b \cdot \sigma_b + 0,982 F_e \cdot \sigma_e + 1,212 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

Man sieht, dass für den Bruchbereich III die Bruchlast der Säule annähert durch

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e + 1,2 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

ausgedrückt werden kann; aber für den Bereich der Gebrauchslast etwa mit

$$P_{zul} = 0,83 F_b \cdot \sigma_b + 1,20 F_e \cdot \sigma_e + 1,12 F_s \cdot \sigma_{ez} \dots A)$$

gerechnet werden sollte, damit Uebereinstimmung herrscht. Der Beton hatte in diesem Falle, wie im folgenden, eine Würfelfestigkeit von 190 kg/cm² und eine mittlere Prismenfestigkeit von 146 kg/cm². Die Stauchspannung des Stahles betrug im Mittel 2790 kg/cm², die Streckspannung der Umschnürung 2890 kg/cm².

Säule Nr. 4, Abb. 2.

Für diese quadratische Säule ergeben sich ganz ähnliche Verhältnisse. Hier ist für die

Bruchlast :

die Betonspannung 146,0 kg/cm²

» Eisenspannung 2730,0 » »

daraus ergibt sich bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit d. Betonspng. 48,6 kg/cm²

Eisenspng. 900,0 » »

2,5 » » » Betonspng. 60,0 kg/cm²

Eisenspng. 1124,0 kg/cm²

Die tatsächlich gemessenen Spannungen sind aber bei :

3-facher Sicherheit die Betonspannung 64,0 kg/cm²

Eisenspannung 590,0 » »

2,5 » » » Betonspannung 77,5 kg/cm²

Eisenspannung 670,0 » »

Haag, über « Säulenversuche des holländischen Betonvereines in Amsterdam ».

In dieser Serie von 97 Versuchen sind auch Säulen mit steifen Profilen untersucht worden. Nur eine der Säulen sei beliebig herausgegriffen und in gleicher Weise wie die vorherigen untersucht, soweit sich dies aus den Angaben der Veröffentlichung machen liess, und in Abb. 3 wiedergegeben.

Die Abmessungen der Säule sind nachstehende :

Säulenquerschnitt 24×24 cm.

Steife Bewehrung 4 Winkel 55/55/10 mm.

Umschnürung Durchmesser $\varnothing = 3$ mm, Ganghöhe 2,5 cm.

Betonwürfelfestigkeit 188 kg/cm^2 .

Betonprismenfestigkeit 138 kg/cm^2 .

Streckgrenze der Umschnürung 2600 kg/cm^2 .

Der Abbildung ist in gleicher Weise wie früher zu entnehmen, dass

bei 3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspng. um	30,0 % grösser	Eisenspng. »	43,4 % kleiner
bei 2,5 » » » »	Betonspng. »	25,5 % grösser	Eisenspng. »	39,2 % kleiner ist.

Untersucht man noch andere Säulen, so findet man ein ganz ähnliches Verhalten. Die Grösse der Unterschiede zwischen gerechneten und gemessenen Spannungen sind offenbar von der Betonqualität und von der Stärke der Umschnürung, sowie von den Stahleigenschaften abhängig und es scheint, dass diese Unterschiede bei besserer Güte der Baustoffe kleiner werden, immer aber noch erheblich sind. Die Spannungen in der Umschnürung wurden nicht gemessen.

In den Abb. 1) und 2) sind auch die Spannungsanteile der Umschnürung eingetragen, sie sind jedoch errechnet. Aus dem Verlauf der Linien lässt sich nichts positives sagen, höchstens, dass ihr Verlauf doch mehr oder weniger stetig ansteigend verlaufen müsste, abgesehen von der Nähe des Bruchstadiums, dass bei steigender Last noch ein Abfall der Kurve, wenigstens in Abb. 1 eintritt, kann nur in dem Mangel einer tatsächlichen Messung liegen.

Es ist jedenfalls klar, dass bei einer Laststeigerung bis zum Bruch jeder Teil der Säule (Beton, Längsbewehrung und Umschnürung) entsprechend seinen Eigenschaften für sich arbeitet und erst im letzten Stadium sich einer nach dem andern erschöpft und dabei zuerst die Umschnürung reisst, dadurch der Beton seiner zusammenfassenden Hülle verlustig wird und die vorher künstlich gesteigerte Stauchung sich in einer Zerstörung des Betons auslöst, so dass schliesslich bei dem geschwächten Querschnitt die Längseisen ausknicken. Diese Einzelvorgänge spielen sich zuletzt in kurzen Intervallen nach einander ab.

Weshalb man nur bei den zentrisch gedrückten Säulen aus dem Bruchstadium rechnen soll, während der weitaus grösste Teil der Druckbauglieder im Bauwerk exzentrisch beansprucht ist und dabei wiederum unter Zugrundelegung von zulässigen Spannungen gerechnet wird, ist schon der Konsequenz halber unbegreiflich.

Die in obigen Ausführungen festgestellten Tatsachen müssen noch an Hand von Versuchen geprüft werden, um die Zusammenhänge für verschiedene

Betongattungen und Bewehrungsprozente stark und steif bewehrter Säulen und ihren Einfluss auf die Spannungen im Bereich der Nutzlasten zu klären, bevor eine allgemein gültige Formel für die Berechnung von stark bewehrten und umschnürten Säulen empfohlen werden kann.

Die meisten der bisherigen Versuche lassen eine Kontrolle in dieser Hinsicht nicht zu, weil nicht alle erforderlichen Messungen vorgenommen wurden. Deshalb müssen noch weitere Versuche durchgeführt werden.

Bis dahin könnte man, da in der Formel A sowohl die Güte des Betons sowie des Stahls, als auch die Stärke der Bewehrung und Umschnürung mittelbar oder unmittelbar berücksichtigt ist, für das Stadium der Gebrauchslasten und unter Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen benützten und zwar für kreisrunde und achteckige Säulen; für quadratische Säulen wird die Formel B noch überprüft werden müssen.

Traduction.

Le degré de sécurité des colonnes en acier enrobées de béton.
Formules de calcul.

La marge de sécurité des colonnes en béton armé soumises à une charge centrée est souvent rapporté à la charge de rupture de la colonne. Il ne serait toutefois naturellement pas légitime de vouloir en déduire que les contraintes effectives dans les fers ou dans le béton, dans le cas de la charge normale, sont en comparaison avec des contraintes qui correspondent à l'état de rupture, dans le même rapport que cette marge de sécurité γ . Dans le cas d'une marge de sécurité de 3, les contraintes qui sont mises en jeu pour les charges en service normal ne sont nullement égales à celles que donnerait le quotient des contraintes correspondant à la rupture par le coefficient de sécurité. Ainsi que l'on peut le constater expérimentalement, l'écart entre ces contraintes calculées et les contraintes qui se manifestent effectivement est passablement élevé.

Si l'on envisage la nécessité d'étudier la manière dont se comporte une colonne en béton armé jusqu'à sa rupture, tant du point de vue expérimental que du point de vue théorique on se trouve amené, en pratique, dans le calcul des colonnes en acier enrobées de béton, à faire porter l'étude sur le domaine des contraintes qui se manifestent dans les éléments individuels pour les charges normales de service, car il n'y a pas à envisager, en construction, une surcharge allant jusqu'à la rupture; d'ailleurs, les contraintes admissibles sont prévues pour les charges normales, c'est donc dans ces conditions qu'il faut en tenir compte. Tant que la question du flambage des colonnes n'intervient pas, il faut, d'après les règlements, contrôler les contraintes qui correspondent aux efforts calculés et les méthodes de calcul doivent être conçues de telle sorte que ces valeurs calculées elles-mêmes puissent correspondre précisément, dans toute la mesure du possible, à la manière dont se présentent les contraintes effectives. Si ce n'est pas le cas, il faudra modifier les méthodes de calcul.

Si les contraintes effectives mesurées dans le béton se trouvent notablement

au-dessus des valeurs fournies par les méthodes de calcul courantes et si par ailleurs les contraintes admissibles ont été relevées, ce qui s'est produit récemment dans certains pays, il pourra se faire, en tenant compte de la dispersion dans les deux sens que mettent souvent en évidence les essais, que les contraintes effectives accusent, dans le cas le plus défavorable, des valeurs dangereusement voisines de la rupture du béton à la compression.

Il est donc légitime de s'efforcer de faire concorder les contraintes calculées avec les valeurs des mesures des contraintes qui se manifestent effectivement, cela dans toute la mesure du possible et nous nous proposons, dans les lignes qui suivent, de donner quelques précisions à ce sujet.

Si, suivant la loi d'addition ou de superposition d'Emperger, on admet pour la puissance portante admissible des colonnes l'expression suivante :

$$P_{zul} = \frac{1}{\gamma} (F_b s_b + F_e s_e + F_{ez} s_{ez}) = \frac{1}{\gamma} P_B$$

dans laquelle on désigne par :

- P_{zul} la charge admissible ;
- P_B la charge de rupture ;
- s_b la résistance du prisme de béton ;
- s_e la limite de compression de l'armature longitudinale ;
- s_{ez} la limite d'écoulement du frettage ;

on obtient pour la colonne, en tenant compte du principe de l'observation des contraintes admissibles dans les deux matériaux, d'une part, une section de fers trop importante, d'autre part, une section de béton trop faible.

Nous ferons appel, pour justifier ce point de vue, aux essais du Professeur Dr. Saliger (Der Bauingenieur, 1931, n° 15/16) et considérerons deux colonnes :

1. — La colonne n° 3, de section octogonale, avec armature constituée par deux fers $\square$ n° 18 et un frettage en hélice, en fils de 7 mm. de diamètre, suivant un pas de 5 cm ;

2. — La colonne n° 4, de section carrée, comportant la même armature et le même frettage.

Dans la figure 1, on a porté en abscisses les charges sur la colonne, en ordonnées les contraintes dans les fers et dans le béton. Les contraintes dans le béton ont été déterminées à partir des contractions mesurées et sur la base du diagramme de déformation établi expérimentalement. De même, les contraintes dans les fers ont été déterminées à partir de la mesure directe des contractions. On obtient ainsi une courbe pour le béton et une courbe pour les fers. On a tracé également une courbe représentant les contraintes dans le frettage. Ces dernières n'ont toutefois pas été mesurées, mais bien déduites, d'après la loi d'addition, pour les différents régimes de charge. Toutes les charges pour lesquelles se manifestent les premières fissurations dans l'enveloppe, sont marquées par la lettre R.

On a également tracé des droites qui joignent les valeurs des contraintes à l'état de rupture à l'origine des coordonnées. Ces droites représentent les contraintes qui correspondent à l'hypothèse d'une proportionnalité des accroissements. La courbe des fers est au-dessous, la courbe du béton au-dessus des droites correspondantes (figures 1 et 2).

Colonne n° 3.

A l'état de rupture, les contraintes sont les suivantes :

Béton.....	146 kg/cm ² ;
Fers.....	2920 kg/cm ² .

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton.....	48,6 kg/cm ² ;
Fers.....	973 kg/cm ² .

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton.....	58,4 kg/cm ² ;
Fers.....	1170 kg/cm ² .

Mais on obtient effectivement d'après les courbes pour un

Coefficient 3.....	Béton.....	63 kg/cm ² ;
	Fers.....	670 kg/cm ² ;
Coefficient 2,5.....	Béton.....	75,5 kg/cm ² ;
	Fers.....	830 kg/cm ² ;

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité ;

Pour le coefficient 3.....	Béton.....	30 % au dessus ;
	Fers.....	31 % au dessous ;

Pour le coefficient 2,5....	Béton.....	29 % au dessus ;
	Fers.....	29 % au dessous ;

On constate que les écarts défavorables au béton sont importants ; les coefficients de sécurité effectifs, rapportés aux contraintes normales effectives, sont les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 par rapport à la rupture :

dans le béton seul.....	2,32
dans les fers seuls.....	4,36

Pour une sécurité calculée de 2,5 par rapport à la rupture :

dans le béton seul.....	1,95
dans les fers seuls.....	3,52

Si l'on effectue donc les calculs d'après la loi d'addition, les fers ne sont pas intégralement utilisés, tandis que le béton est surchargé. Lorsque l'exécution du bétonnage ne répond pas à toutes les exigences, il en résulte donc un risque notable sous l'influence de cette surcharge de l'ordre de 30 %. Si le mélange est trop humide, les conditions sont encore plus défavorables.

Afin de se rendre compte à quelle loi les contraintes effectives σ_b , σ_e , σ_{et} obéissent en pareil cas, des formules ont été établies donnant, pour les trois premiers régimes de charges, de 50, 100 et 150 tonnes, trois équations à trois inconnues, la zone I ainsi définie correspondant aux charges normales ; on a également développé ces formules pour une zone II, définie par 150, 200 et 250 tonnes, et pour une zone III définie par 250, 300 et 343,5 tonnes, pour chacune des charges P et des contraintes effectives correspondantes.

On obtient ainsi :

$$\text{Zone I : } P = 0,831 F_b \cdot \sigma_b + 1,214 F_e \cdot \sigma_e + 1,116 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Zone II : } P = 0,891 F_b \cdot \sigma_b + 1,092 F_e \cdot \sigma_e + 1,286 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Zone III : } P = 1,002 F_b \cdot \sigma_b + 0,982 F_e \cdot \sigma_e + 1,212 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

On voit que pour la zone de rupture III, la charge de rupture de la colonne est voisine de :

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e + 1,2 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

tandis que pour la zone correspondant aux charges normales, et pour réaliser la concordance, il faudrait appliquer la relation :

$$P_{zul} = 0,83 F_b \cdot \sigma_b + 1,20 F_e \cdot \sigma_e + 1,12 F_s \cdot \sigma_{ez} \quad (A)$$

Dans le cas considéré, de même que dans le cas qui suit, le béton accusait sur le cube une résistance de 190 kg/cm² et sur le prisme une résistance moyenne de 146 kg/cm². La contrainte de compression de l'acier des fers atteignait en moyenne 2790 kg/cm² et la contrainte d'écoulement du fretage atteignait 2890 kg/cm².

Colonne n° 4 (figure 2).

On obtient, pour cette colonne de section carrée, des résultats absolument semblables, on a ici pour la charge de rupture :

Béton.....	146 kg/cm ² ;
Fers.....	2730 kg/cm ² .

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton.....	48,6 kg/cm ² ;
Fers..	900 kg/cm ² .

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton.....	60 kg/cm ² ;
Fers.....	1124 kg/cm ² .

Or les contraintes effectives mesurées sont les suivantes :

Coefficient 3....	Béton.....	64 kg/cm ² ;
	Fers.....	590 kg/cm ² .
Coefficient 2,5...	Béton.....	77,5 kg/cm ² ;
	Fers.....	670 kg/cm ² .

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3...	Béton....	32 % au-dessus
	Fers....	34,4 % au-dessous
Pour le coefficient 2,5..	Béton....	29 % au-dessus
	Fers....	40 % au-dessous

Les coefficients de sécurité effectifs sont donc les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 :

dans le béton seul.....	2,28
dans les fers seuls.....	4,85

Pour une sécurité calculée de 2,5 :

dans le béton seul.....	1,88
dans les fers seuls.....	4,35.

Les écarts sont donc, dans la colonne carrée, encore plus prononcés et d'ailleurs dans le même sens.

Si l'on établit à nouveau les formules correspondant aux zones I et II pour les charges correspondant à 3 groupes d'équations (la zone III ne donnant pas des résultats certains à cause de l'influence du fretage) pour les mêmes régimes de charge et en faisant intervenir les contraintes effectives correspondantes, on obtient :

$$\text{Zone I : } P = 0,986 F_b \cdot \sigma_b + 1,02 F_e \cdot \sigma_e + 1,015 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Zone II : } P = 0,976 F_b \cdot \sigma_b + 1,027 F_e \cdot \sigma_e + 1,018 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

On constate que dans la zone des charges normales, ces valeurs sont assez voisines de la loi d'addition ci-dessous, tout au moins pour ce cas particulier et dans le cas d'une colonne de section carrée :

$$P_{zul} = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e + F_s \sigma_{ez} \quad (B)$$

La colonne de section octogonale accuse des écarts plus prononcés.

Dans les deux cas, on entend bien par sécurité calculée celle qui est rapportée à la charge de rupture et par sécurité effective ou sécurité propre celle qui exprime le rapport entre les contraintes qui se manifestent d'une part, à la charge de rupture, d'autre part, sous la charge normale.

Peu de temps avant le début du Congrès, paraissait, dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (Volume I, page 379) un mémoire de l'Ing. I. N. Rengers, Directeur du Laboratoire d'Essai des Matériaux de La Haye sur les « Essais sur des Colonnes, effectués par l'Association Hollandaise du Béton d'Amsterdam ».

Cette série de 97 essais a comporté aussi des essais sur colonnes armées avec des profilés rigides. Nous ne considérerons ici que l'une de ces colonnes, d'ailleurs choisie arbitrairement et nous y appliquerons le même raisonnement que précédemment, dans la mesure où les résultats publiés nous permettront de le faire (voir figure 3).

Les caractéristiques de cette colonne sont les suivantes :

Section	24 × 24 cm ;
Armature rigide.....	4 cornières de 55 × 55 × 10 mm ;
Diamètre des fils de fretage.....	3 mm ;
Pas du fretage.....	2,5 cm ;
Résistance du cube de béton.....	188 kg/cm ² ;
Résistance du prisme de béton.....	138 kg/cm ² .
Limite d'écoulement du fil de fretage.....	2600 kg/cm ² .

L'étude de la figure montre que, en raisonnant comme plus haut, les contraintes effectives sont, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3.....	Béton....	30 % au-dessus ;
	Fers.....	43,4 % au-dessous ;
Pour le coefficient 2,5.....	Béton....	25,5 % au-dessus ;
	Fers.....	39,2 % au-dessous.

Si l'on fait porter l'investigation sur d'autres colonnes, on obtient des résultats absolument semblables. La valeur de l'écart entre les contraintes calculées et les contraintes mesurées dépend d'une manière très nette de la qualité du béton et du diamètre du fil de frettage, de même que des caractéristiques de l'acier employé; il semble que cet écart soit plus faible pour une meilleure qualité des matériaux, quoiqu'ils soient toujours très nets. Les contraintes dans les fils de frettage n'ont pas été mesurées.

Sur les figures 1 et 2 sont également portées les contraintes partielles dans le frettage; elles ont toutefois été calculées. L'examen du diagramme ne permet pas d'arriver à une conclusion positive; tout au plus peut-on dire que ces contraintes montent plus ou moins régulièrement, sauf dans le voisinage de l'état de rupture et que l'irrégularité qui se manifeste, tout au moins dans la courbe de la figure 1, lorsque la charge croît, ne peut être attribuée qu'à un défaut de mesure effective.

Il est en tout cas évident que lorsque la charge croît jusqu'à la rupture, chacune des parties constitutives de la colonne travaille par elle-même suivant ses caractéristiques propres, pour céder, en définitive l'une après l'autre dans la dernière phase; la rupture commence par se produire dans le frettage, de telle sorte que l'enveloppe qui maintenait le béton se relâche et que le régime de compression qui se maintenait auparavant d'une manière en quelque sorte artificielle se résout par la destruction de ce béton et qu'en fin de compte, dans la section ainsi affaiblie, les armatures longitudinales flambent. Ces phases particulières se succèdent d'ailleurs à de courts intervalles.

Il est donc inadmissible, étant donné les conclusions auxquelles on arrive que l'on ne puisse baser les calculs sur la phase de rupture que dans les colonnes soumises à une charge centrée; la plupart des éléments travaillant à la compression, dans les ouvrages, sont en effet soumis à des charges excentrées et sont calculés en se basant sur les contraintes admissibles.

Les conclusions qui précèdent demandent encore à être contrôlées expérimentalement, afin de préciser le comportement des colonnes fortement et rigidement armées, pour différentes sortes de bétonnage et différents pourcentages d'armatures, ainsi que la répercussion de ces influences sur les contraintes qui se manifestent dans la zone des charges normales; cette étude préliminaire est nécessaire si l'on veut pouvoir aboutir à une formule de validité générale pour le calcul des colonnes fortement armées et frettées.

La plupart des essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant ne se prêtent pas à une investigation dans cet ordre d'idées, car toutes les mesures nécessaires n'ont pas été effectuées. Il est donc nécessaire de procéder à de nouveaux essais.

Jusque là, on pourrait, pour les colonnes circulaires et octogonales, utiliser la formule A, dans laquelle il est tenu compte directement ou indirectement aussi bien de la qualité du béton que de celle de l'acier, de même que de l'importance de l'armature et du frettage, cela pour la zone des charges normales et en observant les contraintes admissibles; la validité de la formule B, en ce qui concerne les sections carrées, demande à être contrôlée à nouveau.

VII A 3.

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

EINBETONIERTE STAHLSÄULEN 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./m² 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^e de la portée). Les plus hautes, pour 8 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de 0,60 (1/27^e de la portée), les moins hautes, pour 3 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de 0,30 (1/54^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

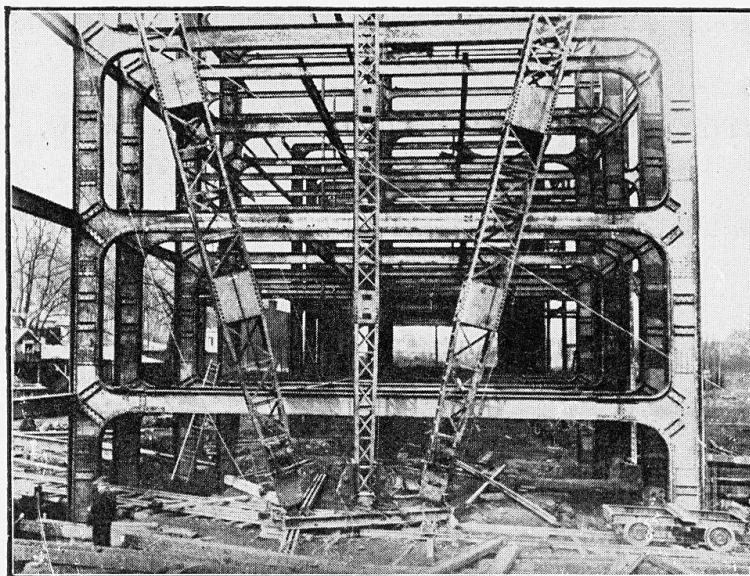


Fig. 1.
Vue de la charpente pendant le montage.
Ansicht des Ständerbaues während der Montage.
View of the steel-construction during erection.

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 Ständerbaues 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

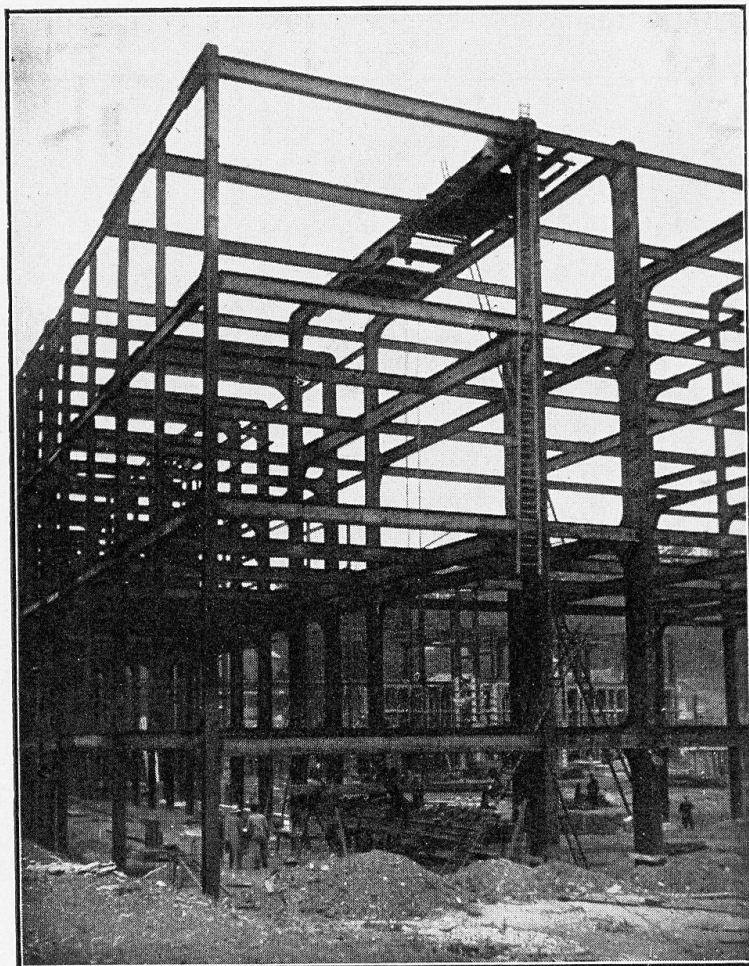


Fig. 4.

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 %

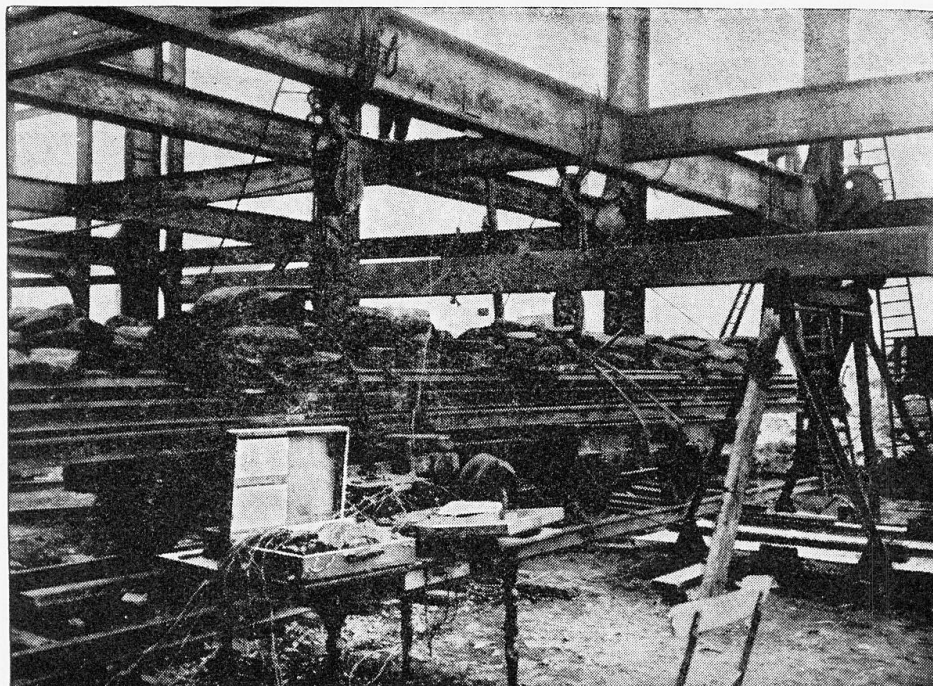


Fig. 5.

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'abouts 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'encastrement 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-Genot - Série A 16 -

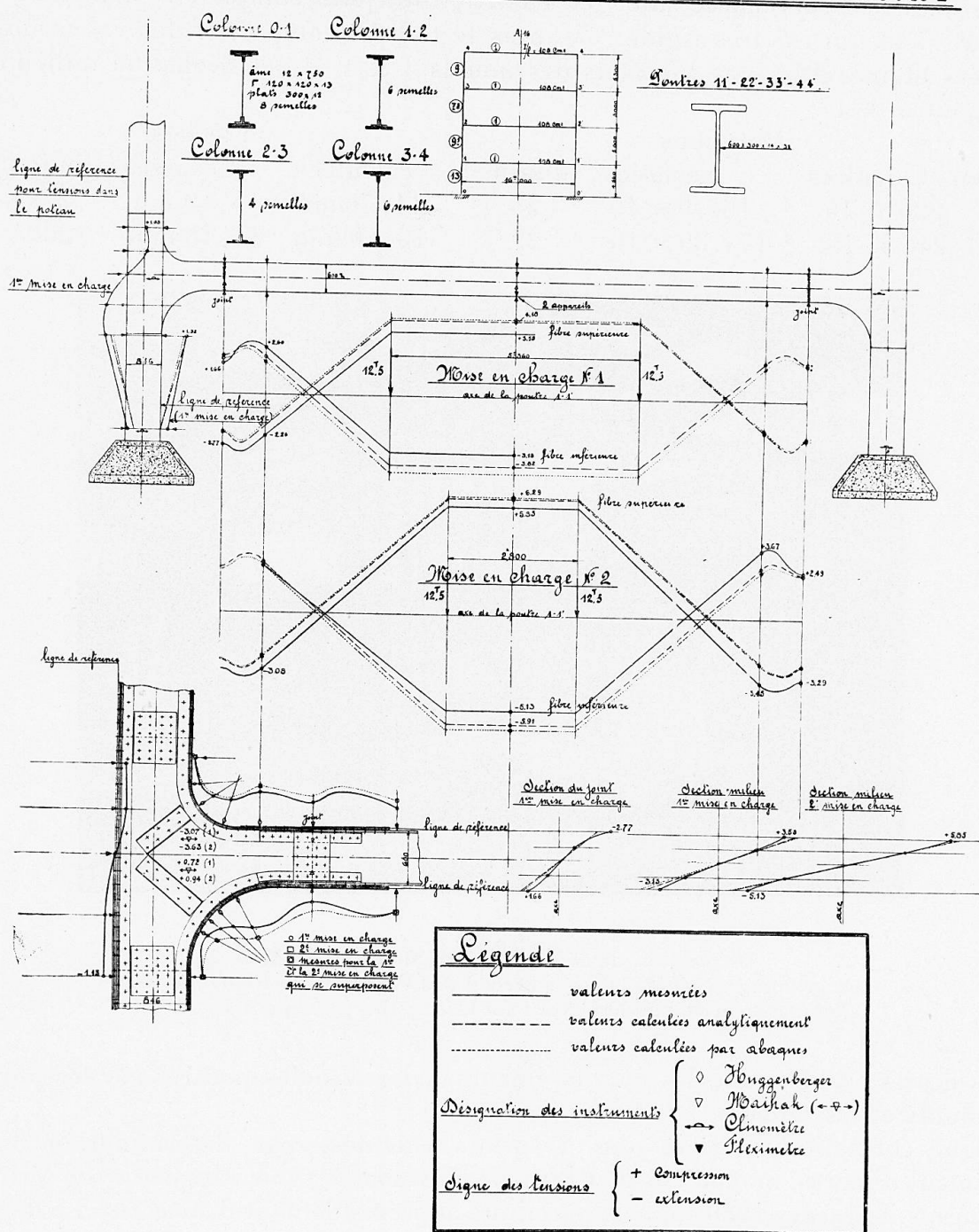


Fig. 6.

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

Versuche am Ständerbau von Val-Benoît. Binder A 16.

Test on the framework of Val-Benoît. Principal truss A 16.

Colonne = Säulen = Columns.

Poutres = Träger = Beams.

Ligne de référence pour tensions dans le poteau.

Bezugslinie für die Spannungen im Pfosten.

Reference line for tensions in the stanchion.

1^{re} mise en charge = 1. Belastung = 1st loading.

(Voir suite de la légende p. 535).

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

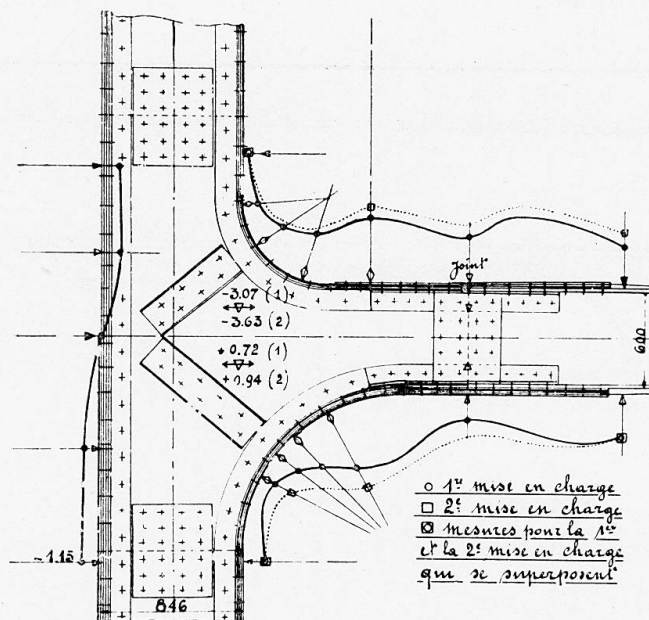


Fig. 7.

Auscultation du nœud = Untersuchung des Knotenpunktes = Investigation of the assemblage point.

Mise en charge = Belastung = Loading.

Mesures pour la 1^{re} et la 2^e 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 20-24 % 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^e 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.

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

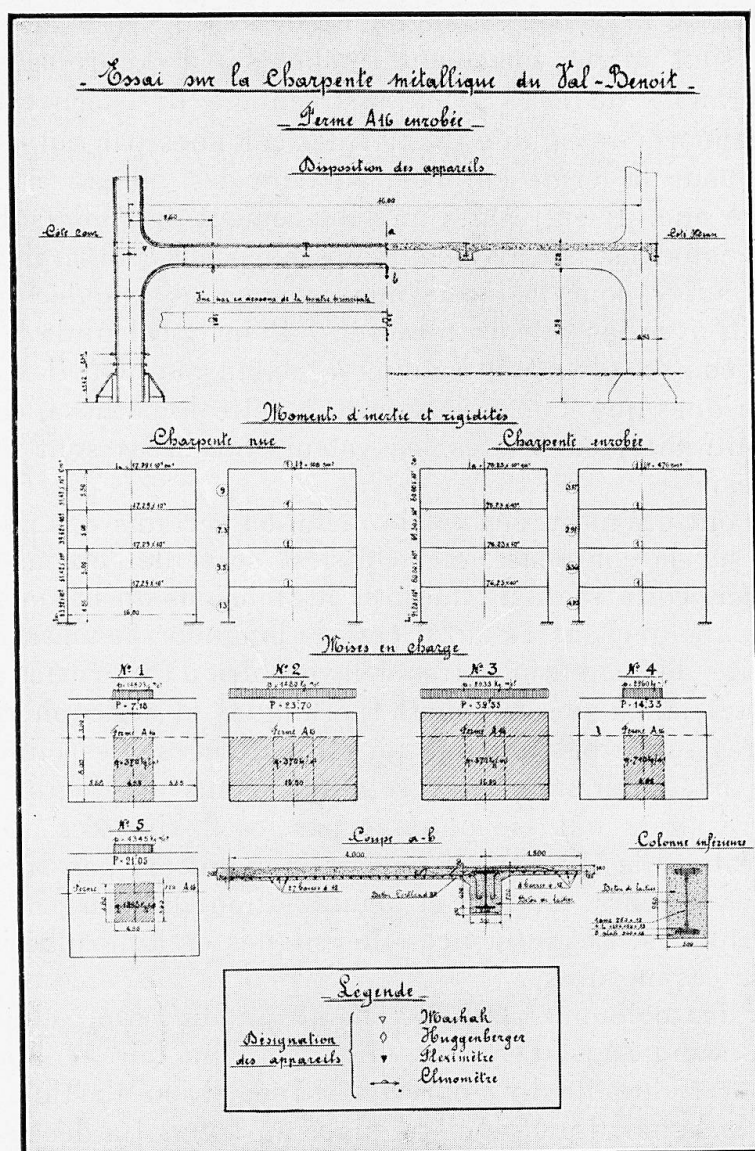


Fig. 9.

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

Versuch am Ständerbau Val-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'inflexion 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 dérégles par les chocs violents qu'ils ont supportés lors du coffrage, lors du bétonnage, du décoffrage, de l'enlèvement des élançons, 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.

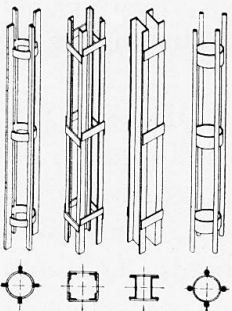


Fig. 1.

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

Die grundsätzliche Lösung des Bewehrungsgerippes, 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

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.

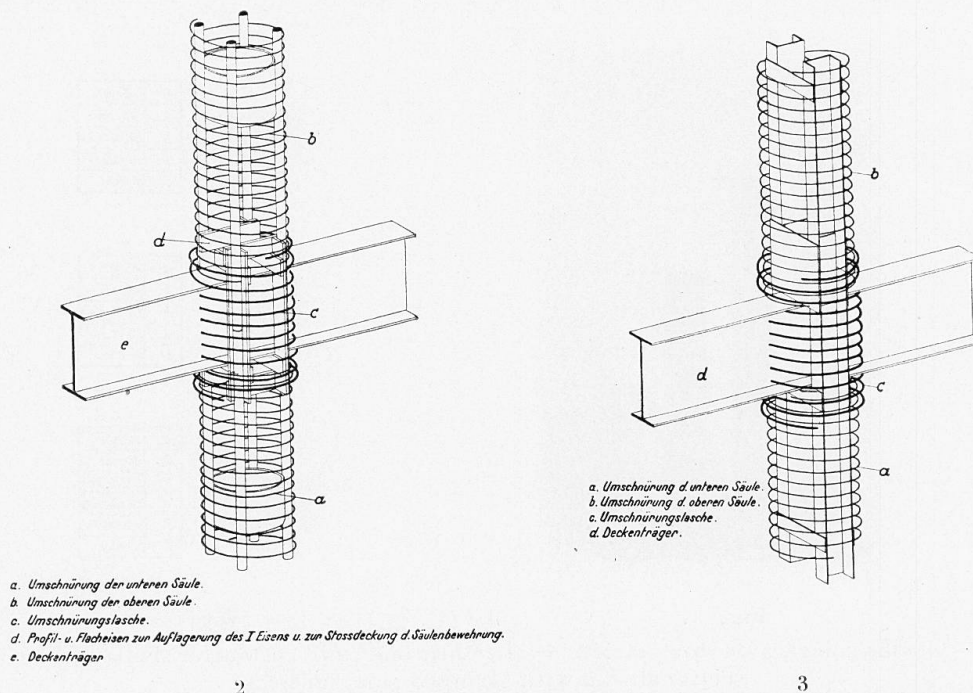


Fig. 2. — a Frettage du poteau inférieur = a Umschnürung der unteren Säule = a Spiral reinforcement of lower pillar.
b Frettage du poteau supérieur = b Umschnürung der oberen Säule = b Spiral reinforcement of upper pillar.
c Frettage d'assemblage = c Umschnürungslasche = c Supporting strap for spiral 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.

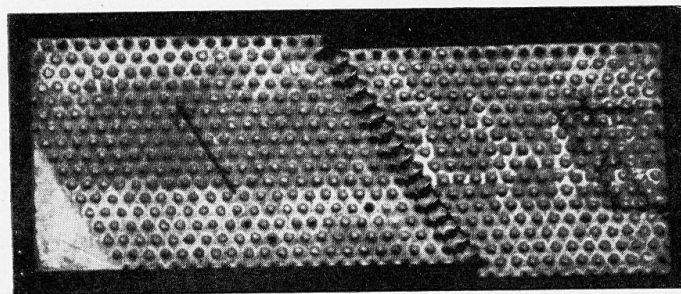


Fig. 4. — Tôle poinçonnée = Riffelblech = Chequered plate.

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 Rundeisenbewehrung dargestellt. Die Auflagerung erfolgt auf Flacheisen, welche durch Vermittlung von Winkeln an den Rundstangen befestigt sind. Abb. 3 zeigt den Anschluss bei Profileisen-

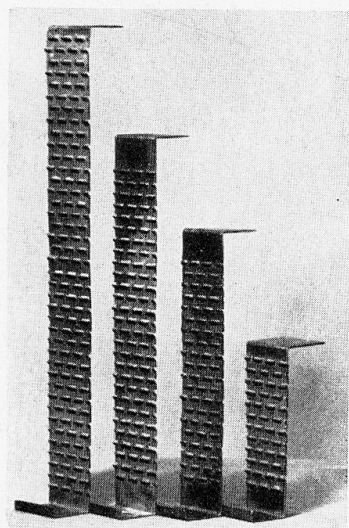


Fig. 5.

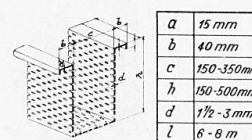
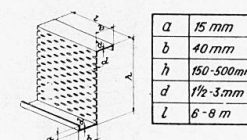
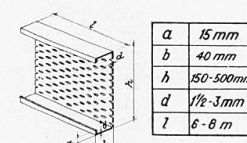


Fig. 6.

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

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

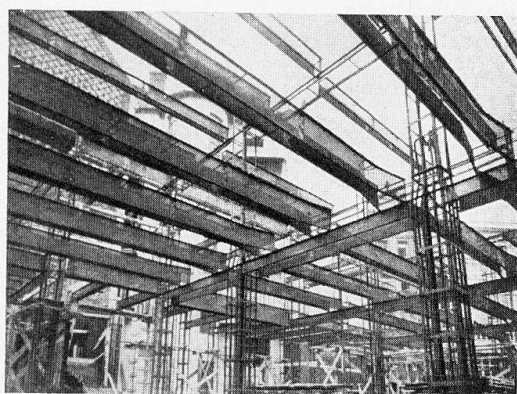


Fig. 7.

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

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.

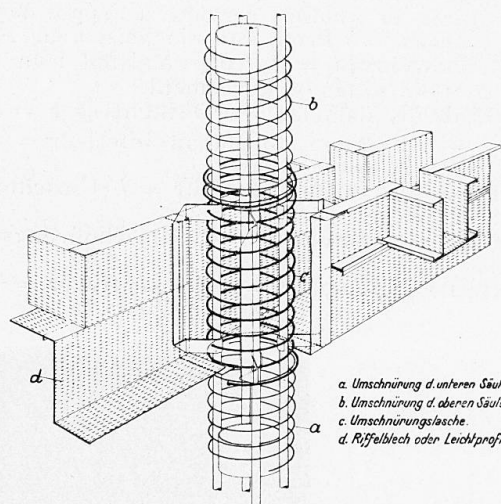


Fig. 8.

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.

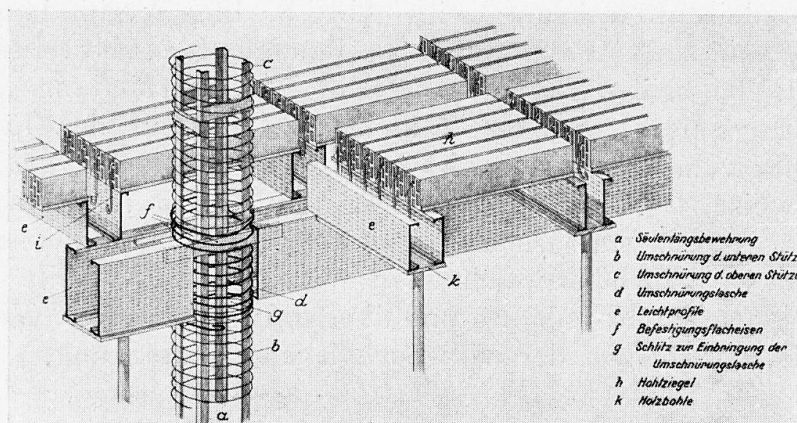


Fig. 9. — a Armature longitudinale du poteau = a Säulenlängsbewehrung = a Longitudinal reinforcement of pillar.
 b Frettage du poteau inférieur = b Umschnürung der unteren Stütze = b Spiral reinforcement of lower pillar.
 c Frettage du poteau supérieur = c Umschnürung der oberen Stütze = c Spiral reinforcement of upper pillar.
 d Frettage d'assemblage = d Umschnürungslasche = d Supporting strap for spiral reinforcement.
 e Profilé léger = e Leichtprofil = 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 Stahltrog, in welchem die Rundeisenbewehrung verlegt wird. Der Trog 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 gestantzt, 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, bezw. 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'aciers, 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, n° 5.

Beton und Eisen, 1930, n° 17.

Verein Deutscher Ingenieure, 1931, n° 22.

Oest. Ing. — und Architekten-Verein, 1932, n° 1, 2.

Oest. Bauzeitung, 1932, n° 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 Haftscheidungen 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 1 und 17, in der Oesterreichischen Bauzeitung 1930, Heft 44 und im Bauingenieur 1931, Hefte 15 und 16 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 frühern 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 $2,2 \div 7,7 \text{ t/cm}^2$. Die Umwehrung betrug rund $0,5 \div 2,3\%$ und

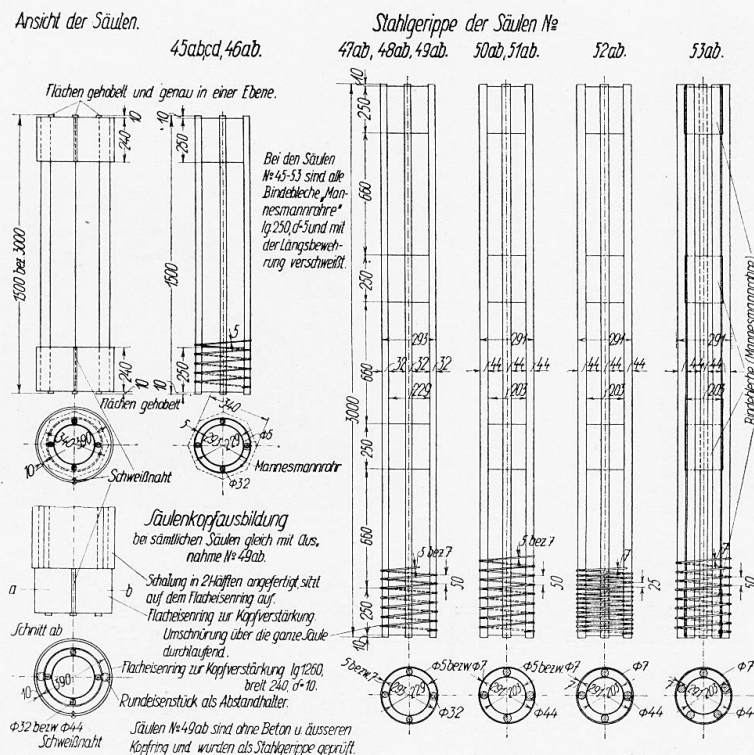


Fig. 1. — Ansicht der Säulen = Vue de face des poteaux = View of the columns.

Flächen gehobelt... = sections fraisées 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 = Sheetting 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... = frettage 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 $1,7 \div 5,2 \text{ t/cm}^2$. 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.

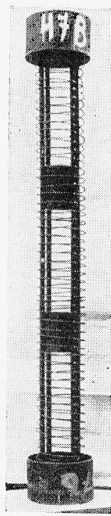


Fig. 2.

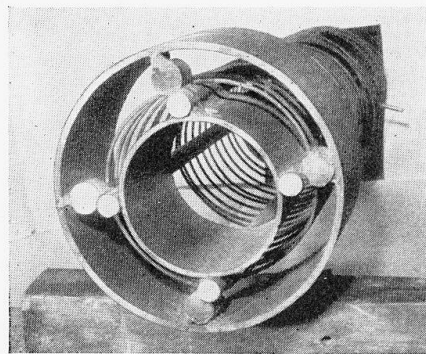


Fig. 3.

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

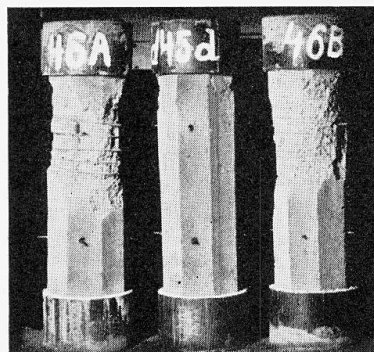


Fig. 4.

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

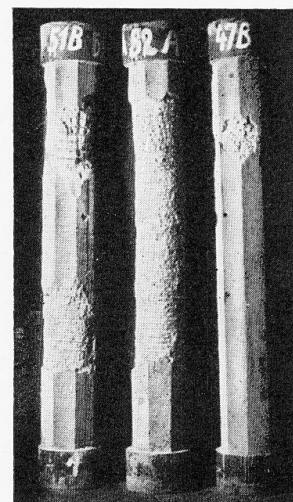


Fig. 5.

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/cm².

10. Bezüglich der baulichen Durchbildung und Berechnung wird aus den durchgeführten 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 normgemässen 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 N°	Längsbe- wehrung	Stahl	lang mm.	Art der Säulen	Umschnürung St. 37
45 <i>ab</i>	4 ø 32	St. 37	1500	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 mm.
45 <i>cd</i>	4 ø 32	St. 37	1500	»	ø 5,9 = 50 »
46 <i>ab</i>	4 ø 32	St. 80	1500	»	ø 5,9 = 50 »
47 <i>ab</i>	4 ø 32	St. 80	3000	»	ø 5,9 = 50 »
48 <i>ab</i>	4 ø 32	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 50 »
49 <i>ab</i>	4 ø 32	St. 80	3000	Stahlgerippe	ø 5,9 = 50 »
50 <i>ab</i>	4 ø 44	St. 80	3000	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 »
51 <i>ab</i>	4 ø 44	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 50 »
52 <i>ab</i>	4 ø 44	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 25 »
53 <i>ab</i>	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 frettée ¹.

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_c/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 :

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

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 :

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

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

$$F_e \cdot \sigma_c$$

On doit donc avoir :

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

En outre, on doit avoir :

$$F_s \geq 0,005 F_k$$

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

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

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 :

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

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

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

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

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

Dans ces relations, on désigne par :

F_s la section du frettage

σ_c 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 abgeleitet, 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 Additionsgesetz 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:

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

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-Spangenberg'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 ersteren 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 %,

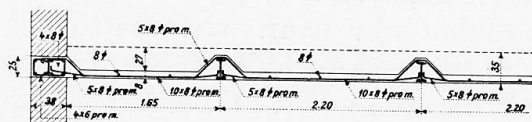


Fig. 1.

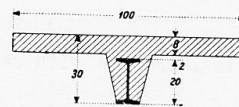


Fig. 3.

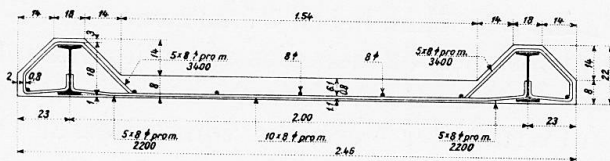


Fig. 2.

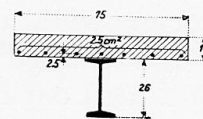


Fig. 4.

und in der Nähe der Fließgrenze über 15 % kleiner ist, als jene der freistehenden Stahlträger; dieser Umstand spricht dafür, dass die einbetonierten 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'aciers 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 335.

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 117.

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 notablement 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 cm³ à 729 cm³, 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 versteift, 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 einbetonierten 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 Anschlüssen 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 Aufsätze « 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 einbetonierten 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's 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 Additionsgesetz 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 Emperger 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'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 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,

ob man solche Träger nicht günstiger berechnen könnte. Es gelingt nicht, die grössere Tragfähigkeit theoretisch nach der üblichen Berechnungsweise zu ermitteln, weshalb das Problem durch Versuche erforscht werden muss.

I. — Amtliche Versuche des Verfassers.

Bei einem Neubau hat der Unternehmer kleinere Profile verwendet, als die Baubehörde es ihm zugelassen hatte. Die nach Art Abb. 1 ausgebildete Decke wurde durch Probelastung untersucht. Die Decke lag unter dem Dachboden,

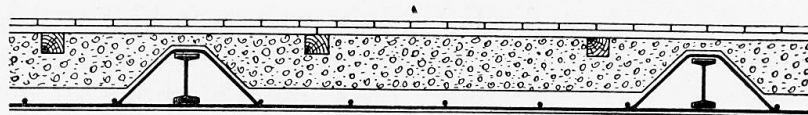
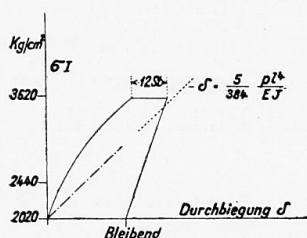


Fig. 1.

von Einspannung war somit keine Rede. In Abb. 2 sind die Durchbiegungen aufgetragen.

Es ist zu ersehen, dass die Durchbiegungen tatsächlich kleiner sind als die theoretischen, aber nach einer Ruhepause von 12 Stunden erreichen sie die letzteren und es bleiben beträchtliche Durchbiegungen zurück.



2

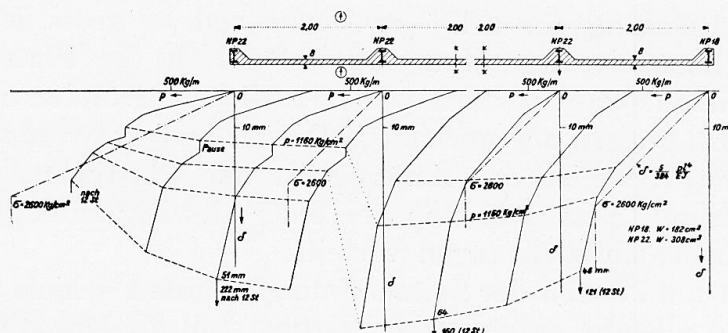


Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 2. — fléchissement = Durchbiegung = deflection
= permanent = bleibend = permanent.

Weitere Versuche hat der Ungarische Deckenausschuss, dessen Mitglied der Verfasser ist, mit der materiellen Unterstützung des Vereins der Budapester Baumeister durchgeführt. Späterhin hat der Verfasser diese Versuche im Zusammenhang mit amtlichen Prüfungen eines neuen Leichtprofils ergänzt.

II. — Versuche des Ungarischen Deckenausschusses.

Die Art des Einbetonierens des Deckenträgers, welche durch Versuche erprobt wurde, ist in Abb. 1 zu sehen.

Der Ausschuss wollte die I-Träger-Eisenbetondecke so untersuchen, dass ein Versuchsobjekt aus 4 gleich hohen I-Trägern (NP 22) mit 3 Eisenbetonplatten bestehen und nur die Platten belastet sein sollten. Es war nämlich zu befürchten, dass sich der Beton während der Formänderung der Platte von den Stahlträgern lösen und so auf die Träger keine versteifende Wirkung

mehr ausüben würde. Wir haben diese Trennung in der Tat an mehreren Stellen beobachten können. Die Auswertung der Versuche war aber fast unmöglich, da man nicht feststellen konnte, wie viel von der Last auf die einzelnen Träger entfiel, und so konnte man die wahren Durchbiegungen mit den theoretischen nicht vergleichen.

In Abb. 3 sind die Durchbiegungen zu sehen. Sie sind so aufgetragen, dass auch die Form der Deckenmittellinie zum Ausdruck kommt.

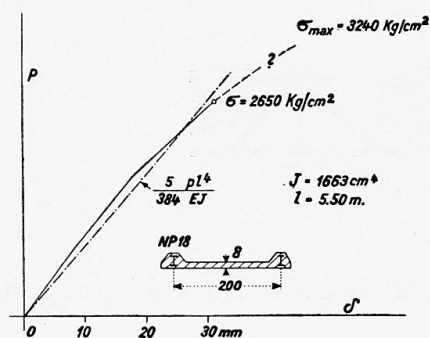


Fig. 5.

Nachher wurden Objekte mit kleineren äusseren Balken (NP. 18) gebaut, die ungefähr die halbe Last zu tragen hatten. Die Durchbiegungslinien sind in Abb. 4 zu sehen. Man erkennt, dass die Durchbiegungen in der Tat anfangs viel kleiner sind als die theoretischen (----- Linie), aber bei Erreichung der Fließgrenze fallen sie ziemlich zusammen (Abb. 4). Die Sicherheit der Träger gegen starke Durchbiegung ist also durch das Einbetonieren nicht grösser geworden.

Es war interessant zu beobachten, dass sich die Risse im Mittelfeld ausschliesslich in der Richtung der Plattenarmierung ausbildeten. Dies ist auch begreiflich, da das Krümmungsmass der Platte in der Richtung der I Träger etwa 6-mal so gross ist, als in der Richtung der Plattenarmierung. Man sollte demnach die Platte parallel den I Trägern armieren, was aber aus wirtschaftlichen Gründen nicht gemacht wird. Dass solche Platten auf unrichtige Weise armiert werden und sich doch bewährt haben, beweist die Zulässigkeit der Plastizitätslehre¹, nach welcher es gleichgültig ist, wie man bei einer allseitig aufliegenden Platte die Momente nach beiden Richtungen verteilt.

In den Platten der Seitenöffnungen traten schiefe Risse auf, ähnlich wie in einer allseitig aufliegenden Platte, weil die Durchbiegungen der Randbalken viel geringer waren. Diese schiefen Risse stellten sich für diejenigen Objekte viel ausgeprägter dar, bei welchen die Randbalken stärker waren. Es ist interessant, dass die Höchstlast bei diesen viel grösser und die Durchbiegung viel kleiner war, als bei den Objekten mit schwächeren Randbalken. Dem

Verhältnis der Widerstandsmomente von $\frac{1230}{980} = 1,25$ entspricht das Verhältnis

der Höchstlasten von $\frac{10078}{6298} = 1,6$. Der Unterschied ist aber noch grösser, weil die stärkeren Randbalken die Fließgrenze nicht erreicht haben. Die Verschiedenheit der Durchbiegungen ist in Abb. 3 und 4 zu sehen.

Diese Erscheinung kann nur durch den Drillungswiderstand der Platte erklärt werden.

Nachher wurden Versuchsobjekte gebaut, die aus zwei Trägern und einer Platte bestanden. (Durchbiegungsdiagramm in Abb. 5). Anfangs sind die

1. Zürcher Kongress für Materialprüfung 1931. Diskussion G. v. Kazinczy.

Durchbiegungen um etwa 20 % geringer, bei der Fließsgrenze aber erreichen sie den theoretischen Wert. Höchstlast $\sigma_1 = 3238 \text{ kg/cm}^2$.

Vergleichshalber wurden ganz freie I Balken belastet. (Die Last wurde mittels Bügel angehängt). Sie knickten bei $\sigma = 1945 \text{ kg/cm}^2$ vor Erreichen der Fließsgrenze aus ($l = 550 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $W = 183 \text{ cm}^3$, gleichmässig verteilte Last). Man konnte beobachten, wie die Periode der seitlichen Schwingungen während der Belastung grösser und grösser wurde.

Ausser diesen Objekten wurde noch eine Decke aus 4 Trägern mit zwischenliegenden Ziegelgewölben hergestellt. Die Ziegelgewölbe vermochten die seitliche Ausbiegung des Trägerflansches nicht zu verhindern und trotzdem konnte die Belastung nach dem Beginn der Ausbiegung ($\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$) noch weiter gesteigert werden, bis $\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Bei dieser Belastung war schon die Durch- und Ausbiegung des Druckflansches sehr beträchtlich.

Die ersten Risse traten bei den Eisenbetondecken für $\sigma_1 = 2770 \text{ kg/cm}^2$ (Port. Zem. Beton $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367 \text{ kg/cm}^2$) und $\sigma_1 = 2060 \text{ kg/cm}^2$ (Tonerdezem. Beton 2 Tage alt. $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255 \text{ kg/cm}^2$); bei den Decken mit schwächeren Randbalken $\sigma_1 = 1530 \text{ kg/cm}^2$ (P. Z. $\sigma_w = 244 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{bd} = 263 \text{ kg/cm}^2$) und $\sigma_1 = 1350 \text{ kg/cm}^2$ (T. E. zem. 1 Tag alt $\sigma_w = 255 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{bd} = 280 \text{ kg/cm}^2$) und endlich bei der Ziegelgewölbedecke bei $\sigma_1 = 845 \text{ kg/cm}^2$.

Nachdem bei den bisher bekannt gegebenen Versuchen die Versuchsobjekte mit freien Trägern durch Ausknicken zugrunde gegangen waren, und wir deshalb die Wirkung des Einbetonierens auf die Tragfähigkeit nicht feststellen konnten, müssten noch weitere Versuche durchgeführt werden, und zwar mit freien I Trägern, bei denen das Ausknicken verhindert ist.

III. — Versuche der staatlichen Stahl- und Maschinenfabrik.

Das Ausknicken der freien Träger haben wir folgendermassen verhindert :

Zwei um 1,50 m voneinander entfernte Träger wurden seitlich mit Bandisen 6×120 so zusammen verbunden, dass horizontale und vertikale Bewegungen möglich waren, aber in den zwei Endquerschnitten und in den Drittelpunkten war die ursprüngliche Lage des Querschnittes gegen Verwindung gesichert. In der Tat blieb das Ausknicken aus. Die berechnete Spannung ($\sigma = 2452 \text{ kg/cm}^2$) war höher als die ermittelte Fließsgrenze ($\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$).

Es wurden auch zwei ganz frei gelagerte I Träger belastet ($l = 5,57 \text{ m}$, $h = 18 \text{ cm}$, $W = 182 \text{ cm}^3$). Sie knickten bei $\sigma = 1980 \text{ kg/cm}^2$ aus. Der theoretische Wert würde nach Timoschenko ¹ $\sigma_1 = 2050 \text{ kg/cm}^2$ betragen. Durch diese Versuche wurde die genannte Theorie bestätigt.

Ich beobachtete, dass die ersten Fließfiguren an den gezogenen Flanschen schon bei $\sigma = 1680$ und 1800 kg/cm^2 auftraten, trotzdem die Materialprobe, die von Ende des Trägerstückes aus dem Flansch entnommen wurde, die Fließsgrenze zu $\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$ ergab. (Dabei war die bleibende Durchbiegung 3,5 %). Diese Erscheinung kann nur mit den Eigenspannungen erklärt werden, die nach dem Walzprozesse zurückgeblieben sind, und zwar in den Flanschen als Zug- und im Steg als Druckspannungen. Diese müssen zu den Biegungs- spannungen addiert werden. Bei der Berechnung können diese Eigenspannungen

1. Pariser Kongress 1932. Vorberichte, Seite 129.

trotz deren beträchtlichen Höhe ganz vernachlässigt werden, da sie bei der Biegung durch die bleibende Verlängerung der einzelnen Fliessfiguren ausgeglichen werden.

Die Auffassung einiger Forscher, dass das Fliessen am äusseren Rande des Flansches beginnt und bei der Belastung sich allmählich auf einen grösseren Teil des Querschnittes verbreitet, ist nicht zutreffend. Wir haben die Fliessfiguren gleichzeitig an der inneren und äusseren Seite des Flansches beobachtet, es begann also der ganze Querschnitt des Flansches auf einmal zu fliessen.

Die Rutschungen, die die Ursache der Fliessfiguren sind, können nur dann entstehen, wenn die Rutschfläche eine Ebene, eine Kugel- oder Kreiszylinder-Fläche ist, so dass die Rutschung an der ganzen Fläche auf einmal stattfinden kann. Erreichen aber die τ Spannungen an einigen Stellen der Rutschfläche die kritischen Werte noch nicht, so wirken diese Stellen verhindernd ein.

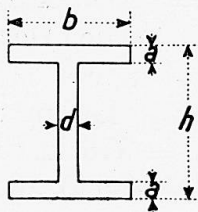


Fig. 6.

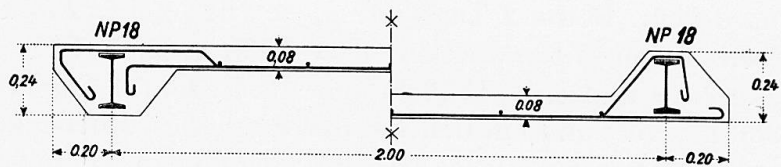


Fig. 7 a.

Fig. 7 b.

Die Rutschung kann nur dann entstehen, wenn die durchschnittliche Spannung

$\tau = \frac{\int \tau \cdot dF}{F}$ den Wert von τ_{fl} erreicht. (Sind aber zu grosse Unterschiede

zwischen den einzelnen τ vorhanden, so können Rutschungen in zwei sich kreuzenden Flächen abklingen. Bei I Trägern ist das zwar nicht der Fall, wohl aber bei der Biegung rechteckiger Querschnitte).

Darum kann eine durch die Fliessgrenze gekennzeichnete Tragfähigkeit eines I Querschnittes mit einer Spannungsverteilung gemäss Abb. 6 durch die Formel $M_k = \sigma_t \left[2 a b \frac{h-a}{2} + \frac{d}{6} (h-2a)^2 \right]$ ausgedrückt werden, und nicht durch die Formel $M_k = \sigma_t W$. Das gilt selbstverständlich nur dann, wenn das Ausknicken des Druckgurtes verhindert ist (z. B. durch Einbetonieren).

In unserem Falle ist $M_w = W$. $\sigma_t = 420000 \text{ kg cm}$ und $M_k = 454000 \text{ kg cm}$. Durch Versuche wurde $M_{max} = 447000 \text{ kg cm}$ festgestellt.

Bei weiteren Versuchsobjekten wurden die Träger (gleicher Profile) einbetoniert, gemäss Abb. 7a. Die Belastung war direkt, aber die Decke konnte entlastet werden, um die bleibenden Durchbiegungen festzustellen. Erste Risse bei $\sigma = 1620 \text{ kg/cm}^2$. Starker Knick im Diagramm bei $\sigma_{kr} = 2300 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{max} = 3860 \text{ kg/cm}^2$ (berechnet die Last allein auf die Träger $\sigma_{fl} = 2150 \text{ kg/cm}^2$). Versuchen wir in der Rechnung den Beton zu berücksichtigen, so bekommen wir mit $E_{bd} = E_{bz} = 210 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$, $n = 10$, für die Risslast $\sigma_{bz} = 63,5$; $\sigma_e = 510 \text{ kg/cm}^2$. Mit $n = 15$ und $\sigma_{bz} = 0$ für die kritische Last $\sigma_{bd} = 57,7$; $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ und für die Höchstlast $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100 \text{ kg/cm}^2$.

einbetonplatten unten (Abb. 7b) so betrug für die Risslast $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$, für die kritische Last $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$ und für die Höchstlast $\sigma_I = 3200 \text{ kg/cm}^2$. Unter Berücksichtigung des Betons mit $n = 10$, betrug für die Risslast $\sigma_{bz} = 39,5$; $\sigma_{bd} = 66$; $\sigma_{ez} = 263 \text{ kg/cm}^2$, für die kritische Last $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129 \text{ kg/cm}^2$, und für die Höchstlast $\sigma_{ez} = 2980$, $\sigma_{bd} = 179 \text{ kg/cm}^2$.

Die Durchbiegungsdiagramme sind in Abbildung 8 dargestellt. Der Knick im Durchbiegungsdiagramm ist bei $\sigma_I = 2380 \text{ kg/cm}^2$, ein Beweis dafür, dass an den Rissstellen der I Träger allein die Last zu tragen hat, und dass in der

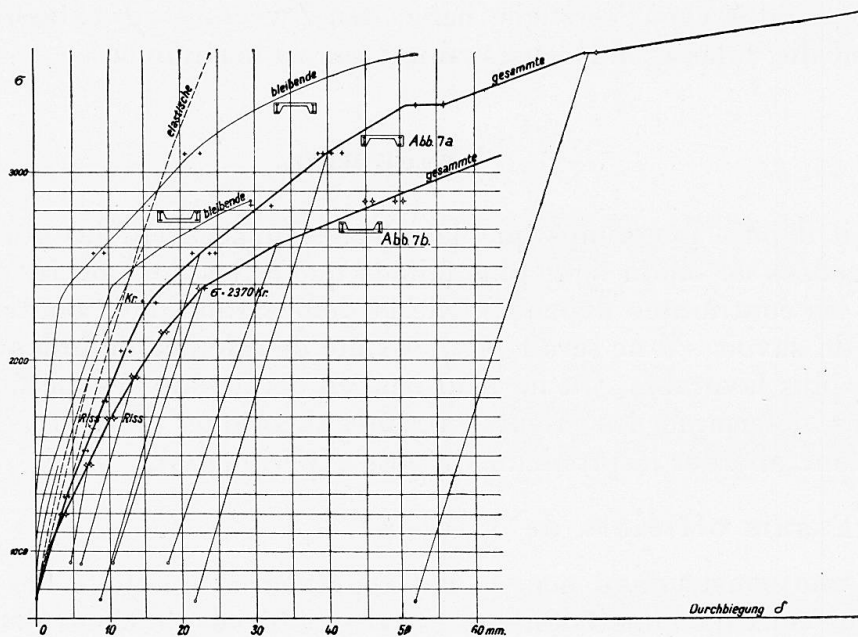


Fig. 8. — élastique = elastische = elastic.
 permanent = bleibende = permanent.
 total = gesamte = total.
 fissure = Riss = crack.
 flèche = Durchbiegung = deflection.

Zugzone die Fließgrenze erreicht wurde. Der Spannungszustand entspricht dem in Abb. 6 besprochenen. Die kritische Last ist also von der Einbetonierung unabhängig und etwa um 7 % höher, als $M = \sigma_{fl} \cdot W$. Die Höchstlast wird aber erst dann erreicht, wenn im Steg der Fließvorgang bis in die Nähe der Trägermitte rückt (Kist¹ und Fritsche²). Daher kann die Höchstlast um ca. 15 % höher liegen. Wird aber im Druckflansch die Stauchgrenze nicht erreicht, da auch der Beton an der Uebertragung der Druckkräfte teilnimmt, und die neutrale Axe bis zum Druckflansch rückt, so kann die Höchstlast noch grösser sein, etwa 35 %. In einbetonierten Trägern wird sich aber auch die Verfestigung früher auswirken, da der Fließvorgang auf einer kurzen Strecke des Trägers stattfindet (Risstelle im Beton). Dagegen wird bei nicht einbetonierten Trägern,

1. Lütticher Kongress 1930.

2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

wo sich der Fliessvorgang auf eine längere Strecke ausdehnt, eine viel grössere Formänderung (Durchbiegung) dazu nötig sein.

Bei der Höchstlast hatte sich die Betonschicht über dem breitesten Riss vom Flansch gelöst, d. h. sie wurde durch den Druck zerstört. Diese Betonschicht wurde also erst nach Erreichen der Fliessgrenze im Druckgurt zerstört. Das sogenannte Additions-gesetz wurde somit vollkommen bestätigt.

Gegenwärtig sind neuere Versuche mit in der Zug- und Druckzone eines Eisenbetonbalkens einbetonierten Eisenbahnschienen im Gange. Es hat sich gezeigt, dass der Querschnitt nach dem Bernoullischen Gesetz berechnet werden kann, wenn die Verbundwirkung gesichert ist. Die weiteren noch nicht abgeschlossenen Versuche haben den Zweck, die günstigste Schubarmierung und die zulässigen Höchstspannungen zu bestimmen.

Traduction.

On sait depuis longtemps que les flèches qu'accusent les poutres de plancher enrobées de béton sont plus faibles que celles des poutres non enrobées. Comme les contraintes dépendent de la déformation de la poutre, la question se pose de savoir s'il ne serait pas possible de calculer de telles poutres d'une manière plus favorable. On ne peut pas, en employant les méthodes de calcul courantes, déterminer les valeurs extrêmes théoriques de la capacité de charge; il faut donc aborder le problème du côté expérimental.

I. — Essais officiels de l'auteur.

Dans une construction neuve, l'entrepreneur a employé des profilés plus petits que ceux qu'admettaient les Services officiels de Contrôle du Bâtiment. Le plancher, constitué ainsi que l'indique la figure 1, a été soumis à une charge d'essai. Ce plancher se trouvait au-dessous du grenier, de sorte qu'il ne pouvait pas être question d'un encastrement. Les flèches correspondantes sont indiquées sur la figure 2.

On peut constater que les flèches sont effectivement plus petites que les flèches théoriques; toutefois, après une période de repos de 12 heures, elles atteignirent les mêmes valeurs que ces dernières et il subsista des flèches importantes.

Le Comité Hongrois des Planchers, dont l'auteur est membre, entreprit de nouveaux essais, avec l'appui matériel de l'Association des entrepreneurs de Budapest. Ultérieurement, l'auteur compléta ces essais en y incorporant les essais officiels d'un nouveau profil léger.

II. — Essais du Comité Hongrois des Planchers.

On notera sur la figure 1, le mode de bétonnage adopté au cours des essais, pour les poutrelles de plancher.

Le Comité se proposait de faire porter les essais de planchers en béton armé avec poutrelles en I sur un plancher d'essai constitué par 4 poutrelles en I de même hauteur (PN 22) et 3 dalles de béton armé, les charges devant être appliquées uniquement sur les dalles. Il était à craindre en particulier qu'au

cours de la déformation des dalles, le béton ne se décolle des poutrelles métalliques et que, par suite, aucune action particulière ne s'exerce plus sur les poutrelles elles-mêmes. Nous avons en effet pu constater le fait, en pratique, dans de nombreux cas. L'interprétation des résultats des essais fut toutefois presque impossible, car il n'a pas été possible de déterminer quelle fraction de la charge s'était exercée sur les poutrelles elles-mêmes ; il n'a donc pas été possible de comparer les flèches effectives avec les valeurs théoriques.

Les flèches sont portées sur la figure 3, de telle sorte que la forme de la courbe moyenne soit mise en évidence.

Ultérieurement de nouvelles pièces d'essai furent montées, avec des poutres extérieures plus petites (PN 18), ces poutres ayant à supporter à peu près la moitié de la charge. On a porté les flèches obtenues sur la figure 4. On remarque qu'au début, les flèches sont en fait beaucoup plus faibles que les valeurs calculées, qui sont marquées en traits discontinus ; toutefois, elles arrivent à coïncider assez complètement lorsque l'on arrive à la limite d'écoulement (figure 4). L'enrobage de béton ne confère donc pas aux poutres une sécurité plus grande contre les forts fléchissements.

On a pu constater avec intérêt que, dans le panneau du milieu, les fissures se formaient exclusivement suivant la direction de l'armature des dalles. Ceci s'explique par ce fait que dans la direction des poutres en I, la courbure de la dalle est environ 6 fois plus prononcée que dans la direction de l'armature des dalles. Il conviendrait donc de prévoir pour les dalles une armature dans la direction parallèle aux poutres en I, ce qui toutefois ne se fait pas pour des raisons d'ordre économique. Le fait que des dalles ont pu être armées d'une manière non correcte, tout en se comportant bien, confirme la possibilité d'admettre la théorie de la plasticité suivant laquelle¹ il est indifférent de répartir les moments d'une manière ou d'une autre, suivant les deux directions, dans une dalle reposant sur tous ses côtés.

Dans les dalles situées aux ouvertures latérales, se manifestèrent des fissures obliques, de même que dans une dalle reposant sur tous ses côtés, les flèches des poutres de bordure étant beaucoup plus faibles. Ces fissures furent d'ailleurs beaucoup plus marquées pour les pièces d'essai dans lesquelles les poutres de bordure étaient plus fortes. Il est d'ailleurs intéressant de noter que dans ces pièces, la charge maximum était beaucoup plus élevée et les flèches beaucoup plus faibles que dans les pièces d'essai qui comportaient des poutres de bordure plus faibles. Au rapport entre les moments résistants de $1230/980 = 1,25$ correspond le rapport entre les charges maxima de $10078/6298 = 1,6$. L'écart est encore plus accusé du fait que les poutres de bordure plus fortes n'ont pas atteint la limite d'écoulement. Les différences entre les flèches ressortent de l'examen des figures 3 et 4.

Ce fait ne peut s'expliquer que par la résistance de la dalle à la torsion.

Ultérieurement furent établies des pièces d'essai constituées par deux poutrelles et une dalle (diagramme des flèches suivant figure 5). Au début de la

1. Congrès pour l'Essai des Matériaux — Zurich 1931 — Contribution à la discussion par G. v. Kazinczy.

mise en charge, les flèches sont plus faibles d'environ 20 % ; toutefois, lorsque l'on atteint la limite d'écoulement, elles sont équivalentes aux valeurs théoriques. Charge maximum : $\sigma_1 = 3238 \text{ kg/cm}^2$.

Par comparaison on a mis en charge des poutrelles en I absolument « libres ». Les charges furent appliquées au moyen d'étriers suspendus. Ces poutrelles flambèrent pour $\sigma = 1945 \text{ kg/cm}^2$ avant d'arriver à la limite d'écoulement ($l = 550 \text{ cm}$. ; $h = 18 \text{ cm}$. ; $W = 183 \text{ cm}^3$; charge uniformément répartie). On a pu observer, au cours de la mise en charge, l'augmentation progressive de la période des oscillations latérales.

Outre les pièces d'essai ci-dessus, on a également préparé un plancher constitué par 4 poutrelles, avec voûtins intermédiaires en briques. Ces voûtins de briques permettaient de ne pas entraver la déformation latérale de l'aile des poutrelles et malgré cela de pousser encore la charge après le commencement de la déformation ($\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$), jusqu'à $\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Pour cette charge, la flèche et la déformation de l'aile comprimée étaient déjà très importantes.

Les premières fissures ce sont manifestées, dans le plancher en béton armé, pour :

$\sigma_1 = 2770 \text{ kg/cm}^2$ (béton de ciment Portland $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367 \text{ kg/cm}^2$) et $\sigma_1 = 2060 \text{ kg/cm}^2$ (béton de ciment alumineux de 2 jours $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255 \text{ kg/cm}^2$)

— dans le plancher comportant les poutrelles de bordure plus faibles, pour : $\sigma_1 = 1530 \text{ kg/cm}^2$ (béton de ciment Portland $\sigma_w = 244 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{bd} = 263 \text{ kg/cm}^2$) et $\sigma_1 = 1350 \text{ kg/cm}^2$ (béton de ciment alumineux de 1 jour $\sigma_w = 255 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{bd} = 280 \text{ kg/cm}^2$).

— enfin, dans le plancher avec voûtins en briques, pour :

$\sigma_1 = 845 \text{ kg/cm}^2$.

Les pièces d'essai constituées par les poutrelles « libres » ayant flambé au cours des essais, ainsi que nous l'avons mentionné plus haut, ce qui nous empêcha de déterminer l'influence de l'enrobage dans le béton sur la capacité de charge, il conviendrait de refaire de nouveaux essais, avec des poutrelles en I « libres », en prenant soin d'éviter le flambage.

III. — Essais effectués par des Aciéries et Ateliers de Construction Mécanique d'État.

Le flambage des poutrelles libres a été empêché de la manière suivante :

Deux poutrelles écartées de 1,50 mètre l'une de l'autre ont été reliées latéralement au moyen d'un fer plat de 6×120 de telle sorte que les déplacements horizontaux et verticaux soient possibles, le gauchissement par rapport à la position initiale de la section étant toutefois empêché aux deux extrémités des sections et aux tiers. En fait, on a pu ainsi éliminer le flambage. La contrainte atteinte ($\sigma = 2452 \text{ kg/cm}^2$) est plus élevée que la limite d'écoulement déterminée ($\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$).

On a également procédé à la mise en charge de deux poutrelles en I reposant absolument librement sur leurs appuis ($l = 5,57 \text{ m}$, $h = 18 \text{ cm}$, $W =$

182 cm³). Ces poutrelles ont flambé pour $\sigma = 1980 \text{ kg/cm}^2$. La valeur théorique suivant Timoshenko¹ atteignait $\sigma_t = 2050 \text{ kg/cm}^2$. Ces essais confirment le point de vue théorique correspondant.

On a observé que les premières fissurations se manifestaient, sur les ailes travaillant à la traction, dès les charges $\sigma = 1680$ et 1800 kg/cm^2 , quoique l'éprouvette prélevée à l'extrémité d'une aile ait accusé une limite d'écoulement $\sigma_{fl} = 2300 \text{ kg/cm}^2$ (fléchissement permanent correspondant : 3,5 %). Ce fait ne peut s'expliquer que par la présence de tensions internes consécutives au processus de laminage et se manifestant elles-mêmes, dans les ailes, sous forme de contraintes de traction et dans les âmes sous forme de contraintes de compression. Ces contraintes doivent en somme être ajoutées aux contraintes résultant de la flexion. Dans le calcul, ces contraintes propres peuvent être négligées complètement, malgré leur valeur relativement élevée, car au cours de la flexion elles se trouvent compensées par l'allongement permanent correspondant aux figures d'écoulement.

L'opinion exprimée par certains investigateurs et suivant laquelle l'écoulement s'amorce sur les bords extérieurs des ailes, pour, au cours de la mise en charge, s'étendre progressivement sur une grande partie de la section, n'est pas exacte. Nous avons pu observer simultanément des figures d'écoulement sur les côtés externe et interne de l'aile ; la section tout entière a donc commencé à subir l'écoulement en même temps.

Les phénomènes de glissement qui constituent la cause de l'écoulement, ne peuvent se manifester effectivement que si les surfaces de glissement consistent en plans, sphères ou cylindres, de telle sorte que le glissement interne puisse se produire simultanément sur toute la surface. Si toutefois, les contraintes τ en quelques points de la surface de glissement n'ont pas atteint la valeur critique en même temps qu'aux autres points, les premiers entravent le phénomène de glissement. Le glissement ne peut alors se produire que lorsque la contrainte moyenne

$$\tau = \frac{\int^F \tau dF}{F}$$

atteint la valeur de τ_{fl} (Si toutefois, il existe des écarts par trop considérables entre les différentes valeurs de τ , les phénomènes de glissement peuvent alors se résoudre suivant deux surfaces intersécantes. Ce n'est toutefois pas le cas en ce qui concerne les poutrelles en I, mais seulement lorsqu'il s'agit de la flexion de sections rectangulaire).

C'est pourquoi une capacité de charge conditionnée par la limite d'écoulement, dans une section en I, avec une répartition de tensions suivant la figure 6. peut s'exprimer par la relation suivante :

$$M_k = \sigma_t \left(2 a b \frac{h-a}{2} + \frac{d}{6} (h-2a)^2 \right)$$

et non pas par la relation : $M_k = \sigma_t \cdot W$.

Ce qui précède n'est toutefois naturellement valable que lorsque le flambage

1. Congrès de Paris, Publication Préliminaire, page 147.

de la membrure travaillant à la compression est empêché (par exemple, par enrobage dans le béton).

Dans le cas qui nous occupe, $M_w = W \sigma_l = 420.000 \text{ kg cm}$ et $M_k = 454.000 \text{ kg cm}$. Par des essais, on a pu trouver : $M_{\max} = 447.000 \text{ kg cm}$.

Au cours d'essais ultérieurs, on a enrobé les poutrelles dans le béton (mêmes profils), suivant la disposition de la figure 7 a. La charge a été appliquée directement, le plancher peut toutefois être déchargé afin de déterminer les fléchissements permanents. Les premières fissures se produisirent pour $\sigma_l = 1620 \text{ kg/cm}^2$. Le diagramme accuse un coude très prononcé pour $\sigma_{kr} = 2300 \text{ kg/cm}^2$ (Si l'on calcule la charge sur la poutrelle seule : $\sigma_{fl} = 2150 \text{ kg/cm}^2$). Si nous voulons, dans le calcul, tenir compte du béton, nous trouvons, pour $E_{bd} = E_{bz} = 210.000 \text{ kg/cm}^2$, $n = 10$ pour la charge de fissuration : $\sigma_{bz} = 63,5$, $\sigma_e = 510 \text{ kg/cm}^2$. Pour $n = 15$ et $\sigma_{bz} = 0$, pour la charge critique $\sigma_{bd} = 57,7$, $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$ et pour la charge maximum $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100 \text{ kg/cm}^2$.

Si les dalles de béton armé se trouvent à la partie inférieure (figure 7 b), on arrive à : pour la charge de fissuration $\sigma_l = 1680 \text{ kg/cm}^2$, pour la charge critique $\sigma_l = 2380 \text{ kg/cm}^2$ et pour la charge maximum $\sigma_l = 3200 \text{ kg/cm}^2$. En tenant compte du béton, avec $n = 10$, on atteint pour la charge de fissuration $\sigma_{bz} = 39,5$, $\sigma_{bd} = 66$, $\sigma_{ez} = 263 \text{ kg/cm}^2$, pour la charge critique $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129 \text{ kg/cm}^2$ et pour la charge maximum $\sigma_{ez} = 2980 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{bd} = 179 \text{ kg/cm}^2$.

Les diagrammes de fléchissement sont portés sur la figure 8. Le coude se produit pour $\sigma_l = 2380 \text{ kg/cm}^2$, ce qui montre qu'aux endroits où se produisent les fissures, la poutrelle seule a à supporter la charge et que dans la zone travaillant à la traction, la limite d'écoulement a été atteinte. L'état de tension correspond à ce qu'indique la figure 6. La charge critique est donc indépendante de l'enrobage de béton et environ supérieure de 7 % à la valeur de $M = \sigma_{fl} \cdot W$. La charge maximum n'est toutefois atteinte que lorsque, dans l'âme, le processus d'écoulement arrive au voisinage du milieu de la poutrelle (Kist¹ et Fritsche²). Par suite, la charge maximum peut être plus élevée d'environ 15 %. Si toutefois, dans l'aile travaillant à la compression, la limite de compression n'est pas atteinte, le béton participant également à la résistance aux efforts de compression, et l'axe neutre se déplaçant jusqu'à l'aile comprimée, la charge maximum peut alors être encore plus élevée, d'environ 35 %. Dans les poutrelles enrobées de béton, la reprise des possibilités de résistance peut toutefois se faire sentir également plus tôt, car le processus d'écoulement intéresse une faible portion de la poutrelle (fissure du béton). Par contre, dans les poutrelles non enrobées de béton, et sur lesquelles le processus d'écoulement intéresse une plus grande partie de la poutrelle, une bien plus importante déformation est nécessaire (fléchissement).

A la charge maximum, la couche de béton s'était détachée de l'aile à l'endroit de la fissure la plus large, subissant en somme une destruction par suite de la compression. Cette couche de béton ne fut donc amenée à destruction qu'après que la limite d'écoulement fut atteinte dans la membrure travaillant à la compression.

1. Lütticher Kongress 1930.

2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

De nouveaux essais sont actuellement en cours, avec rails de chemin de fer enrobés de béton, dans les zones de compression et de traction d'une poutre en béton armé. On a constaté que la section pouvait être calculée d'après la loi de Bernoulli lorsque l'intervention de l'enrobage de béton est certaine. Des essais actuellement en cours également ont pour but de déterminer quelle est la meilleure disposition à adopter pour les armatures de cisaillement et quelles sont les contraintes maxima admissibles.

Zusammenfassung.

Bei der Bemessung freier I Balken muss die Knickgefahr berücksichtigt werden. Ist aber der untere Teil dieser Balken durch Deckengewölbe beiderseits seitlich gestützt, so kann die Belastung noch erhöht, d. h. die Träger können bis zur Fließgrenze beansprucht werden. Wird seitliches Ausknicken irgendwie verhindert, z. B. dadurch, dass der Träger mit Beton ummantelt wird, welcher wenigstens bis zu der unteren Fläche des oberen Flansches reicht, so stellt sich die Grenze des Tragvermögens praktisch dann ein, wenn die Fließgrenze im ganzen Querschnitt des Flansches erreicht wird. Von da an wachsen die Durchbiegungen (besonders die bleibenden) sehr schnell, was mit dem Unbrauchbarwerden der Decke identisch ist. Wir wollen also diese Last als kritische Last bezeichnen.

Die Durchbiegungen der nicht einbetonierten Träger über der Proportionalitätsgrenze sind allgemein grösser, als die mit $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ berechneten.

Der einbetonierte Träger verhält sich bei niedriger Belastung wie ein Verbundbalken aus zwei homogenen Materialien mit verschiedenen Elastizitätsmodulen. Die bleibenden Durchbiegungen werden bald beträchtlich. Sie erreichen schon bei $\sigma_1 = 1400 - 1500 \text{ kg/cm}^2$ die Hälfte der gesamten Durchbiegungen. Befindet sich die Platte über dem I Träger, so sind bei dieser Belastung die bleibenden Durchbiegungen nur 10 — 12 % der gesamten Durchbiegungen. Letztere sind grösser als nach der Theorie unter Voraussetzung eines homogenen Materials $E_b = 210 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$ (auf Zug und Druck) und mit $n = 10$ zu erwarten wäre, aber kleiner als nach der Rechnung mit $E_{bd} = 140 \cdot 000 \text{ kg/cm}^2$, $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$, $n = 15$.

Die kleinere Durchbiegung ist auf die Wirkung des Betons zwischen den einzelnen Rissen zurückzuführen, da der Stahlträger (wenigstens auf der Zugseite) an der Risstelle vollbeansprucht ist.

Beachtenswert ist weiterhin die ausserordentlich grosse (günstige) Bedeutung des Drillungswiderstandes der Eisenbetonplatten bei verschiedenen Steifigkeiten der benachbarten Träger.

Somit ist die kritische Last bei einbetonierten Trägern auch nicht höher als bei den ausgesteiften, nicht einbetonierten, jedoch ist bei einbetonierten Trägern die Tragfähigkeitsgrenze grösser. Daher könnte man sich also mit einem kleineren Sicherheitsgrad gegen die kritische Last begnügen, statt mit 1,7 — 2,0, vielleicht mit 1,5 — 1,7. Bei freien Trägern sollte man einen Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausknicken von 2,5 — 3 verlangen.

Résumé.

Dans le calcul des poutres en I libres, il faut tenir compte des risques de flambage. Si toutefois, la partie inférieure de ces poutres est protégée des deux côtés par des voûtins de plancher, la charge peut être encore poussée plus loin, c'est-à-dire que les poutrelles peuvent être chargées jusqu'à la limite d'écoulement. Si, d'une manière quelconque, le flambage latéral est empêché, par exemple au moyen d'un enrobage de la poutrelle dans le béton, cet enrobage s'étendant au moins jusqu'à la face inférieure de l'aile supérieure, la limite de la capacité de charge n'est atteinte en pratique que lorsque la limite d'écoulement est elle-même atteinte dans la section de l'aile tout entière. A partir de ce moment, les fléchissements croissent (particulièrement les fléchissements permanents) très rapidement, ce qui équivaut à la mise hors service du plancher. Nous désignerons donc la charge correspondante comme charge critique.

Les fléchissements des poutrelles non enrobées de béton au-dessus de la limite de proportionnalité sont en général plus élevés que ceux que l'on peut déterminer par le calcul avec $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

Pour les faibles charges, la poutrelle enrobée de béton se comporte comme un système de deux matériaux homogènes possédant des modules d'élasticité différents. Les fléchissements permanents deviennent rapidement considérables ;

Pour $\sigma_1 = 1400$ à 1500 kg/cm^2 , ils atteignent déjà la moitié de la valeur des fléchissements totaux. Si la dalle se trouve au-dessus de la poutrelle en I, et pour les charges ci-dessus, les fléchissements permanents n'atteignent que de 10 à 12 % des fléchissements totaux. Ces derniers sont plus élevés que ne l'indique la théorie dans l'hypothèse d'un matériau homogène avec $E_b = 210.000 \text{ kg/cm}^2$ (Traction et compression) et avec $n = 10$; ils sont toutefois plus faibles que ne l'indique le calcul avec $E_{bd} = 140.000 \text{ kg/cm}^2$, $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$ et $n = 15$.

Ces valeurs inférieures des fléchissements doivent être attribuées à l'intervention du béton, entre les différentes fissures, car la poutrelle métallique, au moins du côté de la traction, est soumise à la pleine contrainte à l'endroit des fissures.

Il importe en outre de noter l'extrême importance, d'ailleurs favorable, de la résistance à la torsion des dalles de béton armé, pour des rigidités différentes des poutrelles voisines.

Ainsi la charge critique, dans les poutrelles enrobées de béton, n'est pas plus élevée que dans les poutrelles renforcées, mais non enrobées ; toutefois, dans ces poutrelles enrobées, la capacité de charge est plus forte. Par suite, on pourrait se contenter d'un coefficient de sécurité plus faible ; au lieu d'adopter de 1,7 à 2,0, on pourrait peut-être se contenter de 1,5 à 1,7. Dans les poutres « libres », il conviendrait d'adopter un coefficient de sécurité de 2,5 à 3.

Summary.

When calculating the dimensions of a free I-beam, the risk of buckling must be taken into consideration. But if the lower part of the beam is laterally supported by ceiling arches at both sides, the load can be further

increased, i. e. the beams can be stressed up to the yield point. If lateral buckling is prevented in any way, for example by the beam being encased in concrete which reaches at least up to the under surface of the top flange, the limit of carrying capacity is practically when the yield point has been reached in the whole cross-section of the flange. From then onwards, the deflections (especially the permanent deflections) increase very rapidly ; this is identical with the flooring becoming unusable. This load is therefore termed the critical load.

With beams not encased in concrete, the deflections above the limit of proportionality are in general greater than those calculated with $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

An encased beam when lightly loaded behaves as a compound beam made of two homogeneous materials with different moduli of elasticity. The permanent deflections soon become considerable ; already with $\sigma_1 = 1400$ to 1500 kg/cm^2 they amount to half the total deflections. If the slab is over the I-beam, the permanent deflections with this load are only 10 to 12 % of the total deflections. These are greater than would be expected according to theoretical considerations assuming a homogeneous material $E_b = 210.000 \text{ kg/cm}^2$ (in tension and compression) and with $n = 10$, but they are smaller than those calculated with $E_{bd} = 140.000 \text{ kg/cm}^2$, $E_{bz} = 0 \text{ kg/cm}^2$ and $n = 15$.

The smaller deflection is to be attributed to the action of the concrete between the separate cracks, since the steel beam is fully stressed at a crack (at least on the tension side).

Another point worthy of notice is the extraordinarily great (favourable) significance of the resistance to twisting of the reinforced concrete slabs for different degrees of stiffness of the neighbouring beams.

Consequently the critical load with encased beams is also not greater than with stiffened uncased beams, but the limit of carrying capacity is higher with encased beams. A lower degree of safety might therefore be sufficient, possibly 1.5 to 1.7 instead of 1.7 to 2.0. In the case of free beams, a degree of safety of 2.5 to 3 should be stipulated.

R. LÉVI,

Ingénieur en Chef adjoint, Chemins de Fer de l'État, Paris.

Il semble résulter des expériences pratiquées sur les poutrelles en acier enrobées de béton que l'on soit en droit de calculer ces ouvrages comme les ponts en béton armé.

On peut tirer une conclusion semblable des mesures que nous avons effectuées lors de son achèvement, sur le pont de l'Europe à Paris. Ce pont, reconstruit récemment par les Chemins de fer de l'État, est constitué dans sa partie centrale par un cours de poutres métalliques dont les membrures sont prises dans deux hourdis en béton armé.

Les poutres ont environ 2 m. 10 de hauteur hors cornières, le hourdis supérieur qui supporte la chaussée a une épaisseur de 21 cm. et le hourdis infé-

rieur, qui a été établi uniquement pour isoler des fumées l'ossature métallique n'a que 8 cm. d'épaisseur.

La solidarité du béton armé aux poutres a été accrue par l'addition de petites pièces en fer plat pincées dans les rivets de bordure.

On peut dire que ce type d'ouvrages constitue l'extrapolation des ponts à poutrelles enrobées pour des portées supérieures aux portées usuelles.

Au pont de l'Europe, l'ossature a été calculée sans tenir compte de l'appoint de résistance que fournit le béton.

On pouvait donc s'attendre à trouver lors des essais des déformations et des fatigues dans le métal inférieures à celles du calcul.

Mais cette réduction a dépassé ce qu'on pouvait supposer.

D'une manière générale on a constaté, au cours des essais, une déformation permanente assez faible due à la première mise en charge. Quant aux déformations survenant lors des déchargements et lors des applications successives des surcharges, elles ont été exactement 10 fois inférieures à ce qu'indiquait le calcul basé sur la résistance du métal seul (2 mm au lieu de 20 mm).

Enfin les Manet-Rabut fixés sur le haut et le bas des âmes des poutres n'ont pas été influencés par les déformations locales, alors que le calcul indiquait des efforts de 4 kg. par millimètre carré environ.

Pour expliquer les résultats obtenus, il faut supposer notamment que, sous l'influence des surcharges le béton se comporte élastiquement, aussi bien en tension qu'en compression. Le coefficient d'élasticité de l'acier étant supposé de 22.10,9 m serait égal à 6,6.

D'autre part, si ces hypothèses étaient exactes, le taux de travail du béton tendu résultant des charges appliquées après sa prise dépasserait par endroits 30 kg/cm². Il semble difficile d'admettre que cet effort n'ait occasionné aucune déformation permanente ni aucune fissure. Mais rien n'en trahit l'existence et l'on est en droit de considérer qu'après la première mise en charge le béton se comporte élastiquement vis-à-vis des surcharges avec un coefficient d'élasticité élevé.

Ces constatations ne valent évidemment que parce que le pont en question, calculé en faisant abstraction du béton, possède précisément une résistance très surabondante, mais elles permettent d'espérer que, dans des ouvrages semblables, on saura faire une économie importante de métal, à condition d'avoir pratiqué des expériences renouvelées.

Une première conclusion qui s'impose est qu'il est possible d'associer le béton aux poutres métalliques assez énergiquement pour qu'il ne se produise pas de glissement. Ceci étant, il est légitime de prendre en compte la résistance du béton, tout au moins dans les parties comprimées.

Cette considération devrait conduire les constructeurs à laminier des poutrelles dissymétriques pour réduire le poids de métal dans la membrure comprimée.

En poussant plus loin les résultats indiqués on en viendrait à considérer que dans les poutres mixtes de grande hauteur à 2 hourdis, la résistance vis-à-vis des surcharges est réalisée presque exclusivement par le béton, tendu et comprimé, l'ossature ayant seulement, avec le concours du béton comprimé, un rôle de résistance à peu près statique, correspondant à la charge morte.

Cette considération conduirait à des sérieuses économies de métal.

Résumé.

L'auteur donne les résultats d'expériences effectuées sur le Pont de l'Europe à Paris. Les poutres du tablier sont composées de tôles et cornières et leurs membrures seules sont enrobées.

Ces résultats conduisent à la conclusion que le béton d'enrobage tendu et comprimé intervient totalement dans la résistance de l'ouvrage pour les surcharges et qu'on pourrait envisager, après confirmation par d'autres essais, de tenir compte de ce concours dans les calculs.

Zusammenfassung.

Der Verfasser gibt die Versuchsergebnisse der Messungen an der Brücke « Pont de l'Europe » in Paris bekannt. Die Fahrbahnträger sind aus Stehblechen und Winkleisen gebildet und allein ihre Gurtungen sind umhüllt.

Diese Ergebnisse führen zur Folgerung, dass sich der gezogene und gedrückte Umhüllungsbeton für die Verkehrslasten vollständig am Spannungszustand der Konstruktion beteiligt und dass man auf Grund der Bestätigung dieser Beobachtung durch andere Versuche vorsehen könnte, dieses Mitwirken in den Berechnungen zu berücksichtigen.

Summary.

The author gives the results of tests made on the Pont de l'Europe in Paris. The beams of the flooring are formed of steel plate and angle iron, and only their booms are encased in concrete.

These results lead to the conclusion that the concrete casing, in tension and in compression, contributes fully to the strength of the structure for the traffic loads, and that it is possible to foresee this being taken into account in calculations, after these observations have been confirmed by further other investigations.

Dr. sc. techn. F. STÜSSI,

Oberingenieur der Eisenbaugesellschaft Zürich.

1. Gegenstand.

Um festzustellen, in welchem Masse die Tragfähigkeit von eisernen Trägern durch die Verbundwirkung mit Beton, der ja in vielen Fällen schon aus konstruktiven Gründen angeordnet wird, vergrössert werde, entschloss sich die Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Eisenhochbau-Fabriken (T.K.V.S.B.) auf Vorschlag von Dipl. Ing. P. Sturzenegger, Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich, zur Durchführung von Versuchen mit einbetonierten Walzträgern¹.

1. Hier wird nur auf die für die Praxis wichtigsten Versuchsergebnisse (Brucherscheinungen, Steifigkeit, Tragfähigkeit) eingetreten. Die Beobachtungen über den Spannungsver-

Abb. 1 zeigt den Querschnitt der Versuchsträger. Doppelträger wurden gewählt, um Torsionsbeanspruchungen aus nicht genau in Trägerebene liegendem Kraftangriff zu vermeiden. Die Breite der die beiden Eisenträger I 14 verbindenden Betonplatte von 8,0

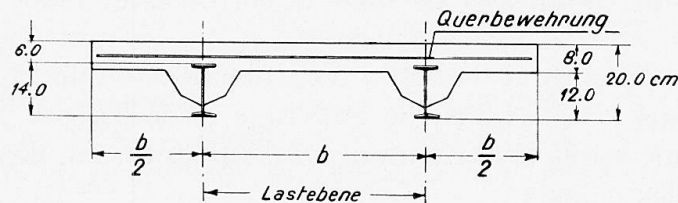


Fig. 1. — Section des poutres d'essai.
Querschnitt der Versuchsträger.
Section through the test beams.
Armatures transversales = Querbewehrung.
Transverse reinforcement.
Plan de charge = Lastebene = Load level.

der beiden Baustoffe: St. 37 der Träger I 14 mit einer Zugfestigkeit von 3,84 t/cm² und Beton (300 kg Portlandzement auf 1200 l Sand und Kies) sind in Abb. 2 dargestellt. Diese Spannungsdehnungsdiagramme stellen die Mittelwerte aus je 6 Versuchen dar.²

Die Versuchsträger wurden durch eine hydraulische Pumpe belastet, deren Druck P durch ein System von sich kreuzenden Balken je zu einem Viertel auf die Drittelpunkte der Einzelträger übertragen wurde. (Abb. 3). Die Druckübertragung erfolgte durch Kugellager und die Träger waren an beiden Enden auf Rollen gelagert, wodurch Reibungskräfte vermieden und streng symmetrische Beanspruchungsverhältnisse erreicht wurden.

Bei der praktischen Ausführung beansprucht in der Regel das Eigengewicht der weich aufgetragenen Betonmasse und des Trägers den Eisenquerschnitt allein, bevor der Verbundquerschnitt (Eisen + abgebundener Beton) zur Wirkung kommt. Um den Einfluss dieser « Vorspannung » auf die Bruchlast des Verbundquerschnittes beobachten zu können, wurde

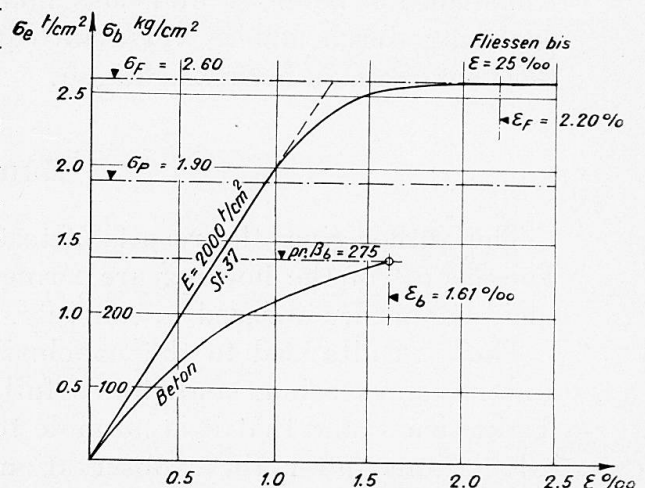


Fig. 2. — Diagramme des allongements.
Spannungsdehnungsdiagramme.
Stress-strain diagram.
Écoulement jusqu'à... = Fließen bis...
Yield up to...
Béton = Beton = concrete.

lauf in Verbundträgern sollen in einer späteren Veröffentlichung der T.K.V.S.B. bekannt gegeben werden.

1. Der Querschnitt einer Vorversuchsreihe ohne Querbewehrung ist in den Abb. 6a und 8 ersichtlich.

2. Die Spannungsdehnungsdiagramme der Zugproben aus St. 37 und der Druckproben an Betonprismen $12 \times 12 \times 36$ cm wurden an der Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E.T.H. in Zürich aufgenommen. Dabei besaßen die Betonprismen gleiches Alter (5 Wochen) wie die Versuchsträger bei ihrer Prüfung, welche in den Werkstätten der Eisenbaugesellschaft Zürich durchgeführt wurde.

die Hälfte der Versuchsträger vor dem Betonieren durch angehängte Gewichte mit einer Beanspruchung von $\sigma_0 = 1,0 \text{ t/cm}^2$ vorbelastet (Versuche A). Aus dem Vergleich mit den Versuchen B, bei denen auch das Eigengewicht infolge der durchgehenden Unterstützung während Herstellung und Abbindezeit erst auf den Verbundträger wirken konnte, ergab sich der Einfluss der Vorspannung auf die Tragfähigkeit.

Ausgehend von der Auffassung, dass die jungfräuliche Belastung für die Beurteilung der Sicherheit eines Verbundträgers massgebend ist¹, wurde die Belastung stufenweise, ohne zwischengeschaltete Entlastungen, bis zur Zerstörung der Versuchsträger gesteigert. Die Abbildungen 4 und 5 zeigen die Anordnung der Versuchseinrichtung.

2. Die Brucherscheinungen.

Durch Ueberwinden der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen trat ein Gleiten des Trägers im Beton ein. Dieses Gleiten äusserte sich ruckweise und

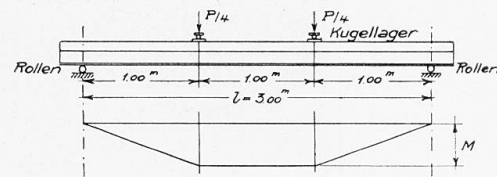


Fig. 3. — Schéma de mise en charge.
Belastungsschema.

Arrangement of loading.

Paliers à billes = Kugellager.

Ball bearings.

Rouleaux = Rollen = Rolls.

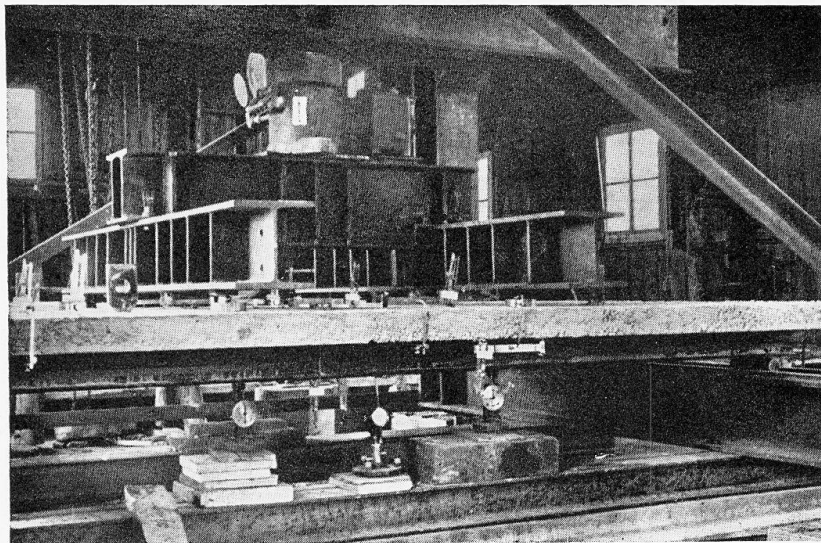


Fig. 4. — Dispositif d'essai avec poutres, avant l'essai.

Versuchseinrichtung mit Trägern vor dem Versuch.

Testing arrangement with beams, before the test.

vergrösserte sich bei andauernder Belastung bis auf rund 3 cm (Abb. 6). Bei den Haken, die zur Handhabung der Versuchsbalken auf den Eisenträgern aufgeschweisst waren, wurde dabei der Beton zerdrückt. (Abb. 7.)

Die Querverbiegung der Betonplatten infolge der wagrechten Schubspan-

1. Wir schliessen uns damit der Auffassung F. von Empergers an. Vgl. : v. Emperger : Verbundsäulen. Vorbericht zum Pariser Kongress 1932, S. 600.

nungen äusserte sich beim Bruch in einem starken Längsriss über den I-Trägern. Dadurch, bzw. durch die schon vorher auftretenden starken Quer-

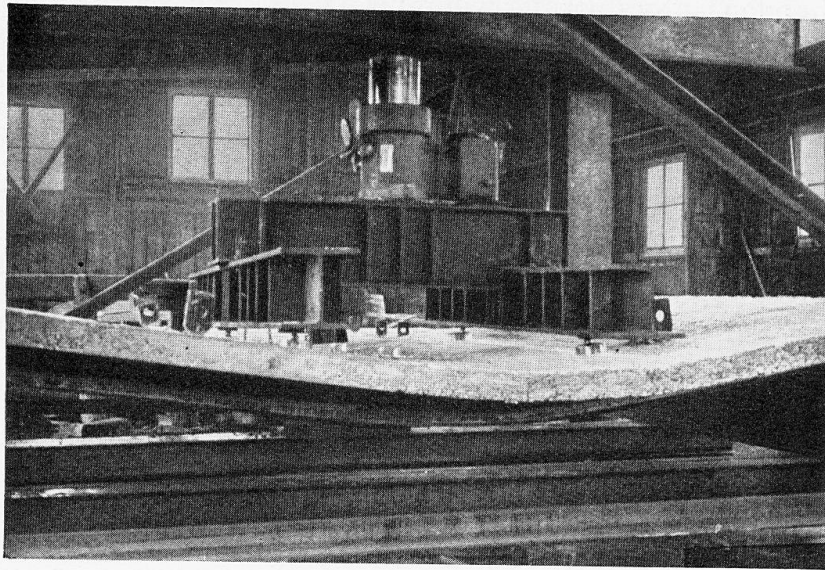


Fig. 5. — Dispositif d'essai avec poutres, après l'essai.
Versuchseinrichtung mit Träger nach dem Versuch.
Testing arrangement with beams, after the test

dehnungen, wird auch die Haftfestigkeit bis zur Möglichkeit des Gleitens vermindert (Abb. 8).

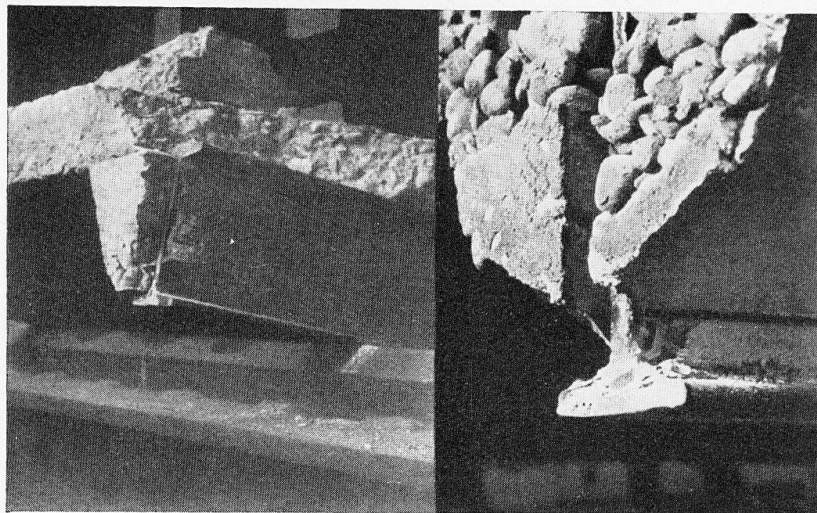


Fig. 6. — Déplacement des poutres aux extrémités.
Gleiten der Träger, Trägerende.
Slipping of the beams at the ends.

Auffallend war das späte Auftreten der ersten Zugrisse; selbst in den Vouten, den Betonfasern stärkster Dehnung, traten sie erst oberhalb der halben Bruchlast auf. Die gemessenen entsprechenden Dehnungen des Eisens betrugen

dabei rd. $0,8 \text{ ‰}$. In der Platte traten Zugrisse erst im letzten Drittel des Belastungsvorganges auf (Abb. 9, Abb. 10).

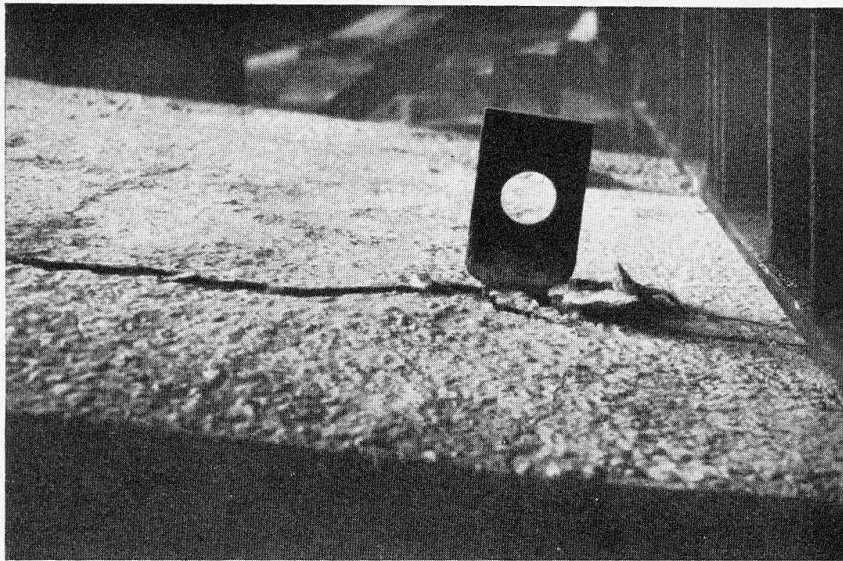


Fig. 7. — Déplacement des poutres et destruction du béton aux crochets de mise en charge.
Gleiten der Träger, Betonzerstörung bei Lasthaken.
Slipping of the beams. Breakdown of concrete at load hooks.

Bei einzelnen Trägern konnte ungefähr gleichzeitig mit dem Gleitbeginn auch eine beginnende Zerstörung des Betons durch Druck festgestellt werden,

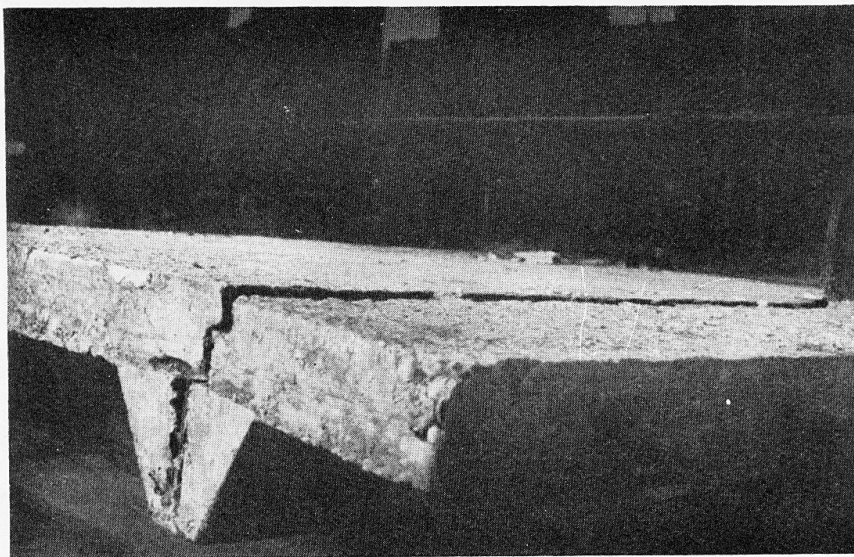


Fig. 8. — Fissure longitudinale avec déplacement de la poutre.
Längsriss mit Gleiten des Trägers.
Longitudinal crack, with slipping of the beam.

so besonders bei den Versuchsträgern mit der kleinsten Plattenbreite $b = 60 \text{ cm}$ (Abb. 11). Stark ausgeprägt war die Druckzerstörung beim Nebenversuch C, bei dem durch quer auf die I-Träger aufgeschweisste und in den

Beton eingreifende Flacheisen das Gleiten vollständig verhindert worden war.

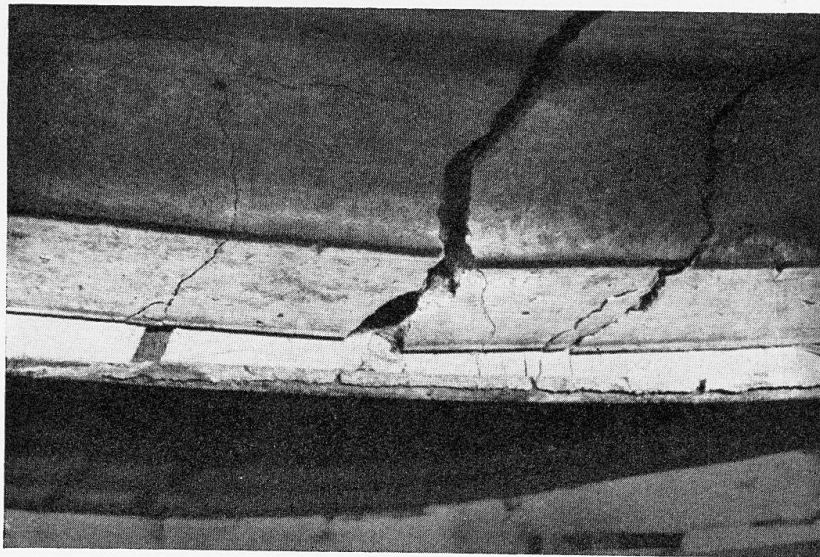


Fig. 9. — Fissures de traction dans les voûtes (à la rupture).
 Zugrisse in den Vouten (Bruchzustand).
 Tensile cracks in the arches (Condition at rupture).

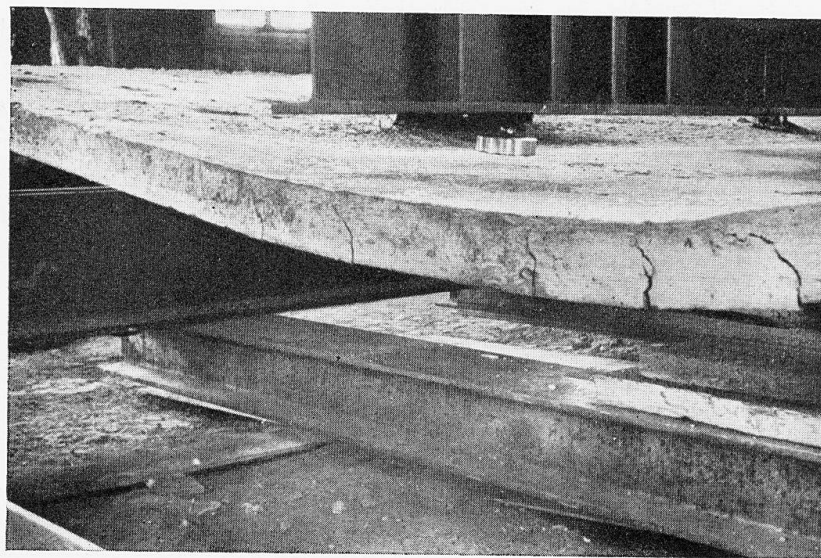


Fig. 10. — Fissures de traction sur les bords de la dalle (à la rupture).
 Zugrisse am Plattenrand (Bruchzustand).
 Tensile cracks at the edges of slab (Condition at rupture).

3. Durchbiegungen.

In Abb. 12¹ sind die beobachteten Durchbiegungen von Versuchsträgern B

1. Als Masstab der Belastungen wurde, wie auch in den spätern Abb. 13 und 15, das maximale Biegemoment eines Einzelträgers, also des halben Querschnitts nach Abb. 1, aufgetragen.

(ohne Vorbelastung der I-Träger) mit den in üblicher Weise mit $n = 10^1$ berechneten Werten verglichen. Die gemessenen Durchbiegungen sind im Bereiche der Gebrauchslast kleiner als die berechneten. Die bedeutende Zunahme der Steifigkeit einer Trägerdecke durch die Mitwirkung des Betons im Verbundquerschnitt wird durch Vergleich mit der in Abb. 12 ebenfalls eingetragenen Durchbiegung des I-Trägers allein anschaulich².



Fig. 11. — Fissure longitudinale et destruction du béton par compression.
Längsriss und Druckzerstörung des Betons.
Longitudinal cracking and destruction of the concrete by pressure.

4. Tragfähigkeit.

Zur Beurteilung der beobachteten Tragfähigkeit der Versuchsträger wurden die Bruchmomente der Verbundquerschnitte auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme der Abb. 2 und folgender Voraussetzungen berechnet :

- a. die Querschnitte bleiben eben³,
- b. es trete kein Gleiten der I-Träger im Beton ein.

1. $n = 10$ = Verhältnis des Elastizitätsmoduls von Eisen zum Druckelastizitätsmodul von Beton ; Beton der Zugzone vernachlässigt.

2. Selbstredend sind Durchbiegungen infolge Vorbelastung der eisernen I-Träger getrennt von den Durchbiegungen der Verbundträger zu ermitteln.

3. Die durchgeführten Dehnungsmessungen zeigten, dass diese Voraussetzung nicht genau zutrifft. Nach unserer Auffassung liegt ein Grund für das Nichteckenbleiben der Querschnitte in folgendem Umstand : Summiert man in einem Balkenelement zwischen zwei benachbarten Querschnitten einerseits die Druckspannungen von Betonoberkante abwärts und andererseits die Zugspannungen von I-Trägerunterkante aufwärts, so sind die beiden Summen (= Schubkraft) bei der Nulllinie, oder, wenn diese oberhalb des I-Trägers verläuft und bei Ausschluss von Betonzugfestigkeit, auch auf der I-Trägeroberkante einander gleich. In dieser Ebene muss demnach die Schubkraft vom Beton auf das Eisen übergehen. Da sie sich in Wirklichkeit jedoch auf einen grösseren Teil des I-Trägerumfanges verteilen wird, kann der Spannungsverlauf auch bei Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes nicht mehr geradlinig sein und die Querschnitte können nicht mehr eben bleiben. Der Einfluss auf die Grösse der Bruchmomente scheint jedoch gering zu sein.

Abb. 13 enthält den Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Bruchmomenten. Mit Ausnahme der Träger mit kleinster Plattenbreite liegen die Versuchswerte unter den theoretisch ermittelten. Der Unterschied zwischen Versuch und Rechnung entspricht offenbar der Tragfähigkeitsverminderung infolge des Gleitens der Träger im Beton. Der Abfall beträgt hier im ungünstigsten Falle weniger als 20 %. Bei den Trägern mit $b = 60$ cm liegen die Versuchswerte etwas höher als die der Rechnung; da bei diesen auch deutliche Druckzerstörung festzustellen war, das Gleiten also erst in dem Moment eintrat, als die Betonfestigkeit annähernd erreicht war, bestätigen sie die Richtigkeit der rechnerisch ermittelten Bruchmomente bei erfüllter Voraussetzung b. Ebenfalls eine Bestätigung der Rechnung liefert der in Abb. 15 eingetragene Nebenversuch C mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten.

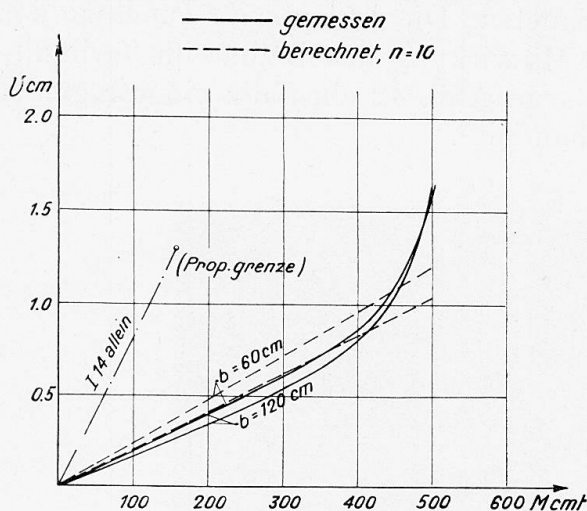


Fig. 12. — Flèches.

Durchbiegungen = Deflection.

Limite de proportionnalité.

Proportionalitätsgrenze.

Limit of proportionality.

Poutrelle I 14 seule = Träger I 14 allein.

Girder I 14 alone.

Mesurées = gemessen = measured.

Calculées = berechnet = calculated.

tive Ausbildung von Verbundträgern folgen aus diesen Feststellungen zwei Möglichkeiten :

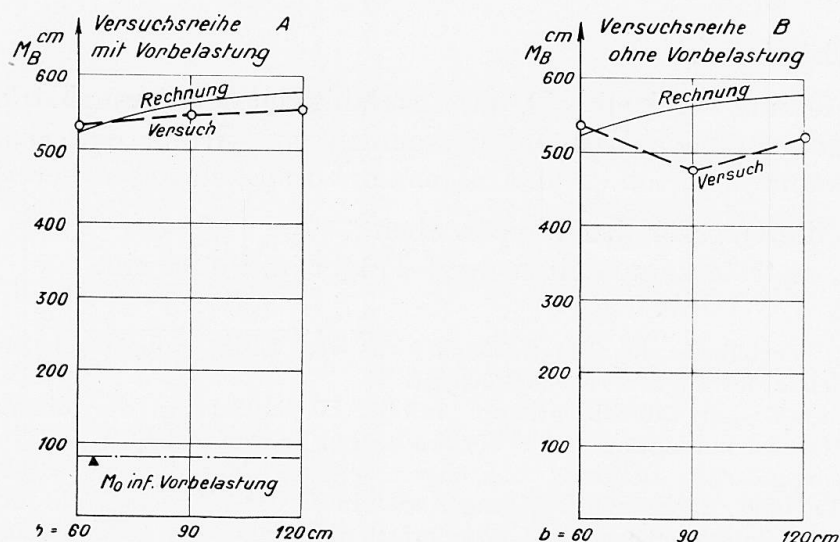


Fig. 13. — Moments de rupture.

Bruchmomente.

Moments at rupture.

série d'essais effectués avec charge préliminaire.

Versuchsreihe mit Vorbelastung.

series of tests with preliminary loading.

....sans.... =ohne.... =without....

résultat calculé = Rechnung = calculated.

résultat de l'essai = Versuch = test result.

M_0 dû à la charge préliminaire = M_0 inf. Vorbelastung = M_0 due to preliminary loading.

a. Das Gleiten der Träger im Beton wird durch besondere konstruktive Massnahmen verhindert. Als solche kommen Rundeisenbügel, die durch Löcher in den Stegen der I-Träger durchgesteckt werden, in Frage. Bei einer derartigen Anordnung darf der Bemessung das volle rechnerische Bruchmoment zu Grunde gelegt werden.

b. Falls keine besondere Sicherung gegen das Gleiten der Träger im Beton vorgesehen wird, ist mit einer verminderten Tragfähigkeit zu rechnen. Nach den Resultaten der allerdings nicht sehr zahlreichen T.K.V.S.B.-Versuche ist diese Tragfähigkeitsverminderung mit 20 % genügend berücksichtigt.

Bei der Versuchsreihe A mit Vorbelastung der I-Träger ist dadurch die Gesamtbruchlast gegenüber Trägern ohne Vorbelastung nicht vermindert worden, eine Feststellung, die mit der theoretischen Untersuchung übereinstimmt. Wir folgern daraus, dass mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Bruch der Bemessung von Verbundquerschnitten nur das gesamte Maximalmoment zu Grunde gelegt werden muss, unabhängig davon, ob ein Teil der Belastung anfänglich auf die Eisenträger allein aufgebracht werde oder nicht ¹.

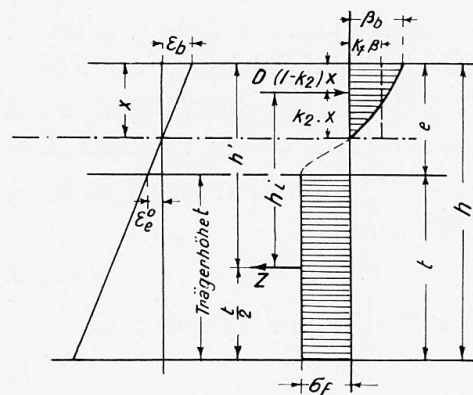


Fig. 14. — Désignations.
Bezeichnungen = Signs used.
Hauteur des poutres = Trägerhöhe.
Height of girders.

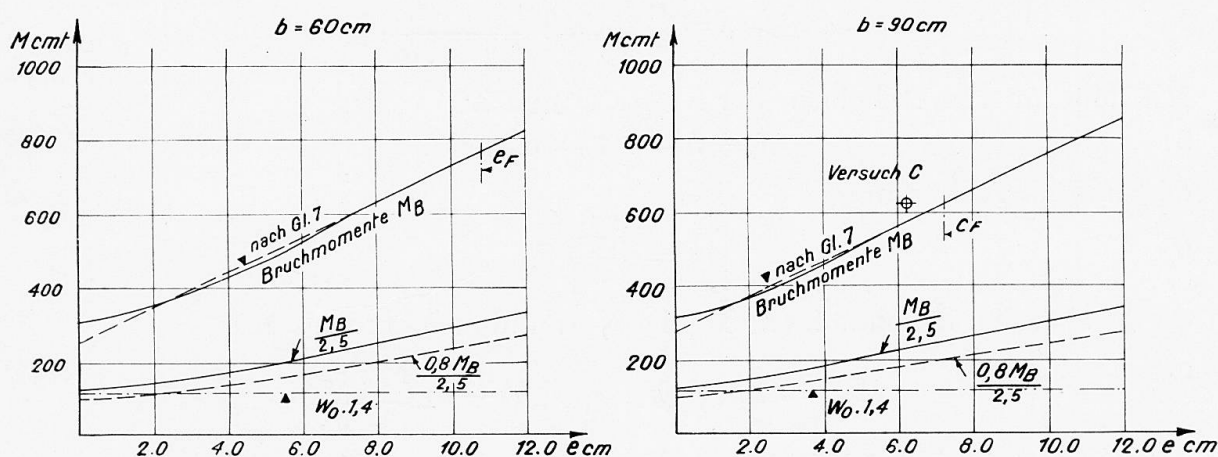


Fig. 15. — Influence de l'épaisseur e de la dalle proprement dite.
Einfluss der Ueberdeckungshöhe e .

Influence of the thickness of covering e .

suiuant équation 7 = nach Gleichung 7 = according to equation 7.
moments de rupture = Bruchmomente = moments at rupture.

Der Umstand, dass Vorbelastungen der Eisenträger die Gesamtbruchlast des Verbundträgers nicht beeinflussen, lässt den Rückschluss zu, dass das Schwinden des Betons zwar die Risslast vermindern kann, dagegen ohne Einfluss auf die Bruchlast ist.

Die erwähnte Berechnung des Bruchmomentes eines Verbundquerschnittes

1. Mit Rücksicht auf das Eintreten bleibender Formänderungen erscheint allerdings eine gewisse Beschränkung der Vorbelastung angezeigt.

auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme beider Baustoffe ist im allgemeinen sehr zeitraubend, sodass sie für die praktische Bemessung kaum in Frage kommt. Es lässt sich jedoch eine Bedingung für die Querschnittsform angeben, unter welcher beim Bruch sich der ganze Eisenquerschnitt im Fließzustand befindet. Für diesen Fall ist die Grösse des Bruchmomentes durch eine Gleichgewichtsbedingung allein festgelegt¹.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 14, die sich auf den Bruchzustand bezieht, und mit F_c = Querschnitt des eisernen Trägers, σ_F = Fließbeanspruchung, β_b = Prismendruckfestigkeit des Betons ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$1) \quad D = k_1 \cdot \beta_b \cdot b \cdot x = Z = F_c \cdot \sigma_F$$

der Nulllinienabstand x zu

$$2) \quad x = \frac{F_c \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b}$$

Die Eisendehnung am oberen I-Trägerrand beträgt

$$3) \quad \varepsilon_e^o = \varepsilon_b \cdot \frac{e - x}{x} = \varepsilon_b \cdot \left(\frac{e}{x} - 1 \right)$$

Sobald $\varepsilon_e^o \geq \varepsilon_F$, befindet sich der ganze Eisenquerschnitt im Fließzustand und die Bedingung für den beschriebenen Bruchzustand folgt aus den Gleichungen 2 und 3 zu

$$4) \quad e \geq e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_c \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b}$$

Mit dem inneren Hebelarm der Kräfte D und Z

$$5) \quad h_i = h' - (1 - k_2) \cdot x$$

und mit der Abkürzung

$$6) \quad k = \frac{1 - k_2}{k_1}$$

ergibt sich das Bruchmoment M_B des Verbundquerschnittes zu

$$7) \quad M_B = Z \cdot h_i = F_c \cdot \sigma_F \cdot \left(h' - k \cdot \frac{F_c \cdot \sigma_F}{\beta_b \cdot b} \right)$$

Der Wert von k ist für verschiedene Betonarten nur sehr wenig veränderlich; er darf mit $k = 0,55$ bis $0,60$ in die Berechnung eingeführt werden.

In Abb. 15 sind die berechneten Bruchmomente M_B für Plattenbreiten $b = 60$ und $b = 90$ cm bei wachsender Ueberdeckungshöhe e aufgetragen. Die Abweichungen der genau berechneten Werte für $e < e_F$ gegenüber den nach Gl. 7 ermittelten sind gering. Gl. 7 erlaubt somit allgemein die direkte Bestimmung der Bruchlast von auf Biegung beanspruchten Verbundträgern in guter Annäherung.

Vergleicht man die durch den beabsichtigten Sicherheitsgrad dividierten

1. Vergl. Stüssi : Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton - Rechteckbalkens. Abhandlungen der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, I. Band, Zürich, 1932.

Werte von M_B mit der für den I-Träger allein zulässigen Belastung, so ergibt sich, dass die Verbundwirkung erst von einer gewissen Ueberdeckungshöhe e an eine nennenswerte Vergrösserung der Tragfähigkeit bewirkt. Im Beispiel der Abb. 15 mit Beton von 275 kg/cm^2 Prismendruckfestigkeit ist 2,5-fache Sicherheit gegen Bruch angenommen. Die Linie $M_B : 2,5$ entspricht einem Verbundquerschnitt mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten, während die Werte 0,8. $M_B : 2,5$ für Verbundträger ohne Gleitsicherung in Frage kommen. Für den Vergleich mit dem Eisenquerschnitt I 14 allein wurde die zulässige Bieungsbeanspruchung mit $1,4 \text{ t/cm}^2$ angenommen.

Die vorgelegten Ausführungen stützen sich auf eine kleine Anzahl von Versuchen, deren Weiterführung mit dem Zweck der weiteren Prüfung und Bestätigung dieser ersten Ueberlegungen und Resultate wünschenswert ist. Die die Haftfestigkeit zwischen I-Trägern und Beton betreffenden Fragen, wie z.B. die Grösse der die Gleitsicherung beanspruchenden Schubkräfte, wären ebenfalls auf dem Versuchsweg abzuklären.

Traduction.

1. Objet.

La Commission Technique du Syndicat des Ateliers Suisses de Construction de Ponts et Charpentes Métalliques, que l'on désigne généralement sous les initiales « T.K.V.S.B. », a pris, suivant la proposition du Dipl. Ing. P. Sturzenegger, directeur de la Société de Constructions Métalliques de Zurich, la décision de procéder à des essais sur profilés enrobés de béton, en vue de déterminer dans quelle mesure la capacité portante de ces éléments peut se trouver accrue par l'influence de l'enrobage, ce dernier étant d'ailleurs très souvent prévu déjà pour des raisons de construction ¹.

La figure 1 représente la section de la poutre d'essai. On a choisi la poutre à armature double, afin d'éviter les contraintes de torsion qui pourraient résulter de l'application d'efforts situés non exactement dans le plan de la poutre. La largeur de la dalle de béton reliant entre elle les deux profilés I 14, et qui a une épaisseur de 8 cm., a été fixée à $b = 60, 90$, et 120 cm, afin de pouvoir déterminer, toutes autres dimensions restant les mêmes, quelle pouvait être l'influence d'une modification de la surface de béton adjointe. Cette dalle de béton intermédiaire a été munie, à la moitié de sa hauteur, d'une armature transversale légère, constituée par des fers ronds de 6 à 8 mm, admettant entre eux des écartements de l'ordre de 30 cm ².

Les caractéristiques élastiques des deux matériaux : l'acier St. 37 pour la poutre I 14, admettant une résistance à la traction de $3,84 \text{ t/cm}^2$ et le béton (mélange à 300 kg de ciment Portland pour 1200 litres de sable et de gravier),

1. Il ne sera mentionné dans ce qui suit que les résultats d'essais qui présentent un intérêt particulier dans la pratique (phénomènes de rupture, rigidité, capacité portante). Les résultats des observations concernant l'allure de variation des contraintes dans les poutres enrobées de béton seront publiés dans une communication ultérieure de la T.K.V.S.B.

2. On remarquera, sur les figures 6 a et 8, la section qui a été adoptée pour une série d'essais préliminaires, et qui ne comporte pas d'armature transversale.

sont indiquées sur la figure 2. Le diagramme de déformations représente une valeur moyenne déduite de 6 essais ¹.

Les poutres d'essai ont été mises en charge au moyen d'une pompe hydraulique. La charge a été appliquée, à raison du quart de la pression exercée par la pompe, au tiers des poutres, par l'intermédiaire d'un système de poutres auxiliaires croisées (figure 3). Cette application était réalisée au moyen d'un palier à billes, les poutres étant supportées, à leurs deux extrémités, par des rouleaux, ceci afin d'éviter les frottements et de pouvoir réaliser des conditions de charge rigoureusement symétriques.

En règle générale, dans l'exécution pratique, le poids propre de la masse de béton, progressivement appliquée, et de la poutre elle-même, agit tout d'abord uniquement sur la section des armatures, avant que la section combinée (fers + béton d'enrobage) n'intervienne. Afin de pouvoir observer l'influence de cette « contrainte initiale ou préliminaire » sur la charge de rupture de la section combinée, la moitié des poutres d'essai a été soumise, avant le bétonnage et au moyen de poids convenablement suspendus, à une charge préliminaire $\sigma_0 = 1$ tonne par cm^2 (essais A). Par contre, dans les essais B, on a pris soin de ne faire agir le poids propre sur les poutres qu'après l'enrobage, en prévoyant un appui continu pendant le bétonnage et la prise. On a pu ainsi, par comparaison entre les essais A et B, déterminer l'influence de la contrainte préliminaire sur la capacité de charge.

En s'appuyant sur cette conception que le processus de la mise en charge initiale joue un rôle capital dans l'évaluation du coefficient de sécurité que peut fournir une poutre enrobée ², on a effectué la mise en charge progressivement, sans décharges intermédiaires, jusqu'à la destruction des poutres d'essai. Les figures 4 et 5 représentent la disposition adoptée pour ces essais.

2. Les phénomènes accompagnant la rupture.

Au dépassement de la limite d'adhérence entre le béton et le fer, il s'est produit un glissement de la poutre dans le béton. Ce glissement s'est manifesté brusquement et a augmenté jusqu'à environ 3 cm, avec la continuité de l'application de la charge (figure 6). Il s'est traduit en particulier par une déchirure du béton à l'endroit des crochets qui avaient été soudés sur les poutres métalliques (figure 7), pour permettre de manipuler les poutres d'essai.

La contrainte de flexion transversale des dalles de béton sous l'influence des efforts de cisaillement horizontaux s'est manifestée, à la rupture, sous la forme d'une forte fissure longitudinale sur les poutres en I. Sous cette influence et sous l'action des allongements transversaux qui s'étaient déjà produits aupara-

1. Les diagrammes de déformation des éprouvettes de traction en acier St. 37 et des éprouvettes de compression sur prisme de béton de $12 \times 12 \times 36$ cm. ont été relevés au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de l'École Polytechnique de Zurich. Les prismes de béton utilisés avaient le même âge (5 semaines) que les poutres d'essai au moment des essais, qui ont été effectués dans les ateliers de la Société de Constructions Métalliques de Zurich.

2. Nous nous rallions à ce sujet à l'opinion exprimée par F. v. Emperger (voir Publication Préliminaire au Congrès de Paris de 1932, p. 600 : F. v. Emperger, Colonnes en acier enrobées).

vant, il a pu se produire une diminution de la résistance d'adhérence, allant jusqu'à la possibilité du glissement (figure 8).

L'apparition tardive des premières fissures de traction fut frappante ; même dans les fibres de béton accusant le plus fort allongement, elle ne se manifesta qu'après avoir passé la moitié de la charge de rupture. Les allongements correspondants mesurés dans le fer atteignaient environ 0,8‰. Dans la dalle, les fissures n'apparurent qu'au cours du dernier tiers du processus de mise en charge (figures 9 et 10).

On a pu, dans les poutres élémentaires, constater également un commencement de froissement du béton par compression coïncidant à peu près avec le début du glissement, particulièrement sur les poutres d'essai présentant la largeur minimum de dalle $b = 60$ cm (figure 11). Cette destruction par compression a d'ailleurs été très accusée au cours de l'essai complémentaire C, dans lequel on avait complètement empêché le glissement au moyen de fers plats soudés sur les profilés en I et pénétrant dans la masse du béton.

3. Flèches.

La figure 12¹ permet d'établir la comparaison entre les flèches observées sur les poutres d'essai B (sans charge préliminaire sur les profilés en I) et les valeurs calculées dans les conditions normales, $n = 10$ ².

Dans la zone correspondant aux charges normales, les flèches mesurées sont plus faibles que les flèches calculées. L'importante augmentation de rigidité qui résulte pour un plancher en poutres de l'intervention du béton dans la section d'enrobage est nettement mise en évidence par la comparaison avec les flèches qui correspondent à la poutrelle en I seule et qui ont été portées également sur la figure 12³.

4. Capacité de charge.

Pour l'interprétation de la capacité de charge observée des poutres d'essai, on a calculé les moments de rupture des sections d'enrobage en se basant sur le diagramme de déformation de la figure 2 et sur les hypothèses suivantes :

- a. les sections restent planes⁴ ;

1. Comme échelle des charges, on a pris, de même que dans les figures 13 et 15 qui suivent, le moment fléchissant maximum de la poutre élémentaire, donc de la demi-section suivant la figure 1.

2. $n = 10$ est le rapport entre le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité du béton à la compression ; on néglige le béton de la zone tendue.

3. Il est évident que les flèches qui résultent de l'application de la charge initiale des poutres métalliques en I doivent être déterminées séparément de celles qu'accusent les poutres enrobées.

4. Les mesures d'allongement qui ont été effectuées ont montré que cette hypothèse ne correspondait pas rigoureusement à la réalité. A notre avis, on peut expliquer le fait que les sections ne restent pas planes de la manière suivante : si l'on additionne, pour un élément de poutre compris entre deux sections voisines, d'une part, les contraintes de compression, en descendant à partir du bord supérieur du béton et, d'autre part, les contraintes de traction, en remontant à partir de l'arête inférieure de la poutrelle en I, les deux sommes ainsi obtenues (= effort de cisaillement) sont égales l'une à l'autre à l'endroit de l'axe neutre, ou bien, si celui-ci passe au-dessus de la poutrelle en I, et à l'exclusion de la résistance du béton à la traction, à l'endroit de l'arête supérieure de la poutrelle en I. Dans ce plan, l'ef-

b. il ne se produit aucun glissement des poutrelles en I par rapport au béton.

La figure 13 donne une comparaison entre les moments à la rupture calculés et observés. Sauf pour la poutre qui accuse la plus faible largeur de dalle intermédiaire, les valeurs expérimentales sont au-dessous des valeurs calculées. L'écart entre l'essai et le calcul correspond visiblement à la réduction qui résulte, pour la capacité de charge, du glissement des poutrelles dans le béton. La réduction atteint ici, dans les cas les plus défavorables, moins de 20 %. Pour les poutres admettant $b = 60$ cm., les valeurs expérimentales sont un peu plus élevées que celles que donne le calcul ; comme, dans ce cas, on a pu constater une très nette destruction du béton par compression, le glissement ne se produisant qu'au moment où l'on approche de la résistance maximum du béton, l'exactitude des moments de rupture déterminés par le calcul, dans le cas où l'hypothèse « b » est remplie, se trouve confirmée. L'essai auxiliaire C, porté sur la figure 15 et dans lequel le glissement a été empêché par construction même, confirme également l'exactitude du calcul.

Les résultats ci-dessus offrent deux possibilités pour le calcul et la conception des poutres enrobées :

a. Le glissement des poutrelles métalliques dans le béton est empêché par dispositions pratiques de construction spéciales. On peut envisager par exemple l'emploi d'étriers en fers ronds, traversant les âmes des poutrelles en I au moyen de trous spécialement disposés. Avec cette disposition, le calcul peut être effectué en partant du plein moment de rupture calculé.

b. Si l'on n'entrevoit aucune disposition de sécurité spéciale contre le glissement des poutrelles dans le béton, il faudra tabler sur une capacité de charge réduite. D'après les résultats des essais effectués par le T.K.V.S.B., essais dont le nombre n'est d'ailleurs pas encore très important, il est suffisant d'envisager une réduction de la capacité de charge de 20 %.

Au cours de la série A d'essais avec charge préliminaire des poutrelles en I, la charge totale de rupture ne s'est pas trouvée réduite du fait de cette charge préliminaire, par rapport à celle des poutres sans charge préliminaire, constatation qui concorde avec les résultats de l'étude théorique. Nous en déduisons qu'en tenant compte de la sécurité à la rupture, le calcul des sections enrobées ne doit être basé que sur le moment maximum total, sans qu'il y ait lieu de considérer si une partie de la charge a été, ou non, appliquée initialement sur la poutrelle métallique seule¹.

Le fait que les charges préliminaires des poutrelles métalliques n'exercent pas d'influence sur la charge totale de rupture de la poutre enrobée conduit à cette conclusion que le retrait du béton peut en fait provoquer un abaissement de la limite de résistance à la fissuration, sans toutefois exercer une influence sur la charge de rupture.

fort de cisaillement doit donc passer du béton sur le fer. Comme cet effort se répartit toutefois sur une fraction importante du périmètre de la poutrelle en I, et même en tablant sur la validité de la loi de Hooke, l'allure de variation de la contrainte ne peut plus être rectiligne et les sections ne peuvent plus par suite rester planes. Il semble toutefois que l'influence qui en résulte sur la valeur des moments à la rupture ne soit que faible.

1. En tenant compte de l'apparition de déformations permanentes, il semble toutefois indiqué de limiter dans une certaine mesure l'importance de cette charge préliminaire.

Le calcul du moment de rupture d'une section enrobée, en se basant sur les diagrammes de déformation des deux matériaux, ainsi qu'il a été indiqué, est en général très long, de telle sorte qu'il est difficile d'y recourir dans la pratique. Il existe toutefois, en ce qui concerne la forme des sections, un cas pour lequel la section des fers tout entière se trouve, à la rupture, en état d'écoulement. Dans ce cas, la valeur du moment de rupture est uniquement fixée par une condition d'équilibre¹.

En tenant compte des désignations de la figure 14, qui concerne la rupture et en désignant par :

F_e la section de la poutre métallique,

σ_F la contrainte d'écoulement,

β_b la résistance du prisme de béton,

on déduit de l'équation d'équilibre :

$$D = k_1 \cdot \beta_b \cdot b \cdot x = Z = F_e \cdot \sigma_F \quad (1)$$

la position de l'axe neutre, x :

$$x = \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b} \quad (2)$$

L'allongement du métal au bord supérieur de la poutrelle en I atteint :

$$\varepsilon_e^0 = \varepsilon_b \cdot \frac{e - x}{x} = \varepsilon_b \left(\frac{e}{x} - 1 \right) \quad (3)$$

Dès que $\varepsilon_e^0 \geq \varepsilon_F$, la totalité de la section du fer se trouve en état d'écoulement et la condition correspondant à l'état de rupture prévu peut être déduite des équations (2) et (3) :

$$e \geq e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b \cdot b} \quad (4)$$

En introduisant le bras de levier intérieur des efforts D et Z :

$$h_i = h' - (1 - k_2) x \quad (5)$$

et en posant pour simplifier :

$$k = \frac{1 - k_2}{k_1} \quad (6)$$

on obtient, pour le moment de rupture M_B de la section enrobée :

$$M_B = Z \cdot h_i = F_e \cdot \sigma_F \left(h' - k \frac{F_e \cdot \sigma_F}{\beta_b \cdot b} \right) \quad (7)$$

La valeur de k ne varie que très peu avec les différentes sortes de béton ; on peut adopter pour les calculs la valeur :

$$k = 0,55 \text{ à } 0,60$$

On a reporté sur la figure 15 les moments de rupture M_B calculés pour des largeurs de dalle intermédiaire de 60 et 90 cm et pour une hauteur de recou-

1. Voir Stüssi, Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton-Rechteckbalkens. — Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, volume I, Zurich, 1932.

vrement croissante. Les écarts entre les valeurs calculées avec précision pour $e < e_F$ par rapport aux valeurs déduites de l'équation (7) sont faibles. L'équation (7) permet donc de déterminer, d'une manière générale et suffisamment approchée, la charge de rupture des poutres enrobées sollicitées à la flexion.

Si l'on compare les valeurs obtenues en divisant M_B par le coefficient de sécurité envisagé, on constate que l'intervention de l'enrobage ne se manifeste par une amélioration notable de la capacité de charge qu'à partir d'une certaine hauteur de recouvrement e . Dans l'exemple de la figure 15, avec un béton accusant sur le prisme une résistance à la compression de 275 kg/cm^2 , on a admis un coefficient de sécurité de 2,5. La courbe $M_B/2,5$ correspond à une section enrobée comportant un dispositif empêchant le glissement, tandis que les valeurs $0,8 \cdot M_B : 2,5$ concernent des poutres enrobées ne comportant pas de protection contre le glissement. Pour la comparaison avec la section du fer de la poutrelle I 14 seule, on a adopté une contrainte de flexion admissible de $1,4 \text{ t/cm}^2$.

Les résultats exposés ci-dessus s'appuient sur un petit nombre d'essais ; il est à désirer que ces essais soient poursuivis, afin d'obtenir confirmation de ces considérations et résultats de début. Il conviendrait également d'étudier expérimentalement les questions qui se rapportent à l'adhérence entre les poutrelles en I et le béton, comme par exemple la valeur des efforts de cisaillement susceptibles d'affecter la sécurité contre ce glissement.

Zusammenfassung.

1. Die Tragfähigkeit eiserner Walzträger nimmt durch die Verbundwirkung mit Beton bei wachsender Ueberdeckungshöhe zu.

2. Die natürliche Haftfestigkeit zwischen Beton und steifer Bewehrung genügt nicht, um eine gemeinsame Tragwirkung beider Baustoffe bis zu ihrer Ausnützung zu gewährleisten. Die Abminderung der Tragfähigkeit infolge des Gleitens der I-Träger im Beton beträgt nach den T.K.V.S.B. -Versuchen bis zu 20 %. Falls volle Materialausnützung angestrebt wird, ist die Anordnung einer konstruktiven Gleitsicherung notwendig.

3. Durch eine Vorbelastung der Eisenträger vor dem Betonieren (z.B. durch Deckeneigengewicht) wird die Gesamtbruchlast nicht vermindert.

4. Die Durchbiegungen von Verbundträgern infolge Gebrauchslast können mit Hilfe des Trägheitsmomentes des kombinierten Querschnittes, bei normalem Kiesbeton berechnet für $n = 10$, bestimmt werden.

5. Die angegebene Berechnungsmethode erlaubt die direkte Bestimmung der Bruchlast und damit die Bemessung von Verbundquerschnitten mit beabsichtigtem Sicherheitsgrad.

Résumé.

1. La capacité de charge d'un profilé métallique sous l'influence de l'enrobage du béton augmente lorsque la hauteur de recouvrement croît.

2. L'adhérence naturelle entre le béton et son armature rigide n'est pas suffisante pour assurer une participation commune des deux matériaux à la charge jusqu'à utilisation intégrale de leurs capacités propres. La réduction de la capacité de charge sous l'influence du glissement des poutrelles en I par rapport au béton atteint, suivant les essais du T.K.V.S.B., jusqu'à 20 %. Si l'on envisage l'utilisation intégrale des matériaux, il est nécessaire de prévoir une disposition pratique spéciale assurant la sécurité contre le glissement.

3. La charge totale de rupture n'est pas réduite par l'intervention d'une charge préliminaire de la poutrelle métallique avant l'exécution de l'enrobage (par exemple, par l'influence du poids propre du plancher).

4. Les fléchissements des poutres enrobées sous l'action de la charge normale peuvent être déterminés à l'aide du moment d'inertie de la section combinée, avec $n = 10$ dans le cas du béton de gravier normal.

5. La méthode de calcul indiquée permet de déterminer directement la charge de rupture et de calculer ainsi les sections enrobées avec le coefficient de sécurité envisagé.

Summary.

1. The carrying capacity of rolled iron beams is increased by the combined action with concrete in proportion to the thickness of the covering.

2. The natural adhesion between concrete and stiff reinforcement is not sufficient to ensure both materials taking the load in common up to the utmost limit. The reduction of the carrying capacity in consequence of slipping of the I-beam in the concrete is as much as 20%, according to the T.K.V.S.B. tests. If an endeavour has to be made to utilise the materials to the full extent, provision must be taken to ensure against slipping.

3. By a preliminary loading of the iron beam before concreting (for example, by the weight of the ceiling), the total breaking load will not be reduced.

4. The bending of composite beams in consequence of the working load may be determined with the help of the moment of inertia of the combined cross-section, calculated with normal gravel concrete for $n = 10$.

5. The method of calculating given here allows the load at breakdown to be determined directly and consequently also the dimensions of composite cross-sections for a desired degree of safety.