

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: 27.03.2026

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

VII A₁

POUTRELLES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON

VERBINDUNG VON EISERNEN TRÄGERN MIT BETON

GIRDERS IN CONJUNCTION WITH CONCRETE

RAPPORT D'INTRODUCTION

EINLEITENDES REFERAT

INTRODUCTORY REPORT

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

Dans le domaine des constructions en béton armé, l'acier est généralement employé sous forme de fers ronds disposés de façon à obtenir un rendement maximum. Toutefois, on a constaté souvent qu'on augmente considérablement la résistance d'une construction en faisant collaborer le béton avec des éléments de l'ossature métallique capables de remplir des fonctions constructives et statiques spéciales. Une grande ossature pour des bâtiments hauts et lourds (par exemple pour un gratte-ciel, pour un magasin industriel, pour des docks, etc.) pourra être exécutée soit en béton armé, soit comme construction métallique ou enfin — et cela souvent plus avantageusement — comme construction mixte, c'est-à-dire avec ossature métallique revêtue de béton ou de béton armé. Dans ces cas et en d'autres cas analogues, il faut adopter des armatures métalliques rigides auxquelles on peut attribuer une fonction statique particulière dès la mise en œuvre.

On arrive ainsi à une consommation de fer supérieure à celle de l'ossature en béton armé et inférieure à celle de l'ossature purement métallique. En plus des avantages économiques d'une exécution qui, à certains points de vue, peut devenir plus simple et plus expéditive, on réalise aussi une protection plus efficace de l'armature métallique et une plus grande rigidité.

En étudiant une ossature métallique rigide telle qu'elle puisse à elle seule supporter l'action de son propre poids et celle des charges permanentes de la construction entière, et ensuite, conjointement avec le béton, les charges totales, on peut résoudre différents problèmes avec économie et bien souvent plus efficacement qu'avec une ossature en béton armé ordinaire, et toujours plus avantageusement qu'avec une construction complètement métallique.

Avec une armature métallique rigide, capable de supporter la charge permanente, on réalise non seulement une exécution plus rapide mais aussi une

économie provenant du poids moindre ou même l'élimination d'une partie de l'échafaudage et du cintre supportant le coffrage.

Les avantages de cette solution ont été constatés surtout dans les pays où le coût du bois pour les étayages et pour les cintres est relativement élevé.

Il existe différents moyens de réaliser l'action combinée du béton et de l'armature métallique, surtout avec des poutres en treillis formées de fers profilés comme dans les constructions MELAN, bien connues, et dans celles qui sont adoptées, avec d'excellents résultats, par le prof. EMPERGER, ou même avec des armatures demi-rigides obtenues avec de simples barres à section carrée ou circulaire, comme dans le système BARONI-LULING fort répandu en Italie.

Dans les ossatures de grands bâtiments à plusieurs étages formées par des séries de piliers et de planchers, on a apprécié les avantages que présente le revêtement, en béton, de toute la charpente métallique ; il en est résulté une plus grande résistance, la sûreté contre les dangers d'incendie et surtout des économies sensibles.

On a, de plus, l'avantage de l'augmentation de la rigidité, ce qui est fort utile dans les constructions industrielles soumises à l'action dynamique de machines et de masses en mouvement, et spécialement dans les constructions antisismiques en raison d'une plus grande résistance contre les mouvements ondulatoires des tremblements de terre.

Pour des constructions importantes et difficiles, telles que les ponts, les grandes toitures avec des arcs ou des fermes de grande portée, pour lesquelles les frais d'exécution du coffrage et de l'étayement atteignent un pourcentage élevé du coût total de l'ouvrage (surtout dans les pays qui, comme l'Italie, importent le bois de l'étranger), l'armature métallique rigide préparée à pied d'œuvre réduit les frais des cintres et de l'étayement en bois et présente ainsi des avantages importants.

A titre d'exemple, mentionnons quelques-uns des travaux les plus récents exécutés en Italie :

Dans le système BARONI-LULING, l'armature d'une large ferme, d'un arc, ou d'une grande poutre comporte un treillis dont les membrures sont formées de barres à section carrée, disposées symétriquement et maintenues à la distance voulue par deux séries de boulons croisés ; les montants du treillis et les diagonales sont formés avec des fers ronds enroulés sur les boulons qui constituent les nœuds du treillis. Il en résulte une charpente d'exécution simple que l'on peut préparer à pied d'œuvre tandis qu'un treillis rigide MELAN doit être préparé à l'usine.

Le système a été appliqué à tout type de ferme ¹ : en treillis plus ou moins complexe, en arc, à de grandes poutres à mailles triangulaires ou quadrangulaires, etc., et il a été utilisé dans les constructions les plus variées avec une sensible économie de bois pour les étayements.

La fig. 1 montre une ferme d'une portée nette de 23 m. 80 avec armature système BARONI-LULING supportant le toit à deux pentes du théâtre du Kursaal Diana, à Milan.

Ces constructions à armature rigide revêtue de béton sont particulièrement

1. SANTARELLA. Il Cemento Armato. 3^e édition, vol. 2, Hoepli 1930.

avantageuses pour les ponts. Calculée pour supporter d'abord le poids propre du béton, l'armature métallique peut être lancée à partir des culées comme dans les ponts entièrement métalliques ; le coulage du béton peut alors se faire sans les étayements toujours difficiles et coûteux.

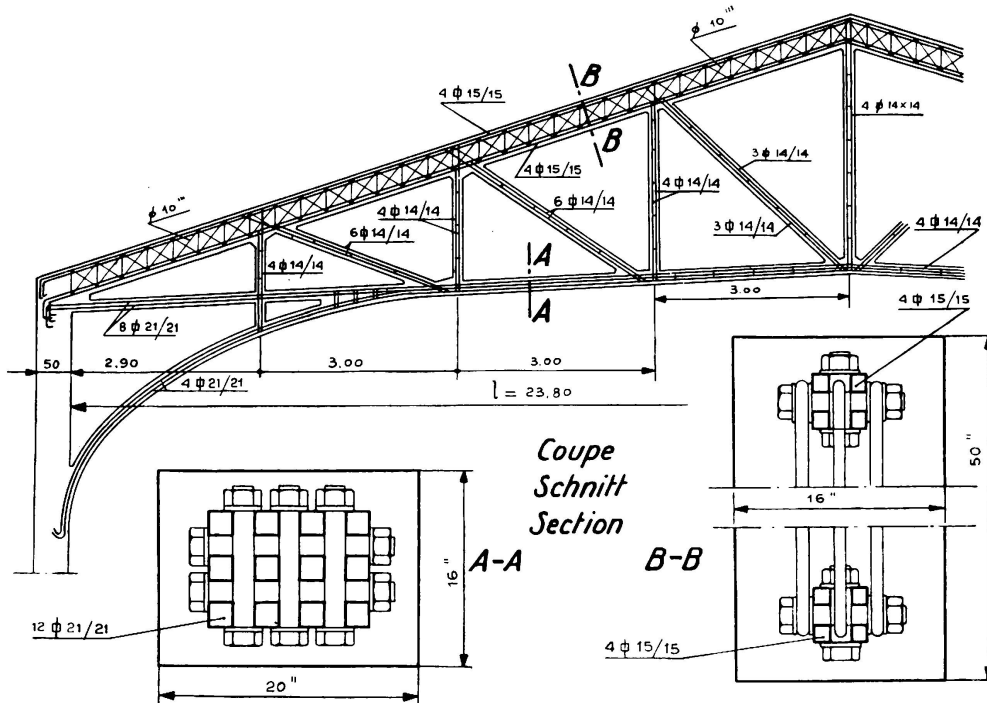


Fig. 1.

Ferme de la toiture du Théâtre « Kursaal Diana », à Milan.
Dachkonstruktion des Theaters « Kursaal Diana » in Mailand
Truss of the Roof of the Theatre « Kursaal Diana » in Milan.

Des applications de ce genre ont été faites un peu partout et même en Italie. Parmi les constructions italiennes nous citerons, à titre d'exemple, le pont sur l'Olona pour l'autostrade de Milan aux Lacs de Lombardie, avec arcs encastrés et armature système BARONI-LULING. Les fig. 2 et 3 montrent l'ensemble et les détails de ce pont. L'armature métallique des arcs est formée de treillis symétriques, dont les membrures sont constituées par des barres à section carrée maintenues en place par deux séries de boulons croisés, et les montants, ainsi que les diagonales, sont constitués par des fers ronds, enroulés sur les boulons.

L'action combinée d'une ossature métallique et du béton qui l'enveloppe permet souvent de résoudre

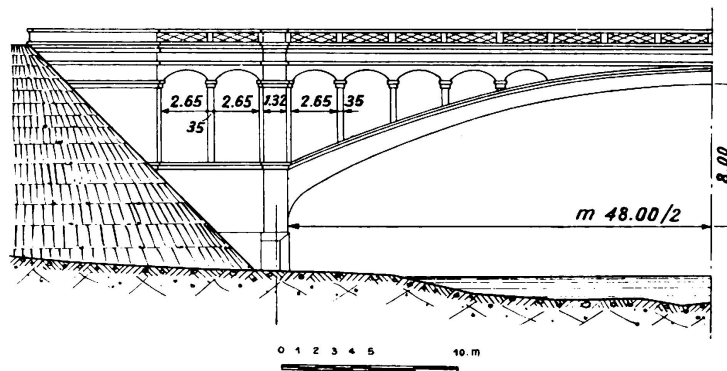


Fig. 2.

Ponts sur l'Olona pour l'Autostrade de Milan aux Lacs de Lombardie.

Brücke über die Olona im Zuge der Autostrasse zwischen Mailand den lombardischen Seen.

Bridge for Motor-Cars over the Olona between Milan and the Lakes of Lombardy.

d'une façon satisfaisante le problème de la transformation et du renforcement de vieux ponts métalliques qui ne suffisent plus aux charges du trafic moderne. Le système a été appliqué avantageusement et avec succès dans tous les pays, et mérite d'être propagé.

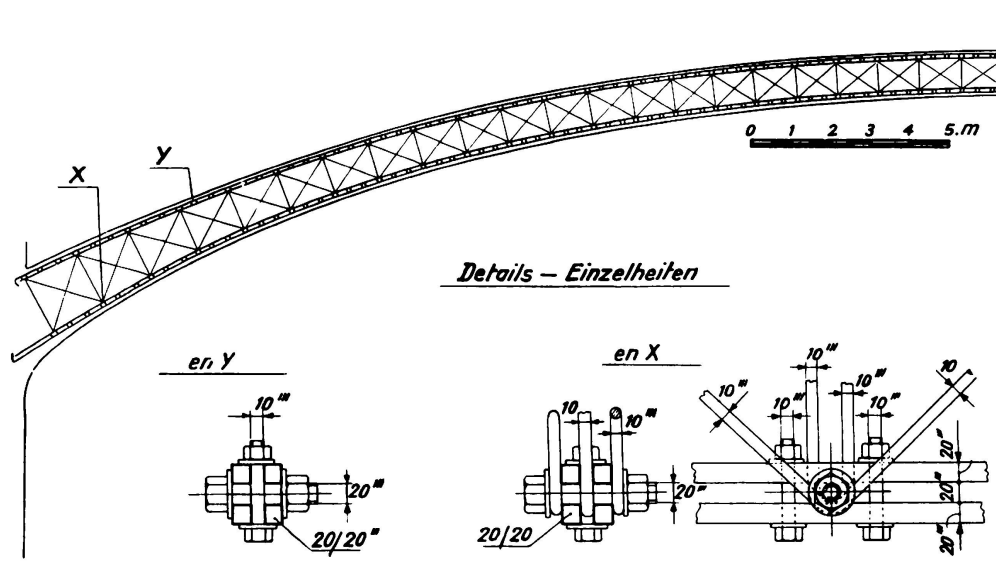


Fig. 3.

Détails de l'arc. — Einzelheiten des Bogens. — Details of the Arch.

En revêtant l'armature métallique de béton, on obtient un ouvrage en béton armé ; cependant il faut des précautions opportunes dans l'étude du projet et dans l'exécution, afin d'arriver à ce que les sollicitations du fer et du béton

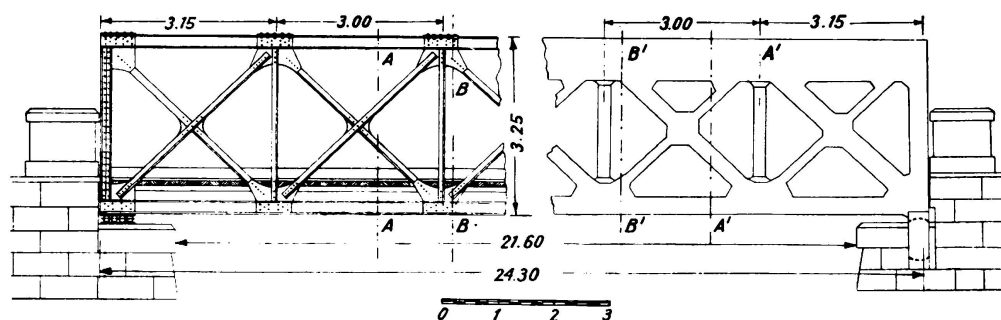


Fig. 4.

Pont métallique sur le Grigne, élargi et revêtu de béton.

Eiserne Balkenbrücke über die Grigne, verbreitert und durch Betonumhüllung verstärkt.

Iron Bridge over the Grigne, enlarged and reinforced with Concrete.

soient en rapport avec les sollicitations maxima admissibles dans ces matériaux, c'est-à-dire que les matériaux soient avantageusement utilisés.

A titre d'exemple, je mentionnerai le renforcement et l'élargissement d'un vieux pont à poutre métallique sur le torrent Grigno¹. Le pont était constitué par une travée de 24.30 m. de long, avec des poutres longitudinales de 3.25 m. de hauteur et 0.75 m. de largeur. Le tablier, large de 3.60 m., ne suffisait plus au trafic actuel, de plus il était trop étroit. L'auteur du projet, l'Ing. Miozzi, en

1. Voir Annali dei Lavori Pubblici, fasc. 3, 1931.

utilisant tout le fer déjà en place et en ajoutant la quantité nécessaire ressortant du calcul, a transformé avec une sensible économie le pont métallique en une construction mixte en fer et en béton, et a élargi la chaussée à 5.9 m. (fig. 4, 5 et 6). Par des mesures appropriées, ressortant des déformations systématiques produites par des surcharges pendant la construction, l'Ing. Miozzi a réussi à réaliser l'utilisation la plus efficace des deux matériaux, en équilibrant les efforts unitaires maxima dans le fer et dans le béton suivant leurs caractéristiques élastiques.

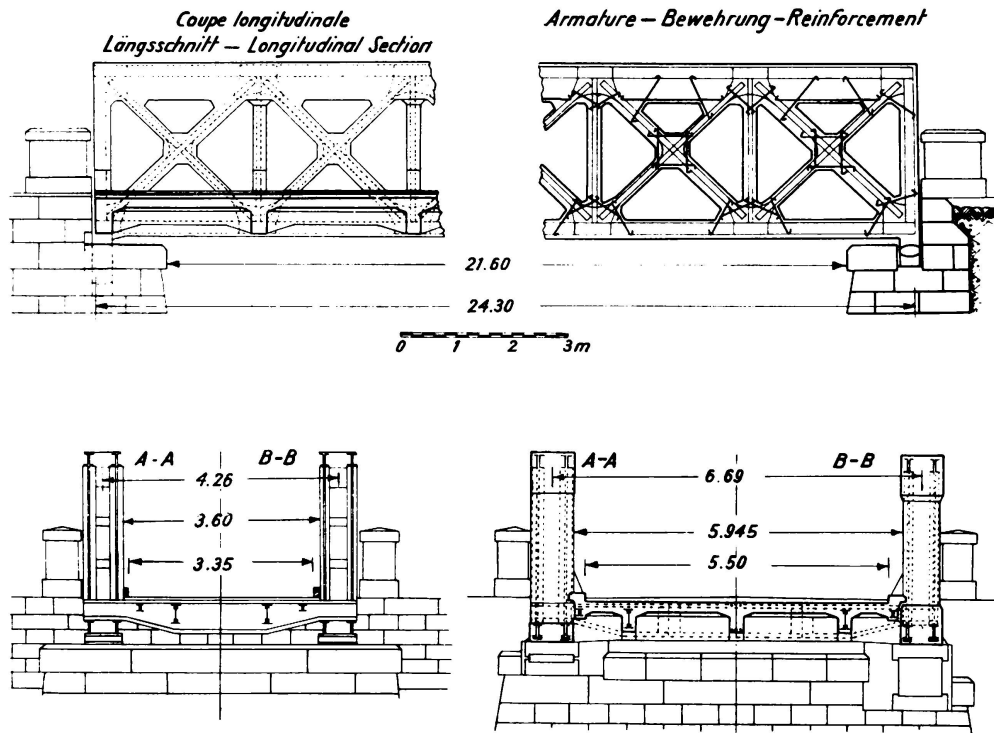


Fig. 5 et 6.

Coupes transversales de l'ancien pont et du pont renforcé.

Querschnitte durch die alte und die verstärkte Brücke.

Cross Sections of the Old and the Reinforced Bridge.

Le champ d'application des constructions mixtes en béton et en fer est très vaste, et dans un rapport de caractère général il n'est pas possible de traiter, même sommairement, toutes les applications possibles de ces constructions, qui permettent de résoudre aisément les problèmes les plus complexes de la pratique.

J'ai seulement mentionné quelques-unes des applications pour mettre le problème en discussion; les qualités améliorées des matériaux et les recherches expérimentales plus approfondies élargiront nos connaissances dans ce domaine. Qu'il me soit donc permis d'exprimer ma confiance que le Congrès apportera à cette question une large contribution d'études et d'observations susceptibles de mettre en juste évidence les remarquables avantages d'une combinaison efficace et rationnelle des deux matériaux, fer et béton, dont les caractéristiques physiques et élastiques se complètent et offrent à l'auteur d'un projet des possibilités inespérées dans la solution des problèmes les plus complexes.

Résumé.

En utilisant dans la construction en béton armé, au lieu des fers ronds habituels, des poutrelles métalliques rigides à la flexion, on réalise une économie importante sur les frais occasionnés par les échafaudages, car dans ce cas, l'armature peut être calculée de façon à supporter, pendant le bétonnage, le poids des coffrages et du béton en plus de son poids propre, et une fois la prise du béton terminée, sa part des sollicitations provenant de la charge utile.

En enveloppant la charpente métallique avec du béton, on augmente considérablement la résistance et la rigidité d'une construction. Ceci est un grand avantage, non seulement pour des constructions industrielles et pour les constructions calculées pour supporter de fortes charges mobiles, mais surtout pour des établissements appelés à résister à la poussée horizontale d'un tremblement de terre.

Pour citer d'autres avantages, il faut encore mentionner la protection de la charpente métallique contre l'incendie et l'influence des gaz oxydants.

Cet assemblage de béton et d'acier permet de renforcer d'une manière très simple et économique des constructions trop faibles atteintes par la rouille ou ayant subi d'autres dégâts.

En particulier, cette méthode permet aisément d'adapter la résistance de vieux ponts de chemin de fer métalliques aux nouvelles conditions du trafic.

Zusammenfassung.

Verwendet man in Eisenbetonkonstruktionen an Stelle der üblichen Rund-eisenarmierung biegungssteife eiserne Träger, so lassen sich an den Einrüstungskosten wesentliche Ersparnisse erzielen; denn die Bewehrung kann in diesem Falle so ausgebildet werden, dass sie während des Betonierens sowohl ihr Eigengewicht, als auch das Gewicht der Schalung und des Betons zu tragen im Stande ist, um nach der Erhärtung des letzteren als Bewehrung für die Aufnahme der inneren Kräfte aus ständiger und Verkehrslast zu dienen.

Durch die Umhüllung der Eisengerippe mit Beton erhöht sich die Widerstandsfähigkeit und Steifigkeit eines Tragwerkes erheblich, ein Vorteil, der nicht nur bei industriellen und bei den für grosse bewegliche Lasten bemessenen Ingenieurbauwerken, sondern vor allem bei erdbebensicheren Anlagen, die dem Einfluss der horizontal gerichteten Erdstösse zu widerstehen haben, zur Geltung kommt.

Weitere Vorteile sind die Sicherung des Stahlgerippes gegen Feuergefahr und den Einfluss rostbildender Gase.

Die Zusammenarbeit von Beton und Eisen erlaubt zu schwache, durch Rostangriff oder sonstwie beschädigte stählerne Bauwerke auf einfache, wirtschaftliche Weise zu verstärken. Insbesondere kann auf diese Weise die Tragfähigkeit älterer eiserner Eisenbahnbrücken den erhöhten Verkehrslasten angepasst werden.

Summary.

If rigid lattice girders are adopted in reinforced concrete structures instead of the usual round iron reinforcement, considerable savings may be made in the cost of the centering; for in this case the reinforcement can be designed in such a way that it is capable, while the concrete is being poured, of supporting its own weight, as well as the weight of the shuttering and concrete, and then, after the concrete has hardened, it serves as reinforcement for taking the internal stresses caused by permanent and rolling loads.

By enveloping the steel-work with concrete, the resistance and stiffness of the structure is considerably increased, an advantage which makes itself felt not only in structures for industrial purposes and for large rolling loads, but above all in structures, which have to withstand the severe horizontal stresses caused by the undulatory motion of earthquakes.

Further advantages are protection of the steel-work from fire and from the influence of corrosive gases.

The cooperation of concrete and steel enables weak steel structures, which have been damaged by rust or in some other manner, to be strengthened in a simple and economical manner. In this way the carrying capacity of old steel railway bridges can be increased to suit heavier traffic.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VII A 2

VERBUNDSÄULEN

COLONNES EN ACIER ENROBÉES AVEC DU BÉTON
OU DU BÉTON ARMÉ

COMPOSITE COLUMNS

Dr.-Ing. E. h. F. v. EMPERGER,
Oberbaurat, Wien.

Von den beiden Hauptbestandteilen eines Stahlgerippbaues, den Säulen und den Trägern, kommt für eine wirtschaftliche Ausbildung der Zusammenarbeit des Stahls mit dem umhüllenden Beton hauptsächlich die Säule in Betracht.

Wir wollen uns hier nur mit der Vereinigung von Beton und selbsttragenden Armaturen bei Säulen beschäftigen. Die wirtschaftliche Ueberlegenheit der Eisenbetonsäule gegenüber der reinen Stahlsäule ist überall dort, wo eine schwache Armatur genügt, eine so grosse, dass sie als eine Hauptursache der Verbreitung des Eisenbetons auf dem Gebiete des Hochbaues angesehen werden kann. In dem Masse, als die besonderen Aufgaben der Säule eine Vermehrung der Armatur erfordern, sei es durch die Notwendigkeit schlanker Abmessungen oder bei grossen Lasten, tritt sie immer mehr zurück. Es gibt sich das Bestreben, die starken Eisenquerschnitte anstatt mit Rundeisen in der Form von Profileisen beizustellen, welche in dem Querschnitt zweckmässiger untergebracht werden können. So gelangen wir ganz von selbst zu einer Uebergangsform zwischen beiden Lösungen, bestehend aus einem mit Profileisen armierten Eisenbeton, oder einem Stahlgerippe mit Betonumhüllung.

Die Stahlsäule wurde bisher, ganz gleich, ob und was für eine Hülle sie erhalten soll, so berechnet, als ob sie ganz frei da stünde.

Keine europäische Vorschrift hat die Vorteile anerkannt, welche sich durch die Einbetonierung, z.B. als Feuerschutz, ganz von selbst einstellen. Dies erklärt es, warum nicht nur die Frage selbst, sondern auch eine ganze Reihe von Einzelheiten, welche hiebei in Betracht kommen, einer Aufklärung harren. Ausser den von mir systematisch durchgeführten oder veranlassten Versuchen in Oesterreich und Nordamerika ist zur Aufklärung der so wichtigen Frage sehr wenig geschehen. Es soll in der Folge ein Ueberblick über ihre Entwicklung, das vorliegende Versuchsmaterial und alle damit zusammenhängenden offenen Fragen, deren versuchstechnische Behandlung die Aufgabe der nächsten Jahre sein soll, gegeben werden.

A. Ausgeführte Versuche.

Erfreulicherweise werden nach den vorliegenden Mitteilungen dem Kongress eine Reihe von Berichten über die seit dem letzten Kongress ausgeführten Säulenversuche vorliegen, welche eine grosse Zahl dabei in Betracht kommende Einzelheiten zu klären im Stande sein werden. Ohne denselben vorzugreifen, sei eine Uebersicht über einige dieser Arbeiten gegeben :

1) Versuche unter dem Schutze des American-Concrete Instituts an der Universität von Illinois in Urbana, durch Prof. E.F. RICHART und an der Lehigh Universität in Betlehem durch Prof. SLATER¹ (300 Versuche). Ein Vorbericht lag in Zürich vor, weitere Nachrichten folgen in der Januar-Februar Nr. des Journal of Concrete Institut 1932²).

2) Belgische Versuche von Prof. BAES, Brüssel.

3) Deutsche Versuche in Stuttgart von Prof. GRAF und Prof. Dr. MOERSCH (150 Versuche), und in Dresden von Prof. Dr. GEHLER und Reg. Baurat AMOS (bisher 30 Versuche).

4) Versuche des holländischen Betonvereins in s'Gravenshage durch Ing. RENGERS (97 Versuche).

5) Italienische Versuche von Prof. SANTARELLA, Mailand.

6) Versuche des oesterr. Eisenbetonausschusses, Wien, durch Dr. EMPERGER (114 Versuche : Heft XI und Heft XII der Berichte, sowie neuerliche 24 Versuche) und durch Prof. Dr. SALIGER (etwa 40 Versuche³).

7) Schweizer Versuche von Prof. Dr. ROŠ, Zürich (50 Versuche).

8) Versuche des tschechoslowakischen Betonvereins, Prag, durch Prof. Dr. KLOCKNER (20 Versuche).

9) Ungarische Versuche von Prof. CZAKO Budapest (28 Versuche).

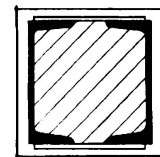
B. Berechnung der Tragfähigkeit.

Wir bezeichnen die Stauchgrenze des Stahles mit K_c , die Säulenfestigkeit des Betons mit K_b und die zugehörigen Säulenquerschnitte mit F_c bzw. F_b und berücksichtigen bei F_b den Abzug des eingehüllten F'_c .

Es ist zunächst zu entscheiden, ob der ganze Querschnitt F_b oder nur ein Teil desselben (F'_b) als mitwirkend in Betracht gezogen werden kann. Wir unterscheiden 4 Säulenarten :

I. Die Stahlsäule mit Betonkern

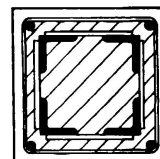
$$P = F_c K_c + F'_b \cdot K_b$$



Type I.

II. Die Stahlsäule mit verbügeltem Beton

$$P = F_c K_c + F'_b \cdot K_b$$



Type II.

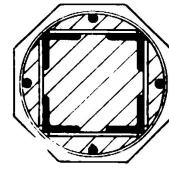
1. Das Verzeichnis der angeführten 1027 europäischen Versuche ist unvollständig.

2. Siehe auch Journal A. C. I., Heft No. 6 u 7, 1931, wo sich in Heft 6, Jahrgang 1930, eine vollständige Uebersicht aller in N.A. ausgeführten 372 Versuche befindet.

3. Heft XIII der Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses (Erscheint demnächst).

III. Die Stahlsäule mit starker Umschnürung (Zugfestigkeit K_u)

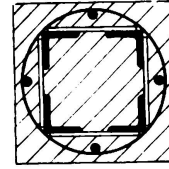
$$P = F_c K_c + F'_b K_b + F_u K_u$$



Type III.

IV. Die Stahlsäule mit schwacher Umschnürung, bei der auch die Schale mitwirkt

$$P = F_c K_c + F_b K_b$$



Type IV.

1. Die Tragfähigkeit der nach Typus I ausgebildeten Säule.

Die Frage der Zusammenarbeit einer Stahlsäule mit einer Betonhülle wurde gleich zu Beginn des Eisenbetonbaues entsprechend der damaligen Auffassung aufgeworfen, und es gelang mir 1905 in Stuttgart mit einer ganzen Reihe solcher Säulen Versuche auszuführen. 1906 konnte ich in Wien eigene Versuche mit Stahlsäulen mit und ohne Eisenarmierung ausführen und ihre Ergebnisse 1907 veröffentlichen¹, wobei das Prinzip der Addition nachgewiesen wurde. Bei der darauffolgenden Veröffentlichung der vorgenannten Stuttgarter Versuche nahm ich Gelegenheit, das Gesetz der Addition nochmals ausführlich darzulegen². Weil man auf die Gedankenfolge des Elastizitätsverhältnisses festgelegt war, und selbst die Möglichkeit einer Addition bezweifelt hatte, wurde als Schauversuch die Zusammenarbeit zweier U-Eisen mit dazwischenliegendem Betonprisma gewählt. In der Folge habe ich eine ganze Reihe von Versuchen mit Stahlsäulen von verschiedener Ausbildung und Länge ausgeführt³, und zwar in der Weise, dass ich diesselbe Säule sowohl allein, als einbetoniert erprobt habe.

2. Die Tragfähigkeit der nach Typus III ausgebildeten Säule.

Das erste Versuchsprogramm umfasste Parallelversuche zwischen umschnürten Säulen mit Stahl oder mit Gusseisen⁴. Nachdem der hochwertige Stahl im Handel damals zu teuer war, und das Gusseisen nicht nur billiger als gewöhnlicher Stahl mit 2400 kg/cm² Stauchgrenze, sondern auch weitaus druckfester war und eine Ausnützung bis über den doppelten Wert erlaubt hat, so habe ich mich in der Folge fast ausschliesslich mit umschnürtem Gusseisen beschäftigt und damit einige hundert Versuche ausgeführt. Es sei nur kurz auf die vielen Anwendungen dieser Bauart und auf den Umstand verwiesen, dass dieser Säulentypus, welcher in Nordamerika unter dem Namen « Empergersäule » bekannt ist, zu Bauten von Wolkenkratzern bis zu einer Höhe von 30 Stockwerken verwendet worden ist⁵. Es sei auch auf die

1. Beton und Eisen, 1907, Seite 101 u. 172.

2. Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII, 101 Versuche mit Säulen. Berlin, 1908.

3. Beton und Eisen, 1908, Seite 149.

4. Berichte des österr. Eisenbetonausschusses, Heft III, 1912.

5. Eng. News-Record, 1929, Seite 129, und Beton und Eisen, 1931, Seite 264.

umfangreichen Versuche des Ing. MENSCH¹ und des Büro of Standarts in Nordamerika, sowie auf meine Berichte am internationalen Ingenieurkongress anlässlich der Weltausstellung in San Francisco 1915 verwiesen. In welchem Masse ein gleichlaufendes Verständnis für die Frage der Zusammenarbeit von Beton mit selbsttragenden Stahlquerschnitten in Nordamerika durch die zahlreichen dort ausgeführten Melanbrücken bestanden hat, ergibt sich daraus, dass bereits im Jahre 1908 das Mac Graw Hill Building und das von Prof. BURR entworfene Gebäude der Engineering News-Record in New-York, aus einbetonierte Stahlsäulen enthaltenden Stahlgerippen bestanden. Im weiteren verweise ich auf die 1912 von TALBOT und LORD ausgeführten Versuche². Es ist dies die bedeutendste Arbeit dieser Art, welche ebenso wie meine Arbeiten zunächst nicht die richtige Beachtung gefunden haben. Wir finden sie erst in den 1924 erschienenen amerikanischen Standart Specifications für Eisenbeton, welche bereits einen Unterschied machen zwischen den « Composite Columns » (Punkt 168) entsprechend dem Typus III und den « Structural Steel Columns » (Punkt 169) entsprechend dem Typus I. Sie bedienen sich bereits des Additionsgesetzes für die Bestimmung der Tragfähigkeit dieser Säulen, ohne jedoch in der Rechnung eine gleichmässige Grösse $n = \frac{E_c}{E_b}$ zu benützen.

Nachdem die europäische Praxis die Verwendung von einbetonierten Eisensäulen mangels entsprechender, durch die Bauämter anerkannter Regeln nicht in Betracht ziehen konnte, so waren auch Versuche nicht zu erreichen, da sie von den Amtsstellen doch nicht berücksichtigt worden wären. Ich habe mich unter diesen Umständen gegenüber dem Wunsch, diesen Typus in die bestehenden Vorschriften einzureihen, ablehnend verhalten. Man wollte mit der unmöglichen Forderung nicht brechen, welche die Säulenberechnung auf eine als « Elastizitätsverhältnis » bezeichnete Zahl aufbaut. Ich halte es bei umschnürten Säulen und einer kräftigen Stahlarmerung für unbrauchbar, der Berechnung $n = 15$ und bei umschnürtem Gusseisen etwa $n = 8$ zu Grunde zu legen, ohne Rücksicht auf die verschiedenen Stahl- und Betonqualitäten zu nehmen. Ich habe es daher vorgezogen, wenigstens in Bezug auf die umschnürten Gusseisensäulen unbehelligt von amtlichen Vorschriften zu bleiben, und habe die versuchstechnische Lösung des umschnürten Stahles erst wieder im Heft XI der Berichte des österreichischen Eisenbetonausschusses 1927 aufgenommen. Ich habe dort durch einen einzelnen Versuch mit umschnürtem Stahl von einer höheren Stauchgrenze (3360 kg/cm²) bewiesen, dass die verschiedenen Stauchgrenzen innerhalb der Umschnürung sich nach dem Additionsgesetz Geltung verschaffen³.

Die erzielbare Genauigkeit muss naturgemäss abhängen von jener Genauigkeit, mit welcher die Stauchgrenzen sowohl des Stahls als des Betons trotz den unvermeidlichen Schwankungen der Betonfestigkeit bestimmbar sind. Versuche grösseren Umfangs dieser Art bringt das Heft XII der Berichte des

1. Journal of Concrete Institute 1930 Nr. 23, Seite 263.

2. An Investigation of the Value of Concrete as Reinforcement for Structural Steel Columns.

3. Heft XI der Berichte, Seite 66, Tabelle 6 und Abb. 34.

öster. Eisenbetonausschusses 1930, in welchem bereits der ganze Komplex der hier erörterten Fragen innerhalb des gegebenen engen Umfanges der Arbeit untersucht worden ist.

Das Additionsgesetz, welches die Zusammenarbeit der beiden Baustoffe bis zum Bruch angibt, ist davon abhängig, ob es möglich erscheint, die Stauchfähigkeit des Betons soweit zu erhöhen, dass derselbe mit Erreichung der Stauchgrenze des Stahles zum Bruche kommt. Es kommt also zunächst in Frage, welche Stauchgrenze der verwendete Stahl besitzt, ob man seine volle Ausnützung fordert und wie man dieselbe beim Beton erreichen kann. Diese Untersuchungen sind deshalb so schwierig, weil sich die Stauchkurven für Stahl und für Beton an dieser Stelle tangentiell an die Gerade anschliessen und sich nicht so genau vorausbestimmen lassen. Um eine volle Ausnützung des Stahls sicher zu stellen, bedarf es eines gewissen Ueberschusses an Stauchfähigkeit des Betons. Auf Grund der Versuche mit jenem Beton, welcher zu den in Heft XII erwähnten Untersuchungen verwendet

wurde, hat man die untere Stauchgrenze des gewöhnlichen Baubetons mit etwas über 1 ‰ ermittelt. Um uns die Stauchungen der beiden Verbundstoffe vor Augen zu führen, betrachten wir Fig. 1, bei welcher sich unterhalb der X-Achse der typische Stauchungsverlauf von St 37 mit einer Stauchgrenze von 2400 und der von hochwertigem Stahl mit 3400 kg/cm² dargestellt vorfindet. Oberhalb der X-Achse ist der Stauchungsverlauf verschiedener Betonsorten gezeigt. Die holländischen Versuche haben einen

Vergleich mit 5 Betonsorten α , β , γ , δ und ε durchgeführt; der Beton aus Heft XII entspricht etwa dem Wert β . Zum besseren Verständnis dieser Mittelwerte ist dort auch die dabei aufgetretene Streuung durch punktierte Linien eingetragen. Nach dem 1931 am Kongress in Zürich bekanntgegebenen Gesetz $E = A \frac{K_b}{\varepsilon_0}$ ergibt sich die Anfangselastizität als Tangente an den Ursprung der verschiedenen Stauchlinien zwischen 200000 und 360000 kg/cm²¹, wobei sich A in den Grenzen von 1,5 - 2 bewegt. Der Mittelwert zwischen der Tangente am Ursprung und bei Erreichung der vollen zulässigen Last ist 140000-280000 kg/cm², entsprechend einem Elastizitätsverhältnis von 15-7,5.

In der Fig. 1 findet sich die Stauchgrenze in Abhängigkeit von der Beton-

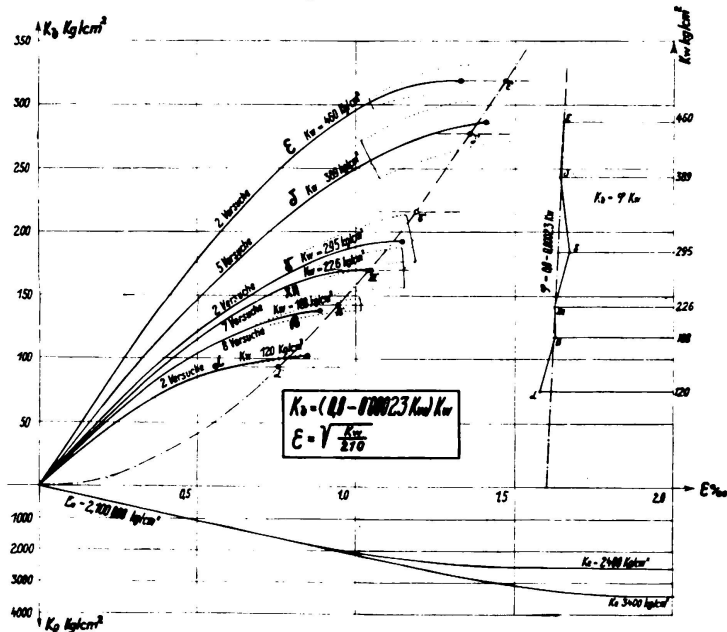


Fig. 1.
Stauchkurven von verschiedenen Beton- und Stahlsorten
(Versuche — Essais — Tests).

1. Siehe Bericht des Materialprüfungskongresses in Zürich 1931.

würfelfestigkeit K_w dargestellt. Die auf diese Weise sich ergebenden Punkte sind in Fig. 1 mit Ringen eingezeichnet, während die Mittelwerte der Versuche durch die starke Mittellinie gekennzeichnet sind, welche am schwarzen Ring endet. Es wurde dabei bereits der von Ziviling. KUGI ermittelte Umstand berücksichtigt, dass die Säulenfestigkeit, welche in diesem Endwert ihren Ausdruck findet, ebenfalls eine Funktion der Würfelfestigkeit ist. Diese Funktion ergab sich zu

$$K_b = (0,8-0,00023 K_w) K_w \quad [K_b \text{ und } K_w \text{ in kg/cm}^2]$$

Wir sehen also, dass der Endwert der Säulenfestigkeit mit zunehmender Güte verhältnismässig abnimmt, während die Stauchgrenze steigt.

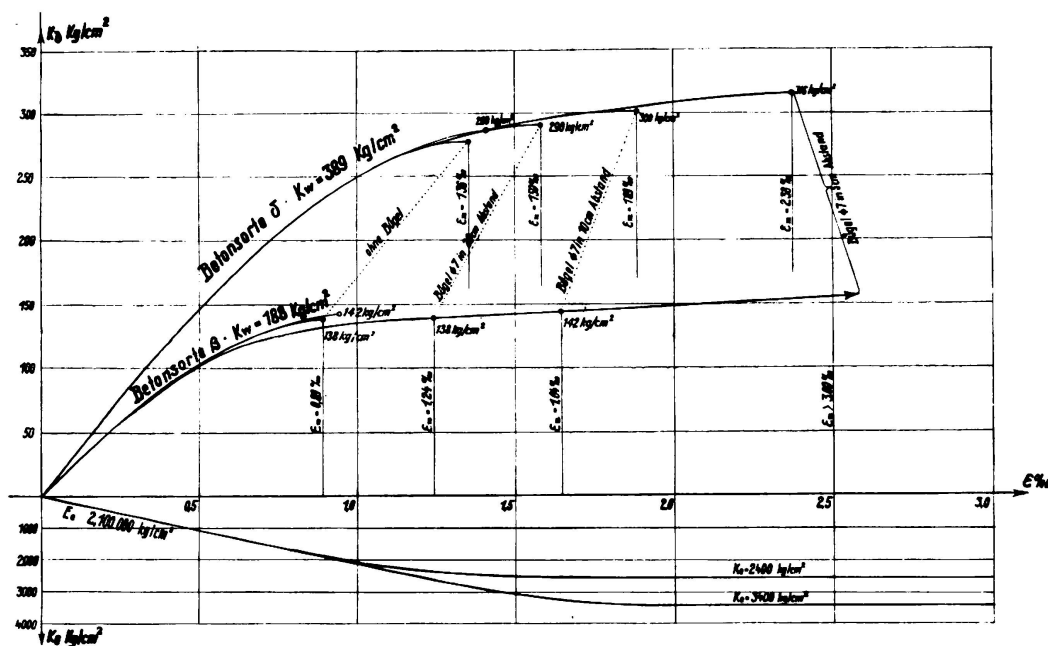


Fig. 2. — Stauchkurven der Stahlsäulen mit verbügeltem Beton.
(Betonart — Qualité du béton — Quality of Concrete).

Nachdem sich in den meisten Lehrbüchern die Stauchfähigkeit des Betons mit 1,5 - 2 ‰ angegeben vorfindet, so sei noch bemerkt, dass bei einigen amerikanischen Versuchen, wie in denen von TALBOT u. LORD und neuerdings in denen von Prof. GRAF¹ eine Stauchgrenze von 1,4 ‰ auftritt, was mit dem Belastungsvorgang insbesondere in der Nähe der Bruchlast zusammenhängt². Bei den erwähnten Versuchen ist ein Beton etwa von der Qualität 3 untersucht worden. Es wäre nötig, über den Belastungsvorgang beim Bruch eine Vereinbarung zu treffen, um Vergleichswerte zu erhalten. Die bei niedrigen Laststufen üblichen Entlastungen, Wiederholungen und Pausen sind ohne Belang, während eine verschiedene Art der Behandlung beim Bruch widerspruchsvolle Ergebnisse liefert. Hier kommt nur der sogenannte jungfräuliche Verlauf der Stauchungskurve in Frage.

Wenn wir die Stauchungsfähigkeit des Betons bis auf jene der Längseisen erhöhen, und so seine volle Mitwirkung sicher stellen wollen so müssen

1. Mitgeteilt am Kongress in Zürich, 1931.

2. Slow and fast loading. Siehe Lehigh University, 1931, No. 10, S. 13, Fig. 6 und 37, Fig. 27.

wir den Spielraum berücksichtigen zwischen dem Mindestwert der Stauchgrenze beim Beton und dem Höchstwert der Stauchgrenze beim Stahl. Der erstere beträgt beim Baubeton etwa 1 ‰ und der letztere bei St 37 1.6 - 2 ‰. Es handelt sich also darum, einen Unterschied etwa von 1 ‰ zu überbrücken.

Für einen Säulenquerschnitt nach Typus I wird diese Erhöhung der Stauchungsfähigkeit des Betons durch die ihn umschliessende Stahlsäule besorgt, welche wie eine Umschnürung wirkt.

3. Die Tragfähigkeit der nach Typus II ausgebildeten Säule.

Für den Querschnitt Typus II muss die Verbügelung die Erhöhung der Stauchfähigkeit besorgen. Es gilt als strittig, ob sie dies zu tun im Stande ist. Die abfällige Meinung über die Wirkung der Verbügelung rührt hauptsächlich daher, weil man auf diese wichtigste Aufgabe der Querbewehrung bisher gar kein Gewicht gelegt hat, sondern es als ihre einzige Aufgabe ansah, die Druckfestigkeit des Betons zu erhöhen. Für diese letztgenannte Aufgabe ist die Verbügelung wenig geeignet. Für die Erhöhung der Stauchfähigkeit jedoch scheint dies der Fall zu sein. Die Verwendung von Bügeln ist um so wichtiger, als der rechteckige Querschnitt für den Säulenbau der zweckmässigste ist. Hiefür bilden die holländischen Versuche einen wichtigen Hinweis. Es wird unsere Aufgabe sein, die Zuverlässigkeit der Angaben durch weitere Versuche festzulegen. Das Ergebnis für die beiden Betonsorten β und $\hat{z}$ findet sich in der Abb. 2 dargestellt und zwar für Versuche mit Bügelabständen von 5, 10, und 20 cm für Säulenquerschnitte von 24 cm im Gevierte. Wir sehen, dass mit der dichteren Anordnung der Bügel eine gesetzmässige Vermehrung der Stauchungsfähigkeit eintritt, wobei allerdings ein grösserer Streubereich festgestellt wurde.

Das bekannteste und verlässlichste Mittel zur Erzielung der Vermehrung der Stauchfähigkeit ist die Umschnürung. Dort wo die Umschnürung auch die Aufgabe hat, wie im Typus III, die Festigkeit des Betonkernes zu vermehren, ist eine starke Umschnürung (Querschnitt F_u Fließgrenze K_u) ein soweit verlässliches Mittel. Seine Wirkung ist im Heft XI der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses neuerdings untersucht. Für diesen Zuwachs, hervorgerufen durch die Umschnürung $P_u = \gamma F_u K_u$, wurde dort γ als zwischen 1 u. 3 liegend, also mit starken Abweichungen, bestimmt. Der Gebrauch von $\gamma = 1$ erscheint somit als verlässlich. Die hier in Betracht kommende Frage der Vermehrung der Stauchungsfähigkeit wurde in Heft XII untersucht; sie kann trotz den darüber bestehenden amtlichen Vorschriften noch nicht als endgültig geregelt angesehen werden.

4. Die Tragfähigkeit der nach Typus IV ausgebildeten Säulen.

Die neuesten Versuche des öster. Eisenbetonausschusses beschäftigen sich mit der Frage, welche Umschnürung nötig ist, um die für St 37 nötige Erhöhung der Stauchung zu erreichen.

Der Querschnitt des Typus IV besitzt nur eine schwache Umschnürung. Bei den Versuchen des Heftes XII wurde auch nachgewiesen, dass auf diese Weise die Stauchfähigkeit des Betons der Schale bis auf 1.6 ‰ erhöht und

dabei auch die Stauchgrenze der Längseisen hinreichend ausgenützt werden kann. Die holländischen Versuche haben den Beweis erbracht, dass ein Zusammenhang zwischen dem Aufwand an Umschnürung und der Stauchfähigkeit der Schale besteht, derart, dass bei der starken Umschnürung die Schale später abfällt als bei einer schwachen Umschnürung. Im Zusammenhang mit denselben haben die letzten österreichischen Versuche über den grossen Einfluss der Dehnungsfähigkeit des Umschnürungsdrahtes auf alle Erscheinungen während der Belastung Aufschluss gegeben. Benützt man zur Umschnürung einen spröden Draht, mit einer verhältnismässig geringen Dehnung, bei dem das Erreichen der Fliessgrenze und die Zugfestigkeit zusammenfallen, so wird die Vermehrung der Stauchungsfähigkeit eine geringe sein, dagegen eine bedeutende Erhöhung der Säulenfestigkeit eintreten können. Bei Verwendung eines weichen Drahtes ergibt sich die Möglichkeit, die Stauchungsfähigkeit wesentlich zu vermehren. Wollen wir daher beides vereinigen, so müssen wir einen Draht von einer hohen Fliessgrenze und gleichzeitig entsprechend grosser Dehnung verwenden. Bisher wurde mit Ausnahme der amerikanischen Vorschriften die Festigkeit des Umschnürungsdrahtes wenig beachtet bezw. nicht berücksichtigt, was mit Hilfe von hochwertigem Stahldraht erzielt werden kann. Der Umstand aber, dass der Umschnürungsdraht zur Erfüllung seiner Aufgabe eine gewisse Dehnungsfähigkeit besitzen muss, ist nach beiden Richtungen sowohl im Falle zu kleiner als zu grosser Dehnung unberücksichtigt geblieben. Es handelt sich dabei darum, sowohl die Verwendung eines zu weichen Drahtes auszuschliessen, als auch eines Drahtes, welcher zu wenig Dehnungsfähigkeit besitzt. Die ausgeführten Versuche sind nicht so umfangreich, um die hier in Betracht kommenden Grenzen angeben zu können, sofern man auf die Angabe einer genauen Wirkung der Umschnürung mit Bezug auf Festigkeitserhöhung und Stauchungsvermehrung Gewicht legt.

Schliesslich kommt noch das Verhältnis der Längsarmatur zum Gesamtquerschnitt in Betracht. Die meisten älteren Vorschriften waren der Meinung, dass eine Ueberschreitung der Menge der Längseisen über 3 % eine Verminderung der Mitwirkung des Stahlquerschnittes zur Folge hat und haben daher, mit Ausnahme der amerikanischen Vorschriften, stärkere Armaturen verboten.

Die neuere Erkenntnis sagt, dass diese Zusammenarbeit von der Steifigkeit des Teilquerschnittes beeinflusst wird, und durch eine entsprechende Querbewehrung sicher gestellt werden kann. Die österr. Versuche haben gezeigt, dass die Auffassung, eine höhere Armatur als 3 % wirke nicht in gleicher Weise mit nur insofern Berechtigung besitzt, als bei stärkeren Armaturen durch die bleibenden Zusammendrückungen des Betons sich ein Unterschied in der Formänderung entwickelt, welche mit zunehmender Armatur in Abhängigkeit von der Qualität des Umschnürungsdrahtes deutlicher hervortritt. Derselbe erreicht mit der Stauchgrenze, also bei Stahl St 37 bei 1.5 ‰, ein Maximum. Er beginnt etwa bei 0,7 ‰, um sich nach Überschreiten von 2 ‰ wieder ganz anzugleichen. Die volle Ausnützung des Stahles wird demnach, wenn man die Stauchungsfähigkeit des Betons nur bis 1.5 ‰ erhöht, nicht in dem Masse erreicht als bei einer höheren Stauchfähigkeit, was irgendwie berücksichtigt werden muss.

C. Die Knickabminderung einbetonierter Stahlsäulen.

Bei der Beurteilung dieser Frage muss man unterscheiden zwischen der Knickfestigkeit der Säule als Ganzes und jener Versteifung, welche die einzelnen Teilquerschnitte der Armatur erhalten müssen. Die letztere Frage trat beim ersten Versuch mit einer Eisenbetonsäule im Jahre 1902 in Berlin in Erscheinung. Ihre endgültige Erledigung ergab sich viele Jahre später Hand in Hand mit den Versuchen über das Additions-gesetz. Der Vollständigkeit wegen sei auf die Versuche des verstorbenen Präsidenten dieses Kongresses Ing. Mitchell MONGRIEFF in Teddington im Jahre 1924 verwiesen, worüber eine kleine Veröffentlichung vorliegt¹. Je schlanker die Eisensäule, desto grösser ist der Zuwachs der Tragfähigkeit durch eine Betonhülle. Das diesbezügliche Verständnis war bis vor kurzem nicht allgemein, wie dies aus einer Reihe von Arbeiten hervorgeht, welche ich kürzlich zusammenfassend mitgeteilt habe².

Die Versuche von MORRIS und SHANK 1928 in Canada³ mit torkretierten Säulen haben gezeigt, dass die herausstehenden Stummeln der Stahlsäule (Fig. 3) bis nahezu an ihre Stauchgrenze beansprucht werden können. Der Bericht spricht sich über die Ursache der Erhöhung der Tragfähigkeit nur allgemein aus, und es fehlt selbst die Unterlage für einen Nachweis durch Angabe der Stauchgrenze des verwendeten Stahls.

Einen ähnlichen Versuch hat Prof. SALIGER, Wien, ausgeführt⁴. Er hat Säulen von 1200 mm Länge untersucht, bei denen die Stahlaraturen beiderseits um etwa 10 mm herausgestanden sind. Dieselben wurden bei Beginn des Versuches in den Beton vollständig hineingestaucht. Zur Erreichung der Stauchgrenze hätte eine weit geringere Verkürzung genügt. Diese letzteren Versuche sind besonders deshalb interessant, weil der verwendete Stahl die ausserordentliche Stauchgrenze von 7500 kg/cm^2 besass, und das Hineinstauben der Stahlstummeln durch eine Umschnürung gesichert worden war, während bei den erstgenannten Versuchen nur ein leichtes Drahtnetz verwendet wurde, und sich daher am Kopf kleine Zerstörungen eingestellt hatten.

Bei reinen Stahlsäulen und bei Eisenbetonsäulen bestehen über die Gesetze der Knickung umfangreiche Versuche und amtliche Vorschriften. Für den hier in Betracht gezogenen Mittelweg und den Grenzzustand sind die Versuche so spärlich, dass man sich darauf beschränken muss, die Abminderung entweder nach den einen oder den anderen Gesetzen vorzunehmen. Eine genaue Abgrenzung zwischen den beiden Formen und ihr Uebergang, wo die Eisenbetonsäule durch eine zu starke Armatur ihren Charakter einbüsst, oder aber

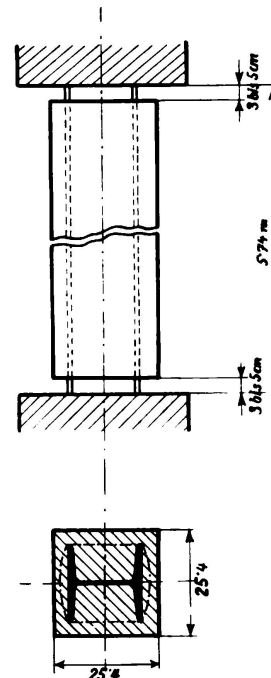


Fig. 3.

1. Tests on Steel Beams in Concrete by REDPATH, BROWN et Co.
2. Bautechnik 1931, Seite 94 und Zeitschr. d. ö. I u. A. Vereins, 1931, II. 47.
3. Veröffentlichungen der kanadischen Gesellschaft, 1928.
4. Beton und Eisen, 1911.

wenn die Eisensäule eine schon genügend starke Betonhülle hat, um als versteift angesehen zu werden, ist noch nicht ermittelt worden.

Meine eingehende Beschäftigung mit Säulen aus umschnürtem Gusseisen hat mir diese Frage zunächst nahe gelegt, um so mehr als das Gusseisen weitaus knickempfindlicher ist. Aus meinen diesbezüglichen Versuchen konnte ich nur ermitteln, dass eine Armatur mit 10 % Gusseisen noch zulässig ist, und ich habe in der Form einer Tabelle die Uebergangsform der Knickgesetze von Eisenbeton zum umschnürten Gusseisen dargelegt¹. Bei der geringeren Knickempfindlichkeit des Stahles darf man wohl annehmen, dass selbst eine höhere Armatur als 8 % es erlaubt, die Knickabminderung der einbetonierten Stahlsäule nach den Gesetzen des Eisenbetons zu behandeln. Ein Bedürfnis für höhere Armaturen als 8 % besteht aus dem Grunde nicht, weil die Umhüllung für die notwendige Feuersicherung fast immer mehr als dieses Verhältnis ausmacht. Jedenfalls liegt für das Versuchswesen auf diesem Gebiete noch ein weites Arbeitsfeld offen vor. Es sei übrigens hervorgehoben, dass in dem mehrfach erwähnten Buch von TALBOT und LORD 1912 diese Frage bereits angeschnitten wurde und dass die diesbezüglichen Arbeiten unter der Leitung des bekannten Prof. ABRAMS ausgeführt worden sind.

D. Der Querverband einer Stahlsäule innerhalb des Betons.

Im Zusammenhange mit den beiden vorerwähnten Problemen drängt sich die Erkenntnis auf, dass bei Einbetonierung einer Stahlsäule durch Vergrößerung der Abstände der Querverbindungen eine wesentliche Vereinfachung erzielt werden kann, weil ihre Teilquerschnitte durch den Beton eine Versteifung erfahren.

Bis zum Jahre 1910 bestand die Hauptschwierigkeit für die Lösung dieses Problems darin, dass die Berechnung der gegliederten Säulen und vor allem ihrer Querverbindungen allgemein noch nicht geklärt war. Der Einsturz mehrerer grosser Bauten regte die Klarstellung des Zusammenhanges zwischen der Knickfestigkeit einer Säule und ihrer Querversteifungen an, und erst damit ergab sich die Möglichkeit systematischer Parallelversuche in Eisenbeton.

Meine damaligen Versuche sind unter dem Titel « Welchen Querverband bedarf eine Eisensäule » veröffentlicht worden². Ich habe dann Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen und zunehmendem Abstand der Querverbindungen und ähnliche Versuche mit umschnürten Gusseisenwinkeln gemacht³. Um diese Frage zu lösen, bedarf es umfangreicher Versuchsserien. Ich konnte bei den Versuchen in Dresden, welche für den Bogen in Treptow bestimmt waren, nur feststellen, dass eine Verdoppelung des Abstandes eine Verminderung der Säulenfestigkeit nicht zur Folge hatte, ferner, dass bei den Versuchen mit Gusseisen, beschrieben in Heft XI der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses, zu nahe Querverbindungen einen regelmässigen Abfall an Festigkeit ergaben. Dort wo Umschnürungen angewendet wurden, scheinen Querverbin-

1. Betonkalender, 1931, Seite 112.

2. Beton und Eisen, 1909, Seite 96.

3. Beton und Eisen, 1916, Seite 225.

dungen überflüssig, sodass diesselben auf jenes Mass herabgesetzt werden können, welches bei der Montage aus konstruktiven Gründen nötig erscheint. Diese Frage bildet übrigens einen Programmpunkt verschiedener Arbeiten, so z.B. des deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

E. Die Feuersicherheit der einbetonierten Stahlsäule.

Die wichtigste Begleiterscheinung bei der Einbetonierung ergibt sich durch den Feuerschutz der Stahlsäule. Die reine Stahlsäule beginnt bereits bei 600° C ihre Tragfähigkeit einzubüssen, und knickt bei einer geringen Ueberschreitung dieser Grenze schon unter der Eigenlast ein. Der Eisenbeton ist für solche Wärmegrade unempfindlich und gilt daher allgemein als feuersicher.

Die Einbetonierung einer Eisensäule bedeutet selbst dann, wenn die Betonhülle nicht stark genug ist, um Temperaturen über 600° C abzuhalten, eine gewisse Sicherung. Ein höherer Grad von Feuerbeständigkeit verlangt die Widerstandsfähigkeit gegen Brandtemperaturen von 1000° C während einer Branddauer von 1-8 Stunden, je nach dem brennbaren Inhalt des Gebäudes. Bei gewöhnlichen Bureaugebäuden und Hotels kommt eine Branddauer von 1 Stunde in Betracht. Es ist demnach immer mit einer Zerstörung der feuersicheren Betonhülle zu rechnen. Die Aufgabe der Feuersicherung besteht nicht in der Erhaltung dieser Hülle, sondern in der des eigentlichen Baugerippes, bezw. in der Vermeidung eines Einsturzes. Es empfiehlt sich daher, diese Hülle bei höheren Anforderungen aus besonders widerstandsfähigem Material herzustellen, welches nach dem Brand ersetzt werden kann. Bezüglich weiterer Einzelheiten sei auf die diesbezügliche Literatur verwiesen ¹.

F. Die Wirtschaftlichkeit der einbetonierten Stahlsäulen.

Mit der Frage der Wirtschaftlichkeit des einbetonierten Stahlgerippes hat man sich bisher im allgemeinen wenig befasst, weil die Unternehmer einseitig entweder auf Stahl oder Eisenbeton eingestellt waren und ebenso die Vorschriften diese Lösung unberücksichtigt gelassen haben. Die amerikanische Literatur enthält umfangreiche Angaben, wie man den spezifisch schweren Beton durch die Anwendung leichterer und besserer Feuerschutzmittel vermeiden kann, wobei natürlich seine Mitarbeit als Tragglied nicht in Betracht kommt. In Europa hat man sich begnügt, darauf zu verweisen, dass das allgemein übliche Rundeisen wesentlich billiger als die Walzprofile ist, und hat damit die Frage als erledigt angesehen. Es sei deshalb der Fall eines 7 stöckigen Stahlgerippes erwähnt, das ich nach meinen Konstruktionsprinzipien umzugestalten Gelegenheit hatte. Die Baupolizeivorschriften erforderten die Beibehaltung der äusseren Säulenabmessungen. Es ergab sich für die Säulen 47 % Ersparnis an Stahl. Diese Ersparnis gibt ein ganz unzureichendes Bild, nachdem der Rechnung 1200 kg/cm² im Stahl und 60 kg/cm² in Beton zu Grunde gelegt worden sind, während die im Stahlbau übliche zulässige in Anspruch-

1. Beton und Eisen, 1931, Seite 245.

Technological Papers, Bureau of Standards, 1919, Nr. 130.

Firetests of Building Columns, 1925, Nr. 185 und 272.

nahme 1400-1600 kg/cm², also um ein Viertel mehr, hätte betragen können. Ferner musste ich die oberen Stockwerke trotz der geringen Belastung mit einem Stahlgerippe bewehren, trotzdem eine ganz leichte Rundeisenarmatur genügt hätte. In der amerikanischen Praxis werden, wenigstens bei niedrigen Gebäuden, für die oberen Stockwerke Eisenbetongerippe eingeführt, welche auf das darunter befindliche Stahlgerippe aufgesetzt werden. Eine weitere Ersparnismöglichkeit besteht in der vorteilhafteren Bauorganisation, da die Armatur aus fertigen Bestandteilen besteht, welche am Bau nur zusammengeschraubt werden. Es sei diesbezüglich auf die Ausführungen von Dr. Bela ENYEDI¹ in Budapest verwiesen, welcher darauf hinweist, dass die Einwände, welche man gegen die Verwendung von Armaturen aus fertigen Stahlsäulen macht, hauptsächlich von jenen herrühren, welche auf diesem Gebiete keine Erfahrung besitzen, und die die einmal liebgewordene Praxis um jeden Preis verteidigen. Ausschlaggebend für die Wirtschaftlichkeit sind die zulässigen Lasten für deren Berechnung besondere Vorschläge im Nachtrag gemacht werden sollen.

TRADUCTION

Les deux éléments principaux d'une ossature métallique, colonnes et poutres, ne sont pas équivalents quant à la combinaison rationnelle de l'acier avec le béton qui l'enveloppe. Les colonnes seules permettent la réalisation d'une économie sensible.

Nous ne nous occuperons ici que des colonnes. La supériorité économique de la colonne en béton armé par rapport à celle purement métallique est si élevée, en tant qu'une faible armature suffit, qu'elle peut être considérée comme la cause principale de l'application si étendue du béton armé dans les constructions. Elle diminue à mesure qu'il faut augmenter l'armature, que ce soit dans le but de réduire la section ou de supporter de plus fortes charges. De là la tendance à remplacer les fers ronds par des fers profilés pouvant être disposés dans la section d'une manière opportune. On arrive ainsi de soi-même à une forme intermédiaire entre les deux solutions, c'est-à-dire à un béton avec armatures en fers profilés ou à une ossature métallique rigide enrobée de béton.

Jusqu'à présent, on a calculé la colonne métallique purement comme telle, sans s'occuper de l'enveloppe. Aucune des prescriptions européennes n'a reconnu les avantages qui proviennent tout naturellement de l'enrobement, telle que par exemple la sécurité contre les dangers d'incendie. C'est ce qui explique pourquoi non seulement la question en elle-même, mais aussi toute une série de détails qui s'y rattachent ne sont pas encore élucidés. Outre les essais systématiques que j'ai organisés ou proposés en Autriche et en Amérique, on a fait bien peu jusqu'à présent pour éclaircir cette question. Nous allons donner ici un aperçu de son développement, des résultats des essais, et de toutes les questions qui s'y rattachent et qui devront être l'objet d'essais à entreprendre durant les années à venir.

A. Essais exécutés.

Il est réjouissant de constater que différents rapports présentés à ce congrès s'occupent d'essais entrepris depuis le dernier congrès, qui permettront d'élu-

1. Cement, Berlin, 1931.

cider un grand nombre de détails. Sans aucune intention d'anticiper, nous donnons ici un aperçu de quelques-uns de ces travaux.

1) Essais entrepris sous les auspices de l'American Concrete Institute à l'Université d'Illinois à Urbana, par le Prof. E. F. RICHART, et à l'Université Leigh à Bethléem par le Prof. SLATER¹ (300 essais). Un rapport préliminaire a été présenté à Zurich, des communications ultérieures suivent dans le numéro de janvier 1932 du « Journal of Concrete Institute »².

2) Essais belges du Prof. BAES, Bruxelles.

3) Essais allemands, à Stuttgart, du Prof. W. GRAF et du Prof. Dr. E. MOERSCH (150 essais) et, à Dresde, du Prof. Dr. W. GEHLER et du Reg. Baurat AMOS (jusqu'à présent 30 essais).

4) Essais de la Société Néerlandaise du Béton à La Haye, par l'ingénieur RENGERS (97 essais).

5) Essais italiens par le Prof. SANTARELLA, Milan.

6) Essais du « Oesterr. Eisenbetonausschuss » Vienne, par le Dr. F. EMPERGER (114 essais) : fascicule XI et XII des « Berichte », ainsi que 24 essais récents par le Prof. Dr. SALIGER (env. 40 essais).

7) Essais suisses par le Prof. Dr. M. ROŠ à Zurich (50 essais).

8) Essais de la Société tchécoslovaque du Béton à Prague, par le Prof. Dr. KLOCKNER (20 essais).

9) Essais hongrois par le Prof. CZAKO (20 essais).

B. Calcul de la puissance portative.

Nous désignerons par K_c la limite de déformation à la compression de l'acier, par K_b la résistance du béton dans la colonne, et par F_c et F_b les sections respectives de la colonne, en diminuant F_b de la valeur enrobée de F_c .

On aura d'abord à déterminer si l'on peut considérer que la section F_b est active dans sa totalité ou seulement en partie (F'_b). Nous distinguons quatre genres de colonnes :

I. La colonne métallique avec noyau en béton

$$P = F_c K_c + F'_b K_b$$

II. La colonne métallique avec béton bridé

$$P = F_c K_c + F_b K_b$$

III. La colonne métallique avec frettage puissant (Résistance à la tension K_u).

$$P = F_c K_c + F'_b K_b + F_u K_u$$

IV. La colonne métallique avec frettage faible, l'enveloppe portant elle aussi.

$$P = F_c K_c + F_b K_b$$

1. La puissance portative de la colonne du type I.

C'est dès le début des constructions en béton armé qu'on a posé, suivant les conceptions d'alors, la question de la collaboration d'une colonne d'acier avec

1. La spécification des 1027 essais européens qui y sont indiqués n'est pas encore complète.

2. Voir aussi : Journal A. C., 1^{er} fascicule, nos 6 et 7, où l'on trouvera dans le numéro 6 de l'année 1930 un aperçu complet de tous les 572 essais entrepris aux États-Unis.

3. Heft XIII der Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses.

une enveloppe en béton, et, dès 1903, j'ai réussi à exécuter, à Stuttgart, des essais avec toute une série de colonnes de ce genre. En 1906, je fis personnellement des essais avec des colonnes d'acier avec ou sans béton armé, et les essais que j'ai publiés en 1907¹ ont prouvé la loi de superposition. Lors de la publication ultérieure des essais précités de Stuttgart, j'ai eu l'occasion d'expliquer à nouveau cette loi de superposition². Comme on s'était ancré à l'idée du coefficient d'équivalence, et qu'on doutait même de la possibilité de l'addition, on choisit comme essais de démonstration la collaboration de deux fers à U enveloppant un prisme de béton. Dans la suite, j'ai exécuté toute une série d'essais avec colonnes d'acier de différentes formations et longueurs, avant et après leur enrobement³.

2. La puissance portative de la colonne du type III.

Le premier programme des essais comportait des essais parallèles sur des colonnes frettées en acier et en fonte⁴. Comme l'acier spécial était très cher à ce moment, et que la fonte était non seulement meilleur marché que l'acier ordinaire d'une limite de déformation à la compression de 2.400 kg./cm², mais aussi beaucoup plus résistante à la compression, et qu'il était possible de la solliciter jusqu'au double, je me suis occupé dans la suite exclusivement de colonnes en fonte, avec lesquelles j'ai entrepris plusieurs centaines d'essais. Je rappellerai brièvement les nombreuses applications de ces colonnes, et notamment le fait que ces colonnes, qui sont connues en Amérique sous le nom de « colonnes Emperger », ont été utilisées pour la construction de gratte-ciel jusqu'à 30 étages⁵. Je renvoie aussi aux essais de l'ingénieur MENSCH⁶ et du « Bureau of Standards of the U. S. A. » ainsi qu'à mes rapports au Congrès International de San Francisco en 1915. Le fait que, en 1908 déjà, le Mac Graw Hall Building et le bâtiment de l'Engineering News Record, érigés d'après les plans du Prof. BURR, se composaient d'ossatures en acier comprenant des colonnes d'acier enrobées, prouve combien les nombreux ponts construits d'après le système Mélan avaient contribué à la compréhension de la collaboration du béton avec les ossatures rigides. Je rappelle de plus les essais exécutés en 1912 par TALBOT et LORD⁷. Il s'agit ici du plus important travail de ce genre, qui, comme les miens, n'a d'abord pas trouvé l'appréciation méritée. Ce n'est qu'en 1924 que nous la trouvons dans les Standard Specifications américaines pour béton armé, qui distinguent déjà entre les « Composite Columns » (art. 168) suivant le type III et les « Structural Steel Columns » (art. 169) d'après le type I. Elles appliquent déjà la loi de superposition pour la détermination de la puissance portative de ces colonnes, sans toutefois utiliser dans le calcul une valeur uniforme $n = E_c/E_b$.

1. Beton und Eisen, 1907, pages 101 et 172.

2. Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII. Versuche mit Säulen. Berlin, 1908.

3. Beton und Eisen, 1908, page 149.

4. Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses, Heft III.

5. Eng. News Record, 1929, p. 129, et Beton und Eisen, 1931, p. 264.

6. Journal of Concrete Institute, 1930, Nr. 23, p. 263.

7. An investigation of the Value of Concrete as Reinforcement for Structural Steel Columns.

Comme, à défaut de prescriptions reconnues par les autorités, on ne pouvait prendre en considération, en Europe, l'application de colonnes métalliques enrobées, on a aussi renoncé à des essais, qui n'auraient tout de même pas été pris en considération par les autorités compétentes. Dans ces conditions, je n'ai pu appuyer les demandes de classer ce type dans les prescriptions existantes. Car on ne voulait pas renoncer à l'exigence impossible qui base le calcul de la colonne sur un seul coefficient d'équivalence. Je suis d'avis qu'il n'est pas faisable de calculer des colonnes frettées munies d'une solide armature d'acier avec $n = 15$ et des colonnes en fonte frettées avec $n = 8$ à peu près, sans tenir compte des différentes qualités du béton et de l'acier. J'ai donc préféré ne pas avoir à m'inquiéter de prescriptions officielles, tout au moins en ce qui concerne les colonnes en fonte frettées, et n'ai repris les essais avec les colonnes en acier frettées qu'en 1927, dans le fascicule XI des « Berichte des Oester. Eisenbetonausschusses ». J'y ai prouvé, par un essai unique avec de l'acier fretté d'une limite de déformation à la compression atteignant 3.360 kg./cm^2 , qu'à l'intérieur du frettage les différentes limites de déformation à la compression se manifestent d'après la loi de superposition ¹.

Il est clair que l'exactitude à laquelle on peut arriver dépend de celle avec laquelle on peut déterminer les limites de déformation de l'acier et du béton, malgré les variations inévitables de la résistance du béton. On trouvera les résultats d'essais de ce genre dans le fascicule XII de 1930 des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses », dans lequel l'ensemble des questions traitées ici a été examiné, tout au moins dans le cadre restreint du travail.

La loi de superposition, qui indique la collaboration de deux matériaux jusqu'à la rupture, dépend de la possibilité d'augmenter la capacité de déformation du béton à la compression de façon qu'il arrive à la rupture au moment où l'acier atteint la limite de déformation. Il faut donc savoir quelle est la limite de déformation de l'acier, si l'on demande qu'elle soit complètement utilisée, et comment on peut l'atteindre pour le béton. Ces recherches sont difficiles du fait que les courbes de déformation du béton et de l'acier se raccordent à cet endroit tangentiellement à la droite et qu'il n'est pas possible de les déterminer d'avance avec une précision suffisante. Pour assurer l'utilisation complète de l'acier, il est nécessaire d'avoir un certain excédent de la capacité de déformation de béton. En se basant sur les essais avec le même béton que celui qui a été utilisé pour les essais décrits dans le fascicule XII précité, on a trouvé la limite inférieure de déformation du béton ordinaire un peu supérieure à 1 %. Dans la fig. 1, les courbes reportées en dessous de l'axe des x se rapportent à l'acier St 37, avec une limite de déformation à la compression de 2.400 kg./cm^2 , et à un acier spécial de 3.400 kg./cm^2 , celles au-dessus de l'axe à différentes qualités de béton. Les essais faits en Hollande permettent une comparaison entre cinq qualités de béton α , β , γ , δ et ϵ , le béton dont il est question dans le fascicule XII correspond à peu près à la qualité β . Pour permettre de mieux comprendre ces valeurs moyennes, nous avons aussi reporté dans la figure, en pointillé, les limites des écarts des mesures dont on a pris les moyennes. D'après la loi $E \approx \frac{5}{3} \frac{K_b}{E_0}$ communiquée au congrès de 1931

1. Fascicule XI des « Berichte », page 66, tableau 6 et fig. 34.

à Zurich, l'élasticité initiale est une tangente à l'origine des différentes courbes de déformation entre 200.000 et 360.000 kg./cm² ¹. La valeur moyenne entre la tangente à l'origine et celle correspondant à la charge totale admissible est plus petite, de 14.000 à 280.000, conformément à un coefficient d'équivalence de 15 à 7,5.

La fig. 1 donne la limite de déformation à la compression en fonction de la résistance à la compression de cubes, K_w . Les points déterminés de cette manière sont indiqués par des cercles, tandis que les valeurs moyennes des essais sont représentées par la courbe médiane à trait fort se terminant par un point noir. On a déjà tenu compte, ici, du fait constaté par l'ingénieur KUGI, que la résistance de la colonne exprimée par cette valeur finale, est également une fonction de la résistance de cubes. On a trouvé pour cette fonction l'expression

$$K_b = (0,8 - 0,00023 K_w) K_w \quad (K_b \text{ et } K_w \text{ en kg./cm}^2).$$

On voit que la valeur finale de la résistance de la colonne diminue proportionnellement à l'augmentation de la qualité, tandis que la limite de déformation va en ascendant.

La plupart des ouvrages indiquant la capacité de déformation du béton à la compression comme étant de 1,5 à 2 ‰, il y a lieu d'observer qu'à quelques essais américains, tels que ceux de TALBOT et de LORD, ainsi que, récemment, à ceux du Prof. GRAF ², on a constaté une limite de déformation de 1,4 ‰, ce qui provient de la manière d'application de la charge notamment à l'approche de la rupture ³. Aux essais mentionnés, on a examiné un béton correspondant à peu près à la qualité β . On devrait s'entendre sur la manière d'appliquer la charge à la rupture, pour pouvoir obtenir des valeurs comparables. Les décharges, les répétitions et les interruptions habituelles durant les degrés de charges inférieurs sont sans importance, tandis qu'à l'approche de la rupture, des modes de charges différents peuvent donner des résultats contradictoires.

Si nous augmentons la capacité de déformation du béton à la compression jusqu'à celle des fers longitudinaux, pour assurer ainsi son plein concours, il faut tenir compte de la marge entre la valeur minimum de la limite de déformation du béton et la valeur maximum de celle de l'acier. Pour du béton ordinaire, cette valeur minimum est à peu près de 1 ‰, tandis que pour de l'acier doux la valeur maximum est de 1,6 à 2 ‰. Il s'agit donc de compenser une différence de 1 ‰ environ.

Pour une section du type I, ce sont les fers entourant la colonne qui se chargent de l'augmentation de la capacité de déformation du béton, car ils agissent comme un frettage.

3. La puissance portative d'une colonne du type II.

Dans la section du type II, on cherche à augmenter la capacité de déformation au moyen de brides. On n'est toutefois pas d'accord sur l'efficacité de ces brides en ce sens. L'opinion défavorable provient notamment de ce qu'on n'a

1. Voir le Rapport du Congrès pour l'Essai des Matériaux, Zurich, 1931.

2. Communiqué au Congrès de Zurich en 1931.

3. Slow and fast loading. Voir Lehigh University, 1931, No 10, p. 37, fig. 27.

attaché aucune valeur, jusqu'à présent, à leur rôle d'armature transversale, mais qu'on a considéré comme leur but unique d'augmenter la résistance du béton à la compression. Or, les brides ne conviennent guère à cet effet, alors qu'elles semblent être utiles pour l'augmentation de la capacité de déformation. Leur emploi est d'autant plus important, que la section carrée est la plus avantageuse pour des colonnes, comme il résulte des essais hollandais. La fig. 2 donne les résultats des essais effectués avec les sortes de béton 3 et 3 et avec des brides distantes de 5, 10, et 20 cm. pour des sections de la colonne de 24×24 cm. On voit que la capacité de déformation augmente suivant une loi définie avec la densité des brides, les écarts étant, toutefois, assez importants. Il sera utile d'entreprendre de nouveaux essais dans le but de vérifier ces résultats.

Le moyen le plus connu et le plus sûr pour augmenter la capacité de déformation est le frettage. Là où le frettage a en même temps le but d'augmenter la résistance du noyau de béton, comme c'est le cas pour le type III, un frettage puissant (Section F_u , limite d'allongement K_u) répond au besoin. Son effet a été étudié récemment dans le fascicule XI des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses ». L'augmentation provenant du frettage a été déterminée entre 1 et 3, c'est-à-dire avec de forts écarts. L'emploi de $\gamma = 1$ semble donc judicieux. La question de l'augmentation de la capacité de déformation pour ce cas-ci a été examinée dans le fascicule XII. Malgré les prescriptions officielles qui s'y rapportent, elle ne peut pas encore être considérée comme réglée définitivement.

4. La puissance portative des colonnes du type IV.

Les essais les plus récents du « Oesterr. Eisenbetonausschuss » s'occupent de déterminer le frettage nécessaire pour obtenir la capacité de déformation correspondant à l'acier doux.

La section du type IV n'a qu'un faible frettage. Les essais décrits dans le fascicule XII ont aussi montré qu'on peut augmenter de cette manière la capacité de déformation du béton de l'enveloppe jusqu'à environ 1,6 ‰ et qu'on utilise ainsi suffisamment la limite de déformation des fers longitudinaux. Les essais hollandais ont prouvé qu'il existe une relation entre la quantité du frettage et la capacité de déformation de l'enveloppe, en ce sens que celle-ci se détache plus tôt d'un frettage faible que d'un frettage puissant. Les derniers essais autrichiens ont montré la grande influence de la capacité d'allongement du fil de frettage sur tous les phénomènes se produisant pendant la charge. Si l'on fait usage d'un fil cassant, d'une faible ductilité, pour lequel la limite d'allongement correspond à la résistance à la tension, l'augmentation de la capacité de déformation sera faible, tandis que celle de la résistance de la colonne pourra être très importante. D'un autre côté, l'emploi d'un fil ductile permet d'augmenter sensiblement la capacité de déformation. Pour obtenir les deux effets, il faudra donc utiliser un fil ayant en même temps une limite d'allongement élevée et une grande ductilité. A l'exception des prescriptions américaines, on a peu tenu compte, jusqu'à présent, de la résistance du fil de frettage, et de ce qu'il était possible d'obtenir avec des fils d'acier spécial. Quant au fait que le fil doit avoir une certaine ductilité pour répondre à son but, on

n'en a pas tenu compte du tout. Il s'agit d'exclure tant l'emploi d'un fil trop ductile que celui d'un fil trop cassant. Les essais entrepris ne sont pas assez nombreux pour permettre de fixer les limites appropriées, en tant qu'on attache quelque importance à un effet exact du frettage par rapport à l'augmentation de la résistance et de la capacité de déformation.

Enfin, il faut tenir compte de la proportion de l'armature longitudinale par rapport à la section totale. La plupart des vieilles prescriptions étaient d'avis qu'une quantité de fers longitudinaux dépassant 3 % diminue la collaboration de la section du fer ; ces prescriptions, à part les américaines, n'autorisent, par conséquent, pas d'armatures plus puissantes.

Les notions récentes montrent que cette collaboration est influencée par la rigidité de la section partielle et qu'elle peut être assurée par une armature transversale appropriée. Les essais autrichiens ont donné la preuve que l'opinion mentionnée qu'une armature de plus de 3 % n'a plus la même efficacité est justifiée ; car la déformation permanente du béton donne lieu à des différences entre les déformations du béton et celle de l'armature. Leur influence s'accroît lorsqu'on augmente la section de l'armature, tout en dépendant de la qualité du frettage. Pour armatures en acier doux, le maximum de cette différence est obtenu à la limite d'écoulement du fer, donc pour 1,5 ‰. Elle commence à se manifester à 0,7 ‰ et disparaît de nouveau après avoir dépassé 2 ‰. Si l'on n'augmente la capacité de déformation du béton à la compression que jusqu'à 1,5 ‰, on n'arrive donc pas à une utilisation totale de l'acier, ce dont on devrait tenir compte d'une manière ou d'une autre.

C. L'augmentation de la résistance au flambage de colonnes en acier enrobées.

Il faut distinguer entre la résistance au flambage de la colonne entière et la rigidité qu'il faut donner aux sections partielles de l'armature. Cette dernière question s'est présentée lors du premier essai avec une colonne en béton armé exécuté en 1902 à Berlin. Elle n'a été résolue définitivement que beaucoup d'années plus tard, lors des essais sur la loi de superposition. Nous rappelons à ce sujet les essais du président défunt de ce congrès, M. l'ingénieur MONGRIEFF, à Teddington en 1912, sur lesquels il a été publié un petit rapport¹. Plus la colonne est mince, plus l'enveloppe en béton augmente la capacité portante. Il y a peu de temps, cette conception n'était pas encore générale, comme le prouvent une série de travaux sur lesquels j'ai publié un résumé il y a quelque temps².

Les essais de MORRIS et SHANK, en 1928, au Canada³, avec des colonnes exécutées en gunite, ont montré que les extrémités des fers qui dépassent (fig. 3) peuvent être sollicitées jusqu'à la limite de déformation. Le rapport ne s'exprime que d'une manière générale sur l'augmentation de la capacité portante, et la limite de déformation de l'acier utilisé, qui permettrait un contrôle, n'y est même pas indiquée.

1. Tests on Steel Beams in Concrete by REDPATH, BROWN & Co.

2. Bautechnik 1931, page 94, et Zeitschrift d. Oesterr. Ing. et Arch. Vereins, 1931, N° 47.

3. Publications de la Société Canadienne, 1928.

Un essai semblable a été entrepris par le Prof. SALIGER à Vienne¹ avec des colonnes de 1.200 mm. de longueur auxquelles les armatures dépassaient aux deux bouts d'environ 10 mm. Ces extrémités ont été complètement écrasées dans le béton dès le début de l'essai. Un raccourcissement bien moindre aurait suffi pour atteindre la limite de déformation. Ces derniers essais sont particulièrement intéressants par le fait que l'acier utilisé avait la limite de déformation extraordinaire de 7.500 kg./cm², et qu'un frettage paraît à l'écrasement des extrémités de l'acier, alors qu'aux essais cités en premier lieu on n'avait fait usage que d'un réseau de fil léger, de sorte que les têtes de la colonne avaient été quelque peu endommagées.

Pour les colonnes purement en acier et pour celles en béton armé, on dispose d'une quantité d'essais et de prescriptions officielles sur la loi du flambage. Pour la solution intermédiaire traitée ici, les essais sont si clairsemés qu'on est obligé de se borner à procéder à la réduction d'après l'une ou l'autre des lois. On n'a pas encore déterminé la limite exacte entre les deux formes, où la colonne en béton armé perd son caractère par suite d'une armature trop puissante, ou alors où la colonne en fer a une enveloppe de béton déjà assez forte pour pouvoir être considérée comme renforcée.

Le fait que je me suis occupé de colonnes de fonte frettées m'a amené à approfondir cette question, d'autant plus que la fonte est bien plus susceptible au flambage. Les essais respectifs m'ont permis de déterminer qu'une armature en fonte de 10 % est encore admissible, et j'ai publié dans un tableau la forme transitoire de la loi du flambage du béton armé à la fonte frettée². Vu la susceptibilité moindre de l'acier au flambage, on peut bien admettre que même une armature supérieure à 8 % permet de traiter la réduction du flambage d'une colonne d'acier enrobée d'après les lois valables pour le béton armé. Des armatures supérieures à 8 % ne sont pas nécessaires, parce que l'enrobage qu'exige la sécurité contre les dangers d'incendie est presque toujours supérieur à cette proportion. En tous cas, il y a encore de nombreux essais à entreprendre dans ce domaine. Il y a du reste lieu d'observer que, dans le livre déjà plusieurs fois mentionné de TALBOT et LORD, 1912, cette question a déjà été entamée, et que les travaux s'y rapportant ont été exécutés sous la direction du Prof. ABRAMS, bien connu.

D. L'entretoisement d'une colonne en acier à l'intérieur du béton.

Des deux problèmes précités, il s'ensuit que par l'augmentation de la distance des entretoises on peut obtenir une simplification notable, leurs sections étant renforcées par le béton.

Jusqu'en 1910, la solution de ces problèmes se heurtait notamment à la difficulté provenant du fait que le calcul des colonnes à treillis, notamment de leurs entretoises, n'était pas encore complètement élucidé. L'effondrement de plusieurs grands édifices a fait penser à la nécessité d'éclaircir la relation entre la résistance au flambage d'une colonne et son renforcement transversal, et ce n'est qu'alors qu'on put entreprendre systématiquement des essais parallèles avec le béton armé.

1. Beton u. Eisen, 1911.

2. Betonkalender, 1931, page 112.

Mes premiers essais qui s'y rapportent ont été publiés sous le titre « Welchen Querverband bedarf eine Eisensäule? »¹. J'ai entrepris ensuite des essais avec des colonnes d'acier enrobées ayant des entretoises de distances différentes, et des essais analogues avec des angles en fonte enrobées². Pour résoudre cette question, il faut un grand nombre de séries d'essais. Des essais entrepris à Dresde, pour l'arc de Treptow, m'ont seulement permis de constater que la résistance de la colonne ne diminuait pas quand on doublait la distance, alors qu'aux essais avec de la fonte, décrits dans le fascicule XI des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses », la résistance diminuait régulièrement quand les entretoises étaient trop rapprochées. Quand on fait usage d'un frettage, les entretoises semblent superflues, de sorte qu'on peut se restreindre à celles qui sont nécessaires pour le montage. Cette question figure du reste dans le programme de différents travaux, entre autres de ceux du « Deutscher Ausschuss für Eisenbeton ».

E. La résistance au feu de la colonne d'acier enrobée.

Un effet très important qui résulte de l'enrobage est la protection de la colonne en acier contre le feu. La colonne nue en acier commence à perdre sa résistance à une température d'environ 600° et elle flambe par l'effet de son poids propre dès que cette limite est dépassée. Le béton armé, insensible à de telles températures, est considéré comme résistant au feu.

L'enrobage d'un montant en acier représente une certaine sécurité, même dans le cas où la couche de béton n'est pas assez épaisse pour supporter des températures au-dessus de 600°. Lorsqu'on demande une résistance au feu encore plus grande, on exige que la construction supporte une température de 1.000° pendant une durée de une à huit heures, selon les matières inflammables que contient le bâtiment. Pour des bâtiments commerciaux et pour des hôtels, on admet une durée d'incendie d'une heure : il faut donc toujours compter avec la destruction de l'enrobage en béton. Pour garantir la résistance de la construction au feu, il ne s'agit donc pas de préserver cet enrobage, mais l'ossature même de la construction, c'est-à-dire il faut éviter son effondrement. Il est donc recommandable de prévoir cet enrobage en une matière spécialement résistante et pouvant être remplacée après l'incendie. Pour de plus amples détails, nous renvoyons à la littérature spéciale³.

F. Le rendement économique des colonnes en acier enrobées.

Jusqu'à présent, on ne s'est pas beaucoup occupé de cette question, d'une part, parce que les entrepreneurs étaient spécialisés soit dans l'acier, soit dans le béton armé et, d'autre part, parce que les prescriptions ne tiennent pas compte des colonnes enrobées. La littérature américaine donne beaucoup d'indications sur le moyen de remplacer le béton par des matières plus légères et plus résistantes au feu, en renonçant évidemment à la collaboration entre l'ossature et l'enrobage.

1. Beton und Eisen, 1909, page 96.

2. Beton und Eisen, 1916, page 225.

3. Beton und Eisen, 1931, page 245. Technological Papers, Bureau of Standards, 1919, N° 130. Firetests of Building Columns, 1925, N° 185 u. 272.

En Europe, on s'est contenté de considérer le problème comme résolu, en faisant ressortir que l'acier rond était beaucoup meilleur marché que les aciers profilés. Je citerai le cas d'une ossature en acier d'un bâtiment de sept étages, transformé d'après mes principes. Les prescriptions de la police des constructions exigeaient qu'on maintienne les dimensions extérieures des colonnes. On a obtenu, pour les colonnes, une économie d'acier de 47 %. Encore faut-il tenir compte du fait qu'on avait admis dans les calculs des sollicitations de 1.200 kg./cm² pour l'acier et de 60 kg./cm² pour le béton, tandis que pour les constructions en acier il est usuel d'admettre des fatigues de 1.400 à 1.600 kg./cm², soit un quart de plus. On a été forcé aussi de prévoir dans les étages supérieurs, où une armature légère en acier rond aurait suffi, une ossature en acier profilé. En Amérique, il est d'usage, tout au moins pour des bâtiments peu élevés, d'employer des ossatures en béton armé, posées sur l'ossature en fer profilé des étages inférieurs. L'ossature composée de pièces toutes faites est facile à monter, ce qui représente une autre source d'économie. A ce sujet, il y a lieu de mentionner l'opinion du Dr Béla ENYEDI à Budapest¹, que les objections contre l'emploi des ossatures en colonnes d'acier toutes faites proviennent surtout de ceux qui manquent d'expérience dans ce domaine et qui défendent à tout prix leur pratique habituelle.

Zusammenfassung.

Das reine Stahlskelett erfährt durch die Umhüllung der Säulen mit Beton mehrfache Verbesserungen :

- 1) in seiner Tragfähigkeit,
- 2) in seiner Knicksteifigkeit,
- 3) in seiner Querverbindung,
- 4) in seiner Feuersicherheit, und alles zusammenfassend,
- 5) in seiner Wirtschaftlichkeit.

Diesen Vorteilen stehen abgesehen vom Eigengewicht keine Nachteile gegenüber.

1) Die Tragfähigkeit einer Säule dieser Art ergibt sich nach dem von mir aufgestellten Additions-gesetz als die Summe der Festigkeiten des Stahles ($F_e K_e$) vermehrt um jene des Betons ($F_b K_b$).

Die volle Ausnützung beider Baustoffe gleichzeitig bis zur zulässigen Grenze von K_e u. K_b ist natürlich von einer Reihe von Voraussetzungen abhängig.

2) Eine Knickabminderung der einbetonierten Stahlsäule kann unter bestimmten Voraussetzungen ebenfalls entfallen und der Stahlquerschnitt bis zur Fließgrenze (K_e) ausgenützt bezw. bei schlanken Säulen auf das beim Eisenbetonbau übliche Mass herabgesetzt werden.

3) Die Querverbindungen, welche bei der reinen Stahlsäule eine sehr wichtige Rolle spielen, um die einzelnen Teilquerschnitte zu einer einheitlichen Wirkung zu bringen, können durch den Beton wesentlich vereinfacht werden und, unterstützt durch die Umschnürung, unter Umständen ganz entfallen.

1. Cement, Berlin, 1931.

4) Die Feuersicherheit einbetonierter Stahlsäulen hängt von der Dicke der umhüllenden Betonschicht ab. Die erforderliche Widerstandsfähigkeit wird bestimmt nach dem brennbaren Inhalt des Gebäudes.

5) Die Wirtschaftlichkeit der Verwendung einbetonierter Stahlsäulen gegenüber der reinen Stahlsäule zeigt sich in einer oft bedeutenden Stahlersparnis und in der vorteilhafteren Bauorganisation.

Résumé.

Pour un enrobement de béton, les colonnes à ossature métallique peuvent être améliorées en ce qui concerne

- 1) la puissance portative
- 2) la rigidité au flambage
- 3) l'entretoisement
- 4) la résistance au feu
- 5) l'économie

Ces avantages ne sont diminués par aucun inconvénient, à part le poids propre plus élevé de la colonne.

1) La puissance portative d'une colonne de ce genre est déterminée, d'après la loi de superposition que j'ai développée, par la somme des résistances de l'acier ($F_e K_e$) et du béton ($F_b K_b$).

L'utilisation complète simultanée des deux matériaux dépend naturellement de toute une série de conditions.

2) L'augmentation de la rigidité au flambage de la colonne enrobée est superflue dans certaines conditions, et la section de l'acier peut être utilisée jusqu'à la limite d'allongement, ou, pour des colonnes minces, être réduite à la valeur nécessaire pour le béton armé.

3) Les entretoisements, qui jouent un rôle très important pour les montants purement métalliques, peuvent être sensiblement simplifiés par l'enrobage et même parfois complètement supprimés au cas de fretage.

4) La résistance au feu dépend de l'épaisseur de l'enveloppe, qui sera choisie selon les matières inflammables que contient le bâtiment.

5) L'économie que présente l'application de colonnes métalliques enrobées par rapport à celles purement métalliques consiste en une économie d'acier souvent importante et en une organisation de travail plus avantageuse.

Summary.

By being enveloped in concrete, the steel framework itself is improved in many respects :

- 1) in its load carrying capacity,
- 2) in its resistance to buckling,
- 3) in its transverse connections,
- 4) in its fire resisting properties, and summing up all,
- 5) in its economy.

No drawbacks can be advanced against these advantages, except that the weight of the structure is increased.

1) The load carrying capacity of a column of this kind is given according to the addition law drawn up by the author, as the sum of the strengths of the steel ($F_e K_e$) increased by those of the concrete ($F_b K_b$).

The full utilization of both building materials simultaneously up to the permissible limits of K_e and K_b depends of course on a number of suppositions.

2) An increase in the resistance to buckling of a steel column by enveloping it in concrete may be obtained under certain circumstances and the cross-section of the steel may be used up to the yield point (K_e), or, in the case of long thin columns, may be reduced to the size customary in reinforced concrete work.

3) The transverse connections, which are of great importance in purely steel columns in order to make the several parts of the cross-section uniformly effective, may be considerably simplified and, because of the support given by the reinforcement wound round the column, may under certain circumstances be omitted altogether.

4) The fire resisting properties of concreted steel columns depend on the thickness of the layer of concrete. The resistance required is determined according to the inflammability of the contents of the building.

5) The economy obtained by adopting concreted steel columns as compared with steel alone, is shown in a saving in steel, which is often considerable, and in the more advantageous organisation of the building work.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VII A 3

EINBETONIERTE STAHLSÄULEN UND TRÄGER, IHRE BEDEUTUNG IM SKELETTBAU

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

COMPOSITE COLUMNS AND THEIR IMPORTANCE TO STEEL STRUCTURES

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

I. Einleitung, Kennzeichnung der Bauweisen.

Mit der Einführung des Stahlskelettbaues im neueren Bauwesen, besonders im Grossgeschossbau und bei dessen baulicher Entwicklung sind vielfach konstruktive Aufgaben gelöst worden, die ihn schon zu einer gewissen Vollkommenheit gebracht haben. Eine Frage ist heute noch offen, die der zweckmässigen und wirtschaftlichen *Ausbildung der Stützen*, sowie der Unterzüge und der Deckenträger, wenn sie einbetoniert werden.

Bisher hat man die Stützen von Stahlskelettbauten mit Ziegeln ummantelt und den Innenraum mit Beton ausgegossen, oder hat die Stütze ganz mit Beton umhüllt, ohne dass man mit der tragenden Mitwirkung der Umhüllungstoffe gerechnet hat. Die Stahlstütze musste die ganzen Lasten und Momente für Eigengewicht, Nutzlast und Wind allein übernehmen und musste hierfür bemessen werden. Die Umhüllung war bloss Feuerschutz und auch vom baukünstlerischen Standpunkt angeordnet worden.

Heute ist man geneigt, einer Umhüllung der Stützen mit Beton den Vorzug zu geben und diesen Beton bei entsprechender Festigkeit tragend mitzurechnen. Die Folge davon ist, dass man die Stahlsäulenquerschnitte viel schwächer als früher wählen kann und daher Ersparnisse an Kosten erzielt, die sich nicht nur auf die ersparte Stahlmenge bezieht sondern sich auch bei der Anarbeitung, der leichten und schnellen Montage des Stahlgerüstes auswirkt. Inwieweit die erforderlichen Betonmengen in diesem Falle grösser werden als bei der bisherigen einfachen Umhüllung muss gleichfalls geklärt werden.

Die Gesamtheit der Stützen mit den stahlbaumässig angeschlossenen Unterzügen und Trägern behält den Charakter eines *Stahlskelettbaues* bei, er wird auch als solcher vorher montiert. Nachträglich werden die Stützen und die nach beiden Richtungen laufenden Unterzüge einbetoniert, so dass sie nun ein Gerippe mit einbetonierten steifen Stahlprofilen bilden, in das dann die

Decken und Wände eingezogen werden. Die Einbetonierung der Unterzüge und die Deckenherstellung kann auch gleichzeitig erfolgen.

Diese Bauweise *unterscheidet* sich von den Bestrebungen, die die Eisenbetonbauweise bei solchen Stockwerkbauten verfolgt, die wohl die Stützen mit steifen Profilen bewehrt, die Unterzüge und Deckenträger jedoch in der üblichen Weise mit Rundeisen ausführt. Dabei werden die Stahlbewehrungen der Stützen wieder erst nach Massgabe des Fortschrittes der gleichzeitigen Herstellung der Stützen und Decken jeweilig weiter geschossweise aufgesetzt, wie dies beispielsweise beim Bau des Batä-Hochhauses in Brünn ausgeführt wurde¹, im Gegensatz zum Arbeitsvorgang beim Stahlskelettbau.

Beide Gesichtspunkte verfolgen den gleichen Zweck, den Grossgeschossbau wirtschaftlicher zu gestalten.

In vorliegender Abhandlung wird bloss der *erste Gesichtspunkt* verfolgt.

Es soll nicht unerwähnt gelassen werden, dass der Verfasser bereits im Jahre 1906 beim Bau des Landesamtsgebäudes in Brünn die Säulen des doppelten Prunkstiegenhauses mit steifer Stahlbewehrung und mit tragendem Beton ausgeführt hat.

Bei dem vorhergeschilderten Arbeitsvorgang muss aber eine neuartige Berechnung des Stahlbaues erfolgen, die sich nicht nur auf die Stützen, sondern auch auf die Unterzüge erstreckt, die der nachträglichen Betonierung Rechnung trägt. Bei den Stahlstützen ist einmal zu berücksichtigen, dass sie schon vor der Betonierung in Spannung sind und das Gleiche tritt bei den steifen Unterzügen durch das Eigengewicht und das Schalungsgewicht ein. Dann ist das Zusammenwirken von Stahl und Beton zu untersuchen, wobei verschiedene Anordnungen der Querbewehrung zu berücksichtigen sind. Ausserdem muss die Wirkung der Schwindspannungen untersucht werden, was in Folgendem geschehen soll.

Vorher werden die allgemeinen Berechnungsgrundlagen auf Grund von Versuchen nach dem derzeitigen Stande der Forschung kritisch auseinandergesetzt und anschliessend behufs Ueberprüfung alle Fragen an einem Hochhaus mit einem Kellergeschoss und zwanzig Geschossen über der Erde behandelt und geklärt. Dabei ist es möglich, auch für eine geringere Zahl von Geschossen für die Praxis ausreichende Schlüsse zu ziehen.

Die Untersuchungen erstrecken sich sowohl auf St 37, wie St 52. Das Hochhaus wurde für sechs verschiedene Fälle völlig durchgerechnet, die alle Möglichkeiten der Ausführung beleuchten. Dann wurden die Ersparnisse gegenüber der bisherigen Bauweise ermittelt und Schlussfolgerungen gezogen.

II. Die Wirkung einbetonierter Stahlsäulen beim Stahlskelettbau.

Für die Berechnung eines Stahlbaues, der dann einbetoniert wird, wobei der Beton mittragend angenommen wird, sind noch einige Erwägungen anzustellen, die auf den Arbeitsvorgang bei der Betonierung Rücksicht nehmen.

1. Dr.-Ing. A. HAWRANEK. Der Stahlskelettbau mit Berücksichtigung der Hoch- und Turmhäuser. Berlin, 1931 Verl. J. Springer. Seite 273.

Erstens ist es nötig zu überlegen, *wie* die Lasten, die die Decken bringen in die Säulen übertragen werden. Die Stahlunterzüge sind unmittelbar an die Stahlsäulen angeschlossen. Mit dem Gewicht der aufgehängten *Deckenschaltung* ist daher unbedingt *bloss* die Stahlsäule zusätzlich beansprucht, diese Belastung kommt wohl dann wieder fort, aber bei der Einbetonierung der Säule wird der Stahlkern diese zusätzliche Spannung haben und beim Erhärtungsprozess des Säulenbetons teilweise, vielleicht sogar ganz behalten. Genauer kann man darüber nicht sagen, da diesbezügliche Versuche und Messungen fehlen. Diese Vorspannung wird also noch zu jener, die das Stahlgewicht der darüberliegenden Geschosse bringt, hinzu treten und wird sich in den unteren Geschossen wegen der stärkeren Querschnitte weniger auswirken als in den oberen.

Es sind zwei Arbeitsvorgänge möglich :

Arbeitsvorgang 1.

Praktisch werden wohl vorerst die Stützen betoniert werden und dann erst die Decken. Es wird also die Art der Kraftübertragung des Deckeneigengewichtes von dem Zeitintervall zwischen Stützen- und Deckenbetonierung abhängen. Will man also die Stahlkerne der Stützen durch die Deckenausführung nicht zusätzlich belasten, so muss man entweder zwei bis drei Tage nach der Stützenbetonierung erst die Decken herstellen, oder frühhochfesten Zement verwenden. Erst bei diesen Massnahmen könnte man die neuhinzukommenden Lasten der Verbundsäule zuweisen.

Arbeitsvorgang 2.

Werden hingegen Säulen und Decken in einem betoniert, was bei forciertem Betriebe oder bei Betongiesseinrichtungen wohl vorkommen wird, so gehen die Deckeneigengewichte vorerst in die Stahlstützen. Ob im Laufe der Erhärtung des Säulenbetons ein Ausgleich eintritt, und wenn dies der Fall ist, in welchem Ausmass, kann ohne Versuche leider nicht gesagt werden.

Zu dem treten dann noch auch in den Stützen Schwindspannungen auf, die gleichfalls im Stahlkern weiteren Druck erzeugen.

Es tritt also in diesem Arbeitsvorgang 2 nach dem heutigen Stande der Forschung eine gewisse Unsicherheit in der Verteilungsweise der Lasten auf den Beton und den Stahlkern ein und es dürfte sich die Tragkraft solcher Stützen gegenüber der bei Versuchen mit reinen Säulen ermittelten etwas ändern.

Man könnte sich zwar etwas helfen, um die Auswirkung der Spannungsverteilung für den Stahl günstiger zu gestalten, wenn man schon mit der Betonierung beginnt, sobald das Stahlgerüst noch nicht zur vollen Höhe montiert ist, aber die Entlastung ist dabei verhältnismässig gering. Ausserdem bringt eine solche Massnahme Störungen der Montagearbeit.

Schliesslich muss hervorgehoben werden, dass die gerade erwähnte Unsicherheit in der Verteilung der Kräfte auf den Beton und den Stahlkern, wegen der grösseren Bewehrungsziffern von bedeutenderem Einfluss ist, als bei den mit Rundeisen bewehrten Eisenbetonsäulen.

Es darf auch nicht vergessen werden, dass bei einbetonierten Stahlsäulen im

Beton infolge der Schwindwirkung waagerecht durchgehende, wenn auch feine Risse in der Praxis vorgekommen sind.

Die *Nutzlasten* werden im allgemeinen wohl erst dann wirken, wenn das ganze einbetonierte Gerippe schon einen monolitischen Charakter besitzt, so dass die Verteilung der Beanspruchungen auf Beton und Stahl den Gesetzen des Eisenbetons gehorcht.

Es muss gleich betont werden, dass die Vorspannungen und jene der primären Schwindwirkung wohl vorhanden sind, beide aber die Stahlbewehrung besser ausnützen lassen.

III. Umschnürte Säulen bei Beanspruchung auf exzentrischen Druck.

Soweit bekannt, sind umschnürte Eisenbetonsäulen mit *steifem* Stahlkern bis jetzt nur wenig auf *exzentrischen* Druck geprüft worden. Zwei Versuche des oesterreichischen Eisenbetonausschusses liegen weit zurück¹. Für den Stahlskelettbau mit Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons sind aber solche Versuche besonders notwendig. *Verfasser* hat bereits Anfangs 1931 ein diesbezügliches eingehendes Programm entworfen; infolge der Wirtschaftskrise konnte es leider bis jetzt nicht durchgeführt werden, wiewohl das Stahlmaterial schon zur Verfügung steht. Deshalb ist man genötigt, Ergebnisse von Versuchen mit exzentrischen Kraftangriff bei Rundeisenbewehrung von Stützen heranzuziehen. Solche liegen unter anderen von *Bach* und *Graf* vor².

Bei der Berechnung der umschnürten Stützen für exzentrischen Kraftangriff kommt das Verhalten des Betons sowohl bei Druck wie im Zugteil in Frage. Besonders das Mass der Steigerung der Betondruckfestigkeit, gegenüber der Prismenfestigkeit des Betons, das von der Bewehrungsziffer, der Lage der steifen Bewehrung, von der Grösse der Exzentrizität neben anderen Umständen abhängt, ist dabei von Wichtigkeit, aber noch nicht geklärt. Die Versuche *BACHS* und *GRAFS* zeigen dies ganz deutlich, Seite 55 der genannten Quelle betrug die Betondruckspannung für einen quadratischen Betonquerschnitt 40×40 cm bei 2,50 m Säulenlänge (und je 4 Rundeisen zu 16 mm auf zwei gegenüberliegenden Seiten, einer Umschnürung von 5 mm Stärke und 7 cm Ganghöhe) unter der Höchstlast bei zentrischer Belastung $\sigma_p = 183 \text{ kg/cm}^2$. Die Würfelfestigkeit betrug $\sigma_w = 225 \text{ kg/cm}^2$. (Prismenfestigkeit = 0,81 der Würfelfestigkeit). Bei einer Exzentrizität der Last von 10 cm stieg die rechnungsmässige Betonspannung ohne Berücksichtigung des Betonzuges auf $255 (1,396\sigma_p)$, bei 20 cm auf $288 \text{ kg/cm}^2 (1,576\sigma_p)$ und sank dann bei noch grösserer Exzentrizität herab. Die Zerstörung erfolgte auf der Druckseite des Betons. Diese Tatsache ist auch mit anderen Versuchen in Uebereinstimmung und

1. Ing. J. SPITZER. Versuche mit Eisenbetonsäulen. Heft 3 der Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton- Ausschusses des oesterr. Ing. u. Architekten Vereines. 1912. Seite 220.

2. BACH und GRAF. Versuche mit bewehrten Betonkörpern, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet werden. Heft 166-169 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Berlin, 1914.

sagt, dass der Beton bei dieser Beanspruchung noch grössere Druckspannungen verträgt als seiner Prismenfestigkeit entspricht. Wichtig ist aber, dass die Biegedruckfestigkeit von Kontrollbalken nicht erreicht wird.

Auch die zwei quadratischen Säulen der Versuche des oesterreichischen Eisenbetonausschusses (Höhe 3 m, 25 cm Seitenlänge des Querschnittes, Bewehrung mit vier Winkeleisen 40/40/6, Alter 149 Tage, Exzentrizität 5 cm) zeigten rechnungsmässige Betondruckspannungen, die, 1,18 bzw. 1,36 grösser waren als die Prismenfestigkeit des Betons.

Es ist aber noch ein zweiter Umstand von Bedeutung, und zwar der Verlauf bzw. die Verteilung der Stauchungen und Dehnungen im Querschnitt.

Bei den Versuchen Bachs und Grafs mit den gleichen Versuchsäulen ergab sich für die Höchstlast eine Stauchung des Betons von 2,2 mm auf 1 m, während die Dehnungen auf der Zugseite nur 0,61 mm auf 1 m betrugen. Wie der Uebergang der spez. Formänderungen von der Druckseite auf die Zugseite erfolgt, ist unbekannt, da keine Messungen darüber vorliegen. Er ist gewiss nicht geradlinig. Auch das Verhalten der Versuchsäule in dieser Hinsicht bei kleineren Zwischenbelastungen ist bloss durch Randmessungen bekannt.

Das Gesetz der Verteilung der spezifischen Längenänderungen über den Querschnitt wird aber bei steifen Bewehrungen gewiss ein anderes sein und ist ausser anderem von der Grösse, Form und Lage der steifen Bewehrung abhängig. Nun erhalten aber Stützen des Skelettbaues bei Einbetonierung in den obersten Stockwerken vielfach infolge der lotrechten Lasten und Wind auch Zugspannungen, sodass diese Frage bei der Berechnung solcher Säulen Bedeutung gewinnt. In den unteren Geschossen treten keine Zugspannungen mehr auf.

Will man bei der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte bleiben, so ergibt sich nach den Versuchen (siehe Seite 61 der Quelle), dass für die Gebrauchslasten die rechnungsmässige Lage der Nullinie mit den Messungen besser übereinstimmt, wenn man bei kleinen Lastexzentrizitäten den Zug im Beton *nicht* berücksichtigt.

Bei einbetonierten Stahlsäulen ergeben sich die Exzentrizitäten relativ klein. Sie betragen für ein später behandeltes Hochhaus mit 21 Geschossen 4,23 cm oben und 6,41 cm unten, das ist ca 1/6 bis 1/12 der Seitenlänge des Säulenquerschnittes. Behalten wir nun die Ergebnisse der Versuche Bachs und Grafs bei und nehmen wir an, dass für solche kleinere Exzentrizitäten das Verhältnis zwischen Betondruckfestigkeit bei exzentrischer Belastung und jener für zentrischen Druck für umschnürte Säulen $\nu_1 = 1,4$ sei, so könnte man die zulässige Betondruckbeanspruchung für exzentrischen Druck mit $65 \times 1,4 = 91 \text{ kg/cm}^2$ in Rechnung stellen. Dabei ist die zulässige Inanspruchnahme für reinen Druck mit 65 kg/cm^2 angenommen worden.

Bei diesem Werte der zulässigen Betondruckspannung ($s_b = 91 \text{ kg/cm}^2$) treten in der Schale ausserhalb der Umschnürung nach den Versuchen noch keine Risse ein (BACH), auch nicht bei rechteckigen Querschnitten (SALIGER).

Deshalb könnte man mit dem gesamten Betonquerschnitt rechnen, wenn man sonst die Stahleinlagen und die Umschnürung richtig den Versuchergebnissen entsprechend berücksichtigt, was dann in Abschnitt IV geschehen soll. In dem im Abschnitt V gerechneten Beispiel ist allerdings die in den Vor-

schriften angegebene Ziffer $s_b = 85 \text{ kg/cm}^2$ beibehalten. Hier soll nur gesagt werden, dass man mit der Beanspruchung höher gehen könnte.

Da mit grösserer Ganghöhe der Umschnürung bei exzentrischem Druck nach den Versuchen die Betondruckspannungen beim Bruch sinken, wären kleinere Ganghöhen zu wählen, etwa 5 cm.

Wird *hochwertiger Stahl* für die Umschnürung benützt, so wirkt sich dessen grösserer Einfluss auf die Betonfestigkeit bei der Berechnung auf exzentrischen Druck, wenn man die üblichen Biegeformeln benützt, rechnerisch nicht aus. Es kann deshalb nur mit einem höheren ν_1 gerechnet und damit eine höhere zulässige Betondruck-Inanspruchnahme s_b berücksichtigt werden. Wie weit man hier gehen kann, ist noch durch Versuche zu klären.

Betonzugspannungen.

Nach den Versuchen von BACH und GRAF (Seite 47 der Quelle) ergibt sich, dass die rechnungsmässigen *Betonzugspannungen* bei den rechteckigen Säulen mit Umschnürung und geringen Exzentrizitäten etwa 12 % kleiner ausfallen als bei Säulen ohne Umschnürung.

Da man aber bei rechteckigen Säulenquerschnitten die Umschnürung ohnehin nicht mitrechnen kann, und im Stockwerkbau nur verhältnismässig kleine Exzentrizitäten vorkommen, wäre es wohl möglich mit etwas *grösseren Ganghöhen* der Umschnürung auszukommen, soweit die Betonzugspannungen massgebend sind. Man müsste aber den Betonquerschnitt entsprechend gross wählen, damit die Betonzugspannungen nicht allzuhohe Werte erreichen. Diese Vergrösserung der Ganghöhe steht aber mit den in diesem Belange vorhin bei den Druckspannungen angeführten Forderungen in Widerspruch. Deshalb wird man wohl, besonders in den oberen Geschossen, Vergleichsrechnungen machen müssen, um die richtige Ganghöhe zu ermitteln. Ausserdem gilt dies so lange man $n = 15$ für die Rechnung beibehält, was für die Gebrauchslasten zutreffend erscheint. Für das Bruchstadium kommt allerdings ein kleineres n in Betracht.

Das Verhältnis der Rissbildungslasten zu den Bruchlasten zeigt mit wachsender Exzentrizität keine Gesetzmässigkeit. Für kleine Exzentrizitäten (10 cm) war das Verhältnis 0,66.

IV. Formeln für die Berechnung einbetonierter Stahlstützen mit Umschnürung.

1. Reiner Druck.

Für umschnürte Rechtecksäulen mit steifer Bewehrung bestimmt sich die Bruchlast P einer Säule nach Saliger¹ mit

$$P = F_b \sigma_p + 1,03 F_c \sigma_c + F_{es} \sigma_{es}$$

darin bedeuten :

σ_p = Prismenfestigkeit des Betons.

σ_c = Stauchfestigkeit des Stahles.

1. Dr. R. SALIGER. Versuche an Betonumschnürten Stahlsäulen. Der Bauing, 1931, Seite 285.

σ_{es} = Streckspannung der Umschnürung.

F_b = Reiner Betonquerschnitt einschliesslich der Schale.

F_e = Querschnitt der Längsstahlbewehrung.

F_{es} = » » Umschnürung.

Die Wirkung der Umschnürung soll nach Saligers Versuchen bei rechteckigen Säulenquerschnitten vernachlässigt werden. Mörsch hat übrigens auf Grund seiner Versuche dies ebenfalls festgestellt. Ausserdem treten die ersten Risse im Beton schon bei einer Belastung auf, die 30 % unter der Bruchlast liegt.

Für umschnürte Säulen mit kreisförmigem Querschnitt und steifer Bewehrung ist die Bruchlast

$$P = F_b \sigma_p + 1,10 F_e \sigma_e + F_{es} \sigma_{es}$$

$$\text{Ist für St 37 } \sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2, \text{ für St 52 } \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

und die Prismenfestigkeit des Betons nach 28 Tagen 0,8 der Würfelfestigkeit, so ergibt sich für einen flüssig eingebrachten Beton in der tschechoslowakischen Republik mindestens.

$$\sigma_p = 208 \text{ kg/cm}^2, \text{ in Oesterreich } \sigma_p = 200 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{wir rechnen mit } \sigma_p = 200 \text{ kg/cm}^2$$

a) Rechteckige Querschnitte.

Dann erhalten wir für die Bruchlast der Säule mit rechteckigem Querschnitt die Formeln

$$\begin{aligned} \text{für St 37 :} & \quad P = 200 F_b + 2884 F_e = 200 (F_b + 14,42 F_e) \\ \text{« « 52 :} & \quad P = 200 F_b + 3708 F_e = 200 (F_b + 18,54 F_e) \end{aligned}$$

Dies gäbe bei einer Rechnung auf reinen Druck einschliesslich aller Nebenwirkungen (Wind) und $s_b = 65 \text{ kg/cm}^2$ zulässiger Inanspruchnahme des Betons, eine Sicherheit von $\frac{200}{65} = 3,08$, einschliesslich der Biegung mit $s_b = 85 \text{ kg/cm}^2$ eine Sicherheit von 2,36.

Man erhält also für die Bemessung der Stützen bei reiner Druckbeanspruchung und der 3,08 fachen Sicherheit die zulässigen Lasten der Säule aus

$$\begin{aligned} \text{für St 37 :} & \quad P_{zul} = 65 [F_b + 14,42 F_e] \\ \text{für St 52 :} & \quad P_{zul} = 65 [F_b + 18,54 F_e] \end{aligned} \quad (1)$$

woraus sich der erforderliche reine Betonquerschnitt ergibt

$$\begin{aligned} \text{für St 37 :} & \quad F_b = \frac{P_z}{65} - 14,42 F_e \\ \text{für St 52 :} & \quad F_b = \frac{P_z}{65} - 18,54 F_e \end{aligned} \quad (2)$$

Und die volle Gesamtquerschnittsfläche samt Schale F_v

$$\text{für St 37 :} \quad F_v = F_b + F_e = \frac{P_z}{65} - 13,42 F_e$$

für St 52 :
$$F_v = \frac{P_z}{65} - 17,54 F_e$$

Man ersieht aus den Formeln (1), dass man auf reinen Druck für steife Bewehrung und Umschnürung, sowie beim gewöhnlichen Eisenbetonquerschnitt zu rechnen hat, nur dass man für n bei St 37 den Wert 14,42 und bei St 52 den Wert 18,54 setzt.

b) *Kreisförmiger Querschnitt.*

Die Bruchlast der Säule ist

$$P = F_b \sigma_p + 1,1 F_e \sigma_e + F_s \sigma_{es}$$

wird die Umschnürung aus dem gleichen Baustoff genommen wie die steife Bewehrung, so wird $\sigma_{se} = \sigma_e$ und

$$P = F_b \sigma_p + \sigma_e (1,1 F_e + F_s)$$

bei der Ganghöhe h^{cm} und der Stärke δ^{cm} der Umschnürung, dem Durchmesser d^{cm} derselben (Kern) und bei D^{cm} dem Durchmesser der Säule, ist das Gewicht g der Umschnürung auf 1 m Höhe.

$$g = 100 F_s \gamma \text{ und} \\ F_s = \frac{d \delta^2 \pi^2}{4 h}$$

Wird für die Schale eine Stärke von 3 cm angenommen, so ist $D = d + 6$

$$F_b = \frac{D^2 \pi}{4} - F_e$$

Setzt man diese Werte in die Gleichung für P ein, so erhält man, wenn ν den Sicherheitsgrad bedeutet

$$\nu = \frac{\sigma_p}{s_{b \text{ zul}}} \\ P = \left(\frac{D^2 \pi}{4} - F_e \right) \sigma_p + \sigma_e \left[1,1 F_e + \frac{(D - 6) \delta^2 \pi^2}{4 h} \right] = \nu \cdot P_z$$

und für eine gegebene Säulenlast P_z den erforderlichen äusseren Durchmesser D aus der Gleichung

$$D^2 + D \frac{\delta^2 \pi}{h} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \frac{4 \nu}{\pi} \cdot \frac{P_z}{\sigma_p} + F_e \left(\frac{4}{\pi} - \frac{4,4}{\pi} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_p} \right) + \frac{6 \delta^2 \pi \sigma_e}{h \cdot \sigma_p}$$

worin alle Werte in kg und cm einzusetzen sind.

Sonderfälle :

Ganghöhe $h = 5$ cm, $\delta = 0,7$ cm, mit $\nu = 3,08$ ($s_{b \text{ zul}} = 65$ kg/cm².) wird für St 37

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \frac{2800}{200} = 14$$

$$D^2 + 4,31 D = 0,0196 P_z - 18,34 F_e + 25,9$$

Für St 52

Ganghöhe $h = 5$ cm, $\delta = 0,7$ cm,

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \frac{3600}{200} = 18$$

$$D^2 + 5,55 D = 0,0196 P_z - 25,52 F_e + 33,3$$

2. Exzentrischer Druck.

Nach den Ergebnissen des Abschnittes III wären also bei exzentrischem Druck die für nichtumschnürte Säulen üblichen Formeln zu berücksichtigen. Eine Abänderung ist jedoch notwendig. Sie betrifft die Grösse der Normalkraft N . Da die Säule des reinen Stahlgerüsts eine Vorspannung σ_1 durch das Stahlgewicht der Stütze, Unterzüge und Deckenträger erfährt, die schon vor der Betonierung vorhanden ist, so wird die in Rechnung zu setzende Normalkraft, um die Last P_1 zu vermindern sein, die dieser Vorspannung entspricht. Ueberträgt sich je nach dem Arbeitsvorgang auch noch ein Teil des Deckeneisengewichtes P_t unmittelbar in die Stahlstützen, wir bezeichnen ihn mit μP_t , ($\mu < 1$) und die bezügliche Druckspannung σ_2 , so wird die im ganzen auf eine Stütze wirkende Last auch vermindert. Wir bezeichnen mit P die Last einer Stütze bei voller Ausmauerung des Gebäudes einschliesslich der Windzusatzkraft und die zulässige Inanspruchnahme des Stahles mit s_e .

Es ist daher für die Berechnung der Stütze die Normalkraft

$$N = P - P_1 - \mu P_t \dots \dots \dots (5)$$

und das Moment M anzunehmen.

Bei der Bemessung muss dann die auftretende grösste Stahlspannung σ_e kleiner sein als die reduzierte zulässige Inanspruchnahme

$$\sigma_e < s_e - \sigma_1 - \sigma_2 \dots \dots \dots (6)$$

Ist noch die Schwindspannung σ_3 im Stahl, eine Druckspannung zu berücksichtigen (Siehe Abschnitt V. 7), so muss dann

$$\sigma_e < s_e - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 \dots \dots \dots (7)$$

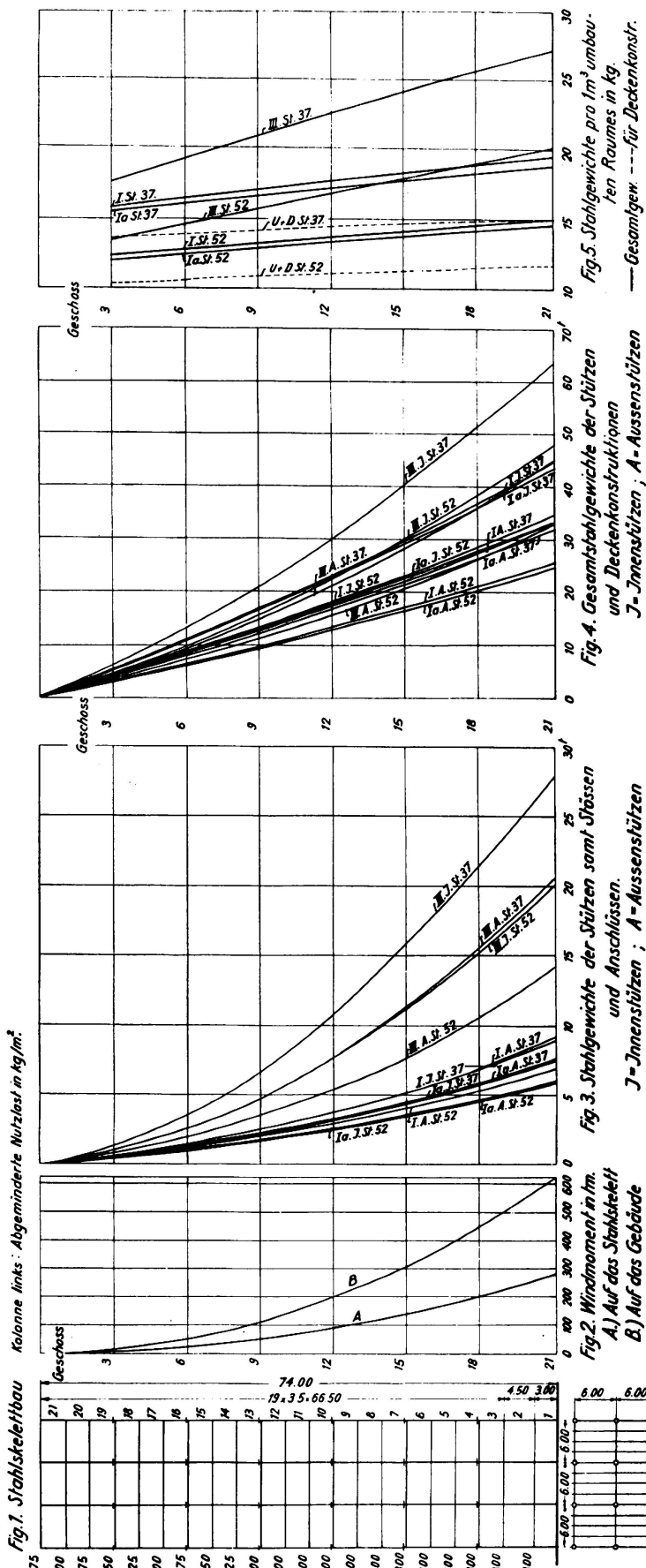
Dann kann man aber auch im Beton die Schwindspannung σ_4 (Zugspannung) beachten, sodass die rechnermässige Betondruckspannung σ_{bd} , bezw. Betonzugspannung σ_{bz}

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bd} < s_b + \sigma_4 \\ \sigma_{bz} < s_b - \sigma_4 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

Führt man die Rechnung nach obigem Gesichtspunkte durch, so erhält man kleinere Betonquerschnitte als ohne Berücksichtigung der Vorspannung.

V. Anwendung der Untersuchungen auf ein Hochhaus mit 21 Geschossen.

Um die Auswirkung der in den vorstehenden Abschnitten gegebenen Erörterungen auf Stahlskelettbauten bei Berücksichtigung des tragenden Betons gegenüber der bisher üblichen Bauweise mit gewöhnlicher Ummantelung zu sehen, um für die möglichen Ersparnisse im Stahlaufwand und für die nötige Vergrösserung der Betonmenge ein Bild in Zahlen zu erhalten, wurde ein Hochhaus mit einem Kellergeschoss und weiteren 20 Stockwerken herangezogen.



Alle Rechnungsergebnisse sind in den beigelegten Zahlentafeln und zeichnerischen Darstellungen derart eingetragen, dass man für alle behandelten Fragen auch ein Bild gewinnt, wenn es sich um eine geringere Zahl von Stockwerken handelt.

Es sollen hierbei auch alle Einzelheiten behandelt werden, die für den Konstrukteur wichtig sind. Bei den Berechnungen mussten manche Annahmen gemacht werden, wie etwa die Abminderungen der Nutzlasten für die Säulenberechnung, doch sind sie die allgemein üblichen. Auch der Typus des Hochhauses wurde bisherigen Ausführungen angepasst. Für stärkere Abweichungen in den Stützenentfernungen und Belastungen werden sich natürlich die Ergebnisse ändern.

Abmessungen des Hochhauses.

Das Hochhaus (Abb. 1.) hat ein Kellergeschoss von 3,00 m Höhe, im Erdgeschoss ist eine Höhe von 4,50 m vorgesehen, in den übrigen Geschossen eine solche von 3,50 m. Die Gesamthöhe des Baues beträgt 74,00 m. Im Querschnitt ist das Gebäude vierstielig, wobei die einzelnen Schiffe 6,00 m Stützenentfernung haben. Auch in der Längsrichtung des Hochhauses sind die Stützen in 6,00 m Entfernung angeordnet.

Die Unterzüge laufen in der Querrichtung des Gebäudes. In jedem Deckenfeld sind vier Deckenträger in Abständen von je 1,50 m eingebaut. (Siehe Grundriss.)

1. Voraussetzungen für die Berechnungen.

a. Eigengewichte und Nutzlasten.

Als Deckeneigengewicht samt den Stahlträgern wurden 250 kg/m^2 angenommen. Die Nutzlasten betragen auf der Dachdecke 75 kg/m^2 , in den übrigen Geschossen 500 kg/m^2 . Diese sind in der Dachdecke und jene des obersten Geschosses voll gerechnet, während in den darunter liegenden Geschossen für die Stützenberechnung eine Abminderung um je 5 % der Nutzlast pro Geschoss eingeführt wurde, bis die Abminderung 40 % erreicht hat, dann ist in den Geschossen weiter abwärts die 40 % Abminderung beibehalten worden, sodass in den untersten 10 Geschossen mit 300 kg/m^2 Nutzlast gerechnet wurde. Diese abgeminderten Nutzlasten sind in Abbildung 1 eingetragen. Der Winddruck wurde über die ganze Höhe mit 150 kg/m^2 angenommen.

Die Untersuchungen wurden sowohl für gewöhnlichen Baustahl St. 37, wie für hochwertigen Baustahl St 52 durchgeführt und die später ausgewiesenen Stahlgewichte auf Grund vollständiger konstruktiver Auftragung nach genauer Berechnung ermittelt.

Der Rechnungsgang gliedert sich in vier Stufen.

Fall I. Berechnung des reinen Stahlgerüsts bloss für das Eisengewicht und Wind. Die Stützen sind auf Knicken nach den Tschechoslowakischen Vorschriften gerechnet und auf Biegung.

Fall I a. Berechnung des reinen Stahlgerüsts, wie ad I für Eisengewicht und Wind. Die Stützen sind jedoch auf Druck und Biegung gerechnet.

Fall II. Berechnung der einbetonierten Konstruktion einschliesslich der eingezogenen Wände und Decken für Eigengewicht, Nutzlasten und Wind, wobei die in I ermittelten Stahlquerschnitte beibehalten und die eventuelle Verstärkung der Stützenstahlquerschnitte ermittelt wurden. Die Säulen sind auf Druck und Biegung gerechnet unter *Mitwirkung des Betons*.

Fall III. Berechnung des Skelettes als reiner Stahlgerippebau, wobei die Ummantelung als nicht mitwirkend angenommen wurde, was der bisherigen üblichen Rechnung- und Ausführungsweise entspricht.

Fall IV. Berechnung der primären Schwindspannungen.

Für die Einbetonierung der Stützen bei Fall III und der Träger bei Fall II und III, war der Grundsatz massgebend, dass die Stützen eine Deckung von 5 cm nach allen Seiten wegen der Feuersicherheit erhalten, die Unterzüge und Deckenträger unten und seitlich von 3 cm, oben von 4 cm. Die einbetonierten Querschnitte sind rechteckig oder quadratisch. Es wurden aber auch kreisförmige Querschnitte untersucht. Für die Stützen bei Fall II waren stärkere Betondeckschichten erforderlich.

b. Wind.

Der Wind in der Querrichtung auf das reine Stahlgerüst (Fall I) wurde in einer solchen Schiefe angenommen, dass er sowohl alle Säulen, wie alle an die Stützen angeschlossenen Deckenträger eines Geschosses, also vier Deckenträger, trifft. Dies ist zwar sehr ungünstig, kann aber vorkommen. Die hierbei erforderliche Schiefe des Windanfalls ist verhältnismässig gering. Als Angriffsfläche wurde ein mittleres Säulenprofil, 2 I Nr. 22 mit rund 20 cm Flanscbreite angenommen und die Bindebleche sowie Anschlussbleche für die Unterzüge berücksichtigt, wobei für die hinteren Bindebleche ein Zuschlag von 50 %, für die hinteren Anschlussbleche ein solcher von 20 % berechnet wurde.

Es ergeben sich daher nachstehende Windangriffslasten.

α . Stütze :	pro Stütze	42,40 kg/m
	für vier Stützen	$4 \times 42,4 = 170,00 \text{ kg/m}$

β. Windknotenlasten.

- 1) Dachgeschoss 593 kg.
- 2) Normale Decke 810 kg.

Diese Belastungen wurden sowohl für eine Ausführung in St 37 wie in St 52 beibehalten und angenommen, dass jeder Stockwerkrahmen den auf ihn entfallenden Winddruck selbst überträgt. Da sich herausstellte, dass die Stützenquerschnitte der Aussen- wie der Innenstützen nahezu gleich sind, wurden die bezüglichen Windmomente auf alle vier Stützen gleichmässig aufgeteilt.

Bei der Berechnung der Windmomente wurden die Momentennullpunkte der Stützen im Dachgeschoße und in den übrigen Geschossen im Abstände 0,46 h., im Erdgeschoss mit 0,55 h, im Kellergeschoß mit 0,80 h von unten, entsprechend genaueren Berechnungen angenommen (h = Geschosshöhe). Für die Riegel sind die Momentennullstellen in der Feldmitte angenommen worden.

Der Winddruck auf das vollausgemauerte Gebäude (Fall II und III) wurde mit 900 kg/m Höhe eingesetzt, die Windmomente pro Stütze sind in Abb. 2 wiedergegeben und zwar gilt die Kurve A für das reine Stahlgerüst, die Kurve B für den vollen Ausbau pro Stütze.

c. Knicken.

Für die Berechnung der Stahlstützen auf Knicken wurden die ω -Werte nach der tschechoslowakischen Norm für gewöhnlichen Baustahl C 38 eingesetzt, der dem deutschen Stahl St 37 entspricht und für hochwertigen Baustahl jene für C 55 gewählt, die sich von den deutschen Vorschriften für St 52 nur wenig unterscheiden.

d. Zulässige Inanspruchnahmen.

Stahl.

Die zulässigen Inanspruchnahmen betragen :

Für St 37 ohne Wind	$s_{e1} = 1200 \text{ kg/cm}^2$
mit „	= 1400 „
Für St 52 ohne Wind	$s_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$
mit Wind	= 2100 „

Beton.

Für die Einbetonierung der Säulen wird man wohl den besten Zement verwenden.

Nach den tschechoslowakischen Normen 1090 vom Jahre 1931 ist hierbei eine Würfelfestigkeit des besten Betons nach 28 Tagen vorgeschrieben :

Für erdfeuchten Beton von 400 kg/cm².

weichen	„	„	330	„
flüssigen	„	„	260	„

Letzterer wird angenommen.

Als zulässige Inanspruchnahmen des Betons wurden im Folgenden berücksichtigt :

Für reinen Druck	$s_b = 55 \text{ kg/cm}^2$, mit allen Nebenkräften	65 kg/cm^2
» Druck und Biegung	$s_b = 65$	85 „

In Oesterreich ist für eine Würfelfestigkeit nach 28 Tagen bei flüssigem Beton von 250 kg/cm², bei Umschnürung für reinen Druck 60 kg/cm², für Druck und Biegung 70 kg/cm² zugelassen.

2. Deckenträger und Unterzüge.

Die Deckenträger wurden durchwegs als freiaufliegende Träger für ihre künftige Belastung gerechnet mit $s_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ für St 37, bzw. 1800 kg/cm^2 für St 52.

Die Unterzüge sind als durchlaufende Träger über vier Stützen berechnet worden, ebenso ihre Stützendrücke für die Säulenbelastungen. Bei ihrer Bemessung wurden auch die vom Winddruck auf das völlig ausgemauerte Gebäude herrührenden Momente berücksichtigt und zwar näherungsweise. Bedeuten ΔM den Zuwachs an Windmomenten im Geschoss, B die Entfernung der Aussenstützen (18 m), b die Entfernung der Innenstützen (6 m) und V und S die Querkräfte im Momentennullpunkt des Riegels im Aussen-bezw. Mittelfeld, so ist

$$V = \frac{B}{B^2 + b^2} \Delta M; S = \frac{B + b}{B^2 + b^2} \Delta M;$$

die zur Berechnung der Unterzugwindmomente benutzt wurden.

Bei der Bemessung sind durchwegs deutsche Normalprofile angenommen worden, die heute auch in der Tschechoslowakei und in Oesterreich für solche Bauten gewalzt und verwendet werden. Als zulässige Inanspruchnahme kamen die höheren Werte 1400 für St 37 bzw. 2100 kg/cm² für St 52 in Betracht.

Für die Unterzüge waren Verstärkungen durch Kopfplatten über den Stützen erforderlich, die angeschweisst gedacht sind und daher ohne Nietabzug gerechnet werden konnten. Die Gewichte wurden auf Grund einer Materialverteilung berechnet.

a. Berechnung ohne Mitwirkung des Betons.

Es ergaben sich nachstehende Profile und Gewichte der Stahldeckenkonstruktion samt Anschlüssen für beide Stahlsorten und für 1 m² Decke und 1 m³ umbauten Raum.

Gewichte der Deckenträger.

	St 37			St 52			Ersparnis gegen St 37 in %
	Profil	Gewicht in		Profil	Gewicht in		
		kg/m²	kg/m³		kg/m²	kg/m³	
Dachdecke	Id 19	16,8	4,8	Id 17	14,1	4,03	16
Normale Decke	Id 26	29,30	8,38	Id 22	22,4	6,38	23,6

Gewichte der Unterzüge und Deckenträger für 6 m Gebäudelänge.

Zahl d. Geschosse von oben	St 37		St 52		Ersparnis gegen St 37 in %
	Gesamt Gewichte kg.	Gewicht in kg m ³	Gesamt Gewichte kg.	Gewicht in kg m ³	
3	15428	13,6	11696	10,3	24,2
6	31440	13,8	23916	10,5	23,9
9	48036	14,1	36660	10,8	23,6
12	65214	14,4	49926	11,0	23,4
15	82974	14,6	63716	11,2	23,2
18	101504	14,9	78242	11,5	22,9
21	120804	15,1	93502	11,7	22,6

Aus der ersten Zusammenstellung ist zu entnehmen, dass man bei den Deckenträgern 16 bis 23,6 % bei der Wahl hochwertigsten Stahles an Gewicht ersparen kann.

In der zweiten Zusammenstellung finden sich die gesamten Deckenträgergewichte im Ganzen und auf 1 m³ umbauten Raum bezogen, wobei die Ziffern abgestuft für je drei noch hinzukommende Geschosse angegeben sind.

Man beachte die mit der Geschosshöhe steigenden Raumeinheitenziffern. Die Gewichtsparsparnisse sind dabei abnehmend, betragen aber doch 24,2 bis 22,6 %.

Schlussfolgerung : Die Anwendung von hochwertigem Stahl für die Deckenträger, die bei der reinen Stahlskelettbauweise nur ummantelt werden, empfiehlt sich vom Standpunkte der Gewichtsparsparnis wenn nicht der Preisunterschied diese Ersparnis wieder wettmacht oder zu grosse Durchbiegungen einer Ausführung in St. 52 hinderlich sind.

b. Berechnung bei Mitwirkung des Betons.

Werden die unter a gerechneten Deckenträger und Unterzüge einbetoniert und der Beton mitttragend gerechnet, so ändert sich das Bild teilweise. Dabei wurde eine ausreichende kleinste Deckung der Stahlträger durch den Beton von 3 cm unten und seitlich vorgesehen, und von 4 cm oben, entsprechend der üblichen Drückbetonschichte bei Steineisendecken. Bei den Deckenträgern wurde eine Stelzung angenommen mit einer trapezförmigen, oben breiteren Einhüllung, bei den Unterzügen ist der Betonquerschnitt rechteckig vorausgesetzt.

Die Untersuchungen sind sowohl für St 37 wie für St 52 ausgeführt.

α) Deckenträger.

St 37. Es zeigt sich, dass die mit den vorhin genannten Abmessungen einbetonierten Träger bei Rechteckform nur Betonspannungen von 70 kg/cm² (Dachdecke Id 19) bzw. 68 kg/cm² (Normale Decke Id 26) bei gemeinsamer Wirkung erhalten, während die Stahlspannungen in diesen zwei Fällen 1072 kg/cm² (gegen früher 1177) bzw. 1069 kg/cm² (gegen 1146) betragen. Um also die Betonspannungen herabzusetzen, muss bei den erwähnten Minimaldeckungen die Einbetonierung nach dem Trapezprofil erfolgen.

Es gelingt aber auch unter Beibehaltung des Trapezprofils durch die Wahl niedrigerer Deckenträger auch den Stahl ziemlich auszunützen, wenn man bei der Dachdecke statt Id 19 das Profil Id 18 und bei der normalen Decke statt Id 26 das Profil Id 24 wählt. Dabei sind die Betonspannungen 66,4 bzw. 65,3 kg/cm², die Stahlspannungen 1174 bzw. 1257 kg/cm². Man kann also in diesem Falle an Stahlgewicht bei den Trägern der Dachdecke 8,8 %, bei der normalen Decke 13,7 % gegenüber einem normalen Stahlskelettbau (Fall III) sparen, wenn man für den Beton die gleiche zulässige Inanspruchnahme festlegt, wie bei den Säulen. Dagegen gelingt es nicht, die Betonspannungen wesentlich herabzusetzen, ausser man wählt stärkere Umhüllungen, die jedoch die Säulenlasten vergrössern würden. Deshalb ergibt sich, dass man die Einbetonierung der Deckenträger auch mit einem hochwertigen Beton durchführen muss.

St 52. Ganz anders liegt der Fall bei St 52. Hier kann man den hochwertigen Stahl keines Falls in Form von Profil-eisen ausnützen. Man müsste wesentlich niedrigere Träger wählen, die sich infolge des Eigengewichtes schon stark durchbiegen und die Anschlussmöglichkeit an die Unterzüge verschlechtern. Selbst bei sehr breit angenommener Betondruckzone kann man im Stahl höchstens 1300 kg/cm² Beanspruchung erzielen, wenn die zulässige Betondruckspannung selbst mit 65 kg/cm² angenommen wird. Auch würde die Längssteifigkeit des aufzustellenden Stahlskelettes darunter leiden. Deshalb ist die Ausführung der Deckenträger in hochwertigem Stahl nicht zu empfehlen.

β) Unterzüge.

Betoniert man die Stahlunterzüge ein, die für Eigengewicht, Nutzlast und Windmomente bei St 37 mit 1400 kg/cm², bei St 52 mit 2100 kg/cm² ohne Nietabzug und angeschweissten Kopfplatten bemessen wurden und wählt die oben angeführten

Betondeckungen, so zeigt sich für die Stellen der grössten negativen Momente und bei dem Rechteckquerschnitt des Betons folgendes.

St 37. Die Stahlspannungen werden nur unwesentlich niedriger, die Betondruckspannungen erreichen aber bei den Unterzügen in den oberen Geschossen 82, in den anderen 88 kg/cm². Sie sind also ausserordentlich hoch. Wollte man bloss 65 kg/cm² Betondruckspannung erzielen, so müssten die seitlichen Deckungen statt 3 je 7 cm betragen, was einen Mehraufwand an Beton und damit eine Gewichtserhöhung bringt. Jedenfalls muss man mit hochwertigem Beton arbeiten. Die Nulllinie liegt im Durchschnitt etwa im Abstände 0,44 h vom Druckrande.

St 52. Auch hier werden die Stahlspannungen um 100 bis 60 kg/cm² geringer, dafür erreichen die Betondruckspannungen in den oberen Geschossen 110 kg/cm², in den anderen bis 130 kg/cm², also ganz unzulässige Werte.

Es ergibt sich also für die Unterzüge ebenso wie bei den Deckenträgern, dass der hochwertige Stahl bei Berücksichtigung einer Mitwirkung des Betons unwirtschaftlich ist.

Selbstverständlich muss in allen Fällen, wo man mit der Mitwirkung des Betons rechnet, der Verbund durch Bügelanordnungen gesichert sein.

Diese Ergebnisse sind rechnungsmässig erhalten, es wäre aber nicht ausgeschlossen, dass Versuche die Schlussfolgerungen etwas abändern.

3. Das reine Stahlskelett. Fall I.

Bei der Berechnung dieser ersten Phase war der Grundsatz massgebend, dass das reine Stahlskelett für sich in allen seinen Teilen bis zu seiner vollkommenen Fertigstellung unter Einhaltung und Ausnützung der zulässigen Inanspruchnahme, unter seinem Eigengewicht (ohne Umhüllung, Decken und Wände) und bei Wind völlig standsicher sei. Das derart bemessene Stahlgerüst soll dann einbetoniert werden (Fall II). Bei einem solchen Vorgang ergeben sich gegenüber einem reinen Stahlskelettbau bisheriger Ausführungsweise (Fall III) Gewichtsparsnisse. Diese sollen festgestellt und erhoben werden, ob die derart bemessenen Stahlquerschnitte auch bei Mitwirkung des Betons (Fall II) für diese Zwecke wirtschaftlich sind.

Im Folgenden sollen nur die Stützen behandelt werden. Als Stützenprofil sind zwei I-Träger gewählt mit 16 cm lichtem Abstand zwischen den Flanschenenden. Die Stützenstösse sind in jedem dritten Geschoss angeordnet, so dass jeder Stützenstrang aus 7 Schüssen besteht. Die Querschnitte der Stützen sind auf Knicken und Biegung infolge Windmomente (Linie A Abb. 2) berechnet und zwar mit Nietabzug. Es wurden alle Schüsse sowohl für die Innen- wie die Aussenstützen gerechnet.

Die Beanspruchung auf Wind gibt den Ausschlag. Sie nimmt von der Gesamtbeanspruchung bei den Innenstützen im obersten Säulenschuss 85 % im untersten noch 76 % in Anspruch, bei den Aussenstützen 89,5 bzw. 70 %.

Die Rechnung ist für St 37 und St 52 durchgeführt worden. Ihre Ergebnisse sind in den Tabellen 1 und 2 für St 37 in den Tabellen 3 und 4 für St 52 eingetragen, aus denen auch alle angreifenden Lasten und Momente, wie die Profile und Spannungen entnommen werden können.

Für alle diese Säulen wurde eine genaue Gewichtsrechnung unter Berücksichtigung aller Bindebleche, Unterzuganschlüsse und Stösse für jeden Säulenschuss durchgeführt. Ihre Ergebnisse sind in Kurven (Abb 3) eingetragen, und zwar für Innen- und Aussenstützen getrennt. Die Gesamtgewichte sind in Abb. 4 und in Tabelle 13 eingetragen. Die Gewichtseinheitswerte für ein m³ umbauten Raum finden sich in Abb. 5.

Die Innen- und Aussenstützen haben in den einzelnen Geschossen bei St 37 und St 52 tatsächlich das gleiche Profil, was sich mit der getroffenen Annahme für die Aufteilung der Windmomente deckt.

Schlussfolgerungen und Vergleiche bezüglich des Stahlaufwandes gegenüber dem Fall. I a sind im Abschnitt V. 4., gegenüber Fall III im Abschnitt VI behandelt.

Tabelle 1.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innenstützen.

St. 37.

Fall I.

Beschreib.	Beschreib.-Höhe.	Druck inf. Deckenisen-Bewicht.	Druck inf. Stützenisen-Bewicht.	Druck inf. Windkraft.	Besamt-Stützenabr.	Wind-Moment	Profil	w F _{Brutto} cm ²	w_{netto} cm ²	σ kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	tm				
21	3,50	1000					II d 16	1483		
20	"	2740					g= 358 kg	456	170	1051
19	"	4480	510	401	6391	1489	II d 20	1402		
18	"	6220					g= 526 "	67	333	1220
17	"	7960					II d 24	1353		
16	"	9700	1260	1540	12500	3490	g= 724 "	922	571	1178
15	"	11440					II d 26	1336		
14	"	13180					g= 838 "	1068	701	1313
13	"	14920	2260	3420	20600	5000	II d 28	1321		
12	"	16660					g= 960 "	1222	868	1381
11	"	18400					II d 32	1297		
10	"	20140	3450	6300	29890	6575	g= 1222 "	1556	1220	1238
9	"	21880					II d 36	1322		
8	"	23620					g= 1524 "	1942	1678	1423
7	"	25360	4810	9380	39550	8280	$w= 1259$	1678	1411	
6	"	27100								
5	"	28840								
4	"	30580	6460	13450	50490	9970				
3	"	32320								
2	4,50	34060	8210	17070	59340	17120				
1	3,00	35800	8830	18450	63080	16820				

Tabelle 2.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außenstützen.

St. 37.

Fall I.

Beschreib.	Beschreib.-Höhe.	Druck inf. Dachstuhlisen-Bewicht.	Druck inf. Stützenisen-Bewicht.	Druck inf. Windkraft.	Besamt-Stützenabr.	Wind-Moment	Profil	w F _{Brutto} cm ²	w_{netto} cm ²	σ kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	tm				
21	3,50	373					II d 16	1483		
20	"	1020					g= 358 kg	456	170	986
19	"	1667	510	1204	3381	1489	II d 20	1402		
18	"	2314					g= 526 "	67	333	1157
17	"	2961					II d 24	1353		
16	"	3608	1260	1620	9488	3490	g= 724 "	922	571	1141
15	"	4255					II d 26	1336		
14	"	4902					g= 838 "	1068	701	1302
13	"	5549	2260	10250	18059	5000	II d 28	1321		
12	"	6196					g= 960 "	1222	868	1411
11	"	6843					II d 32	1297		
10	"	7490	3450	18092	29032	6575	g= 1222 "	1556	1220	1303
9	"	8137					II d 36	1322		
8	"	8784					g= 1524 "	1942	1678	1313
7	"	9431	4810	28148	42389	8280	$w= 1259$	1678	1309	
6	"	10078								
5	"	10725								
4	"	11372	6460	40416	58248	9970				
3	"	12019								
2	4,50	12666	8390	51222	72278	17420				
1	3,00	13313	9070	55430	77813	16820				

4. Berechnung der Stützen des reinen Gerüsts auf blossen Druck und Wind. Fall I a.

Ausgehend von dem Gesichtspunkt, dass infolge der Mitwirkung des Betons bei nachträglicher Einbetonierung der Stützen die Bemessung der Stahlsäulen auf Druck und Biegung, ohne die Knickung zu berücksichtigen, weitere Ersparnisse an Stahl-

gewicht erzielt werden könnten, wurde untersucht, ob und wie weit eine solche Berechnung zulässig sei.

Tabelle 3.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innensäulen.

St. 52.

Fall I.

Geschoß	Geschoß- Höhe	Druck inf. Deckeneisen- Gewicht	Druck inf. Stützeisen- Gewicht	Druck inf. Windlast + -	Gesamt- Stützdruck	Wind- Moment	Profil	w $F_{brutto} cm^2$	$w_{netto} cm^2$	σ kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	tm				
21	3,50	830					II d16	1,558		
20	"	2186					9-35,8	4560	170	1027
19	"	3542	510	401	4453	1489				
18	"	4898					II d16	1,558		
17	"	6254					9-35,8	4560	170	2103
16	"	7610	1020	1540	10170	3190				
15	"	8966					II d20	1,454		
14	"	10322					9-52,6	6700	333	1866
13	"	11676	1770	3420	16868	5000				
12	"	13034					II d22	1,423		
11	"	14390					9-62,18	79200	422	2005
10	"	15746	2753	6300	24799	6575				
9	"	17102					II d24	1,394		
8	"	18458					9-72,38	9220	571	1948
7	"	19814	3753	9380	32947	8280				
6	"	21170					II d26	1,37		
5	"	22526					9-83,84	10680	701	1968
4	"	23882	4893	13450	42225	9970				
3	"	25238					II d32	1,386		
2	4,50	26594	6293	17070	49957	17120	9-122,4	15500	1220	1851
1	3,00	27950	6793	18450	53193	16820		$w=1,296$	1220	1822

Tabelle 4.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außensäulen.

St. 52.

Fall I.

Geschoß	Geschoß- Höhe	Druck inf. Deckeneisen- Gewicht	Druck inf. Stützeisen- Gewicht	Druck inf. Windlast + -	Gesamt- Stützdruck	Wind- Moment	Profil	w $F_{brutto} cm^2$	$w_{netto} cm^2$	σ kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	tm				
21	3,50	308					II d16	1,558		
20	"	811					9-35,8	4560	170	979
19	"	1314	510	1204	3028	1489				
18	"	1817					II d16	1,558		
17	"	2320					9-35,80	4560	170	2170
16	"	2823	1020	4620	8463	3190				
15	"	3326					II d20	1,454		
14	"	3829					9-52,60	6700	333	1855
13	"	4332	1770	10250	16352	5000				
12	"	4835					II d22	1,423		
11	"	5338					9-62,18	7920	422	2040
10	"	5841	2753	18092	26686	6575				
9	"	6344					II d24	1,394		
8	"	6847					9-72,38	9220	571	2043
7	"	7350	3753	28148	39251	8280				
6	"	7853					II d26	1,37		
5	"	8356					9-83,84	10680	701	2118
4	"	8859	4893	40416	54168	9970				
3	"	9362					II d32	1,386		
2	4,50	9865	6293	51222	67380	17120	9-122,4	15560	1220	2005
1	3,00	10368	6793	55420	72591	16820		$w=1,296$	1220	1985

Deshalb wurde nachgesehen wie hoch die Beanspruchung steigt, wenn diese Querschnitte nachher auf Knickung nachgeprüft werden.

Da das reine Stahlskelett nicht lange Zeit ohne Einbetonierung bleibt und mit dieser nicht erst gewartet werden muss, bis der ganze Skelettbau fertig ist, könnte eine höhere zulässige Inanspruchnahme vorübergehend zugelassen werden; wie dies ja bei Montierungen von grösseren Brücken zulässig ist. (Beltbrücke).

Man kann in diesem Fall eine Erhöhung der zulässigen Inanspruchnahme für die kurze Zeit um 25 % empfehlen.

Es wurden deshalb vorerst die Stützenquerschnitte für reinen Druck und Biegung für das Eigengewicht des Stahlgerippes berechnet. Die Querschnitte sind ohne Nietabzug ermittelt, wobei für St 37 die zulässige Inanspruchnahme mit $s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, für St 52 mit $s = 2100 \text{ kg/cm}^2$ angenommen wurde. Schliesslich wurden die Gewichte der Stahlskelettstützen einschliesslich aller Stossdeckungen, Bindebleche, Anschlüsse bestimmt. Die erhaltenen Werte sind in den grafischen Darstellungen (Abb. 3) unter Fall Ia eingetragen. Die Gesamtstahlgewichte finden sich in Tabelle 13.

Hinzugefügt möge werden, dass bei den Spannungen die Momentenwirkungen den Ausschlag geben und diese bei St 52 grösser sind als bei St 37.

Die derart ermittelten Querschnitte sind dann auf Knicken und Biegung nachgeprüft worden, wobei die Nietabzüge berücksichtigt wurden. Die zulässigen Inanspruchnahmen wurden für St 37 mit $s = 1750 \text{ kg/cm}^2$, für St 52 mit $s = 2625 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt.

Es stellte sich heraus, dass diese erhöhten zulässigen Inanspruchnahmen erst in den untersten Geschossen erreicht werden und dass sich in dieser Hinsicht St 37 günstiger verhält als St 52. In beiden Fällen sind die Aussenstützen empfindlicher als die Innenstützen, nur bei den Aussenstützen von St 52 mussten zwei Säulenschüsse verstärkt werden, damit auch bei diesen die erhöhte zulässige Inanspruchnahme eingehalten wird.

In den obersten sechs Geschossen sind die tatsächlichen Beanspruchungen nur mässig höher als $s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ bzw. 2100 kg/cm^2 , da die Stützenquerschnitte für die erste Berechnung auf Druck und Biegung aus konstruktiven Gründen nicht ausgenutzt waren.

Die Ersparnisse an Gesamtgewicht gegenüber Fall I sind allerdings nicht sehr gross.

Für 21 Geschosse beträgt das Gesamtgewicht :

	St 37	St 52
Fall I	156,72 t	121,04 t
Fall Ia	151,08 t	117,02 t
Ersparnis	<u>5,64 t</u>	<u>4,02 t</u>

Für 12 Geschosse beträgt das Gesamtgewicht :

	St 37	St 52
Fall I	80,17 t	61,78 t
Fall Ia	77,94 t	60,08 t
Ersparnis	<u>2,23 t</u>	<u>1,70 t</u>

Die Gewichte beziehen sich auf sechs Meter Gebäudelänge.

Schlussfolgerung.

Wenn auch bei der vorliegenden Untersuchung im Querschnitt des Skelettbaues gleiche Stützenentfernungen angenommen worden sind, kann der Schluss gezogen werden, dass es zulässig ist, die Stützenstahlquerschnitte auf reinen Druck und Biegung zu bemessen. Die vorübergehenden Inanspruchnahmen geben bei St 37 dann noch eine Sicherheit von 1,6, bei St 52 von 1,36 gegen das Erreichen der Streckgrenze. St 37 verhält sich also in diesem Punkte günstiger als St 52.

Die Zulässigkeit dieser Berechnungsweise ändert sich nicht wenn die hier ausgewiesenen Sicherheiten als zu klein angesehen werden sollten. Eine etwaige Erhöhung der Sicherheiten wirkt sich allerdings in der Gewichtersparnis aus.

Die Beanspruchungen der Stützen werden noch günstiger ausfallen, wenn geschweisste Konstruktionen angewendet werden, weil dann die Nietabzüge fortfallen und wenn man mit der Einbetonierung der Stützen in den unteren Geschossen beginnt bevor das ganze Stahlskelett aufgestellt ist, da die unteren Stützenteile kleinere Beanspruchungen erhalten. Ausserdem werden dabei die Vorspannungen in dem Stahlkern geringer. Dieser Bauvorgang wird sich also bei einer grösseren Zahl von Geschossen empfehlen.

Wendet man diesen Rechnungsvorgang an, so werden allerdings bei Mitwirkung des Betons im einbetonierten Zustand die Betonquerschnitte grösser als im Fall I.

5. Berechnung des Stahlskelettes bei Mitwirkung des Betons. Fall II.

Als Bewehrung der Stützen waren die bei Fall I für Knicken und Biegung ermittelten Stahlquerschnitte herangezogen worden. Die Betonquerschnitte sind in den oberen zwei Säulenschüssen, also für die sechs obersten Geschosse rechteckig, in den übrigen Geschossen quadratisch angenommen. Die Berechnung der Stützen erfolgte für den endgiltigen Belastungszustand für Eigengewicht, Nutzlast und Wind.

Die Bemessung der Betonquerschnitte ist vorerst nach den im Abschnitt IV für umschnürte Rechteckquerschnitte gegebenen Formeln 2) auf zentrischen Druck ohne Wind und zwar sowohl für eine Bewehrung mit St 37 wie für St 52 durchgeführt. Die zulässige Betonspannung war dabei zu $s_b = 65 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt. Die auf diese Weise errechneten Betonquerschnitte waren aber für die Berechnung einschliesslich Wind für exzentrischen Druck mit dem erhöhten $s_b = 85 \text{ kg/cm}^2$ zu klein. Sie mussten durchwegs vergrössert werden.

Da die Umschnürung an Rechteckquerschnitten bei Versuchen mit zentrischem Druck keine Erhöhung der Tragkraft brachte wurde die Berechnung auf exzentrischen Druck nach den Formeln für gewöhnliche Eisenbetonquerschnitte durchgeführt und zwar unter Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton. Es hat sich gezeigt, dass bei Bewehrung in St 37 die Zugspannungen des Betons die zulässige Inanspruchnahme von 15 kg/cm^2 nicht überschritt. Sie war in dem Querschnitt des obersten Säulenschusses $2,8 \text{ kg/cm}^2$ und in einem anderen $13,3 \text{ kg/cm}^2$. Eine geringe Querschnittsvergrösserung hätte auch diese herabgedrückt. Sonst waren die Normalkräfte im Kern des Querschnittes geblieben. Bei der Rechnung für St 52 war dies bei den gewählten Querschnitten durchwegs der Fall. Allerdings sind die Seitenlängen der Betonquerschnitte in letzterem Falle um ca 2 cm grösser als für St 37.

Die nachgeprüften Spannungen in der Stahlbewehrung blieben bei St 37 um 200 bis 400 kg/cm^2 unter der zulässigen Inanspruchnahme von 1400 kg/cm^2 , während sie sich bei St 52 zwischen 970 und 1128 kg/cm^2 bewegten, gegen 2100 kg/cm^2 zulässige Inanspruchnahme. (Tabellen 5-8) Dieses Ergebnis lässt sehr wichtige Schlussfolgerungen zu.

Schlussfolgerungen

Untersucht man jene Spannungen, die in den noch nicht einbetonierten Stahlsäulen infolge des reinen Eisengewichtes des Stahlskelettes ohne Wind auftreten, so findet man, dass sie sowohl bei St 37, wie bei St 52 innerhalb der Grenzen 210 bis 230 kg/cm^2 liegen. Diese Vorspannungen haben also die Stahlsäulen, wenn sie einbetoniert werden.

Da die Beanspruchungen der Säulen bei St 37 nach der Einbetonierung einschliesslich Wind nur 1000 bis 1200 kg/cm^2 gegenüber der zulässigen Inanspruchnahme von 1400 kg/cm^2 betragen, ist es möglich, die Stahlsäulen in St 37 mit Rücksicht auf die noch hinzukommende Vorspannung auszunützen.

Bei St 52 ist dies aber bei den gewählten Querschnitten nicht der Fall, denn die Säulen haben samt der Vorspannung bloss eine Inanspruchnahme von etwa 1180 bis 1358 kg/cm², gegen die zulässige von 2100 kg/cm². Sie sind also nicht ausgenützt.

Tabelle 5.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innensützen.

St. 37

Fall II.

Geschoss	Geschoss-Höhe m.	Stützen- u. Decke + Nutzlast kg.	Stützen- u. Stütze + Umhüllung kg.	Stützen- anf. Wind. kg.	Gesamt- Stützen- kg.	Wind- moment tm.	Querschnitt	F_s netto cm ²	F_s cm ²	σ kg/cm ²	Beton m ³
21	3,50										
20	"	70920	3060	830	74810	3,17		1061	4,56	$\sigma_1: 863$ $\sigma_2: 1040$	1,114
19	"										
18	"										
17	"	150653	9010	3310	162973	6,98		2183	67	$\sigma_1: 856$ $\sigma_2: 1462$	1,114 + 1,295 3,409
16	"										
15	"										
14	"	221527	17170	7430	246427	10,78		2920	104,77	$\sigma_1: 834$ $\sigma_2: 2365$	3,409 + 3,067 6,476
13	"										
12	"										
11	"	286495	28260	19230	327985	14,58		4106	119,37	$\sigma_1: 808$ $\sigma_2: 2875$	6,476 + 4,315 10,791
10	"										
9	"										
8	"	351463	41230	20680	413373	18,38		4750	150,47	$\sigma_1: 824$ $\sigma_2: 332$	10,791 + 4,985 15,776
7	"										
6	"										
5	"	416431	55925	29750	502106	22,18		5292	183,87	$\sigma_1: 857$ $\sigma_2: 363$	15,776 + 5,56 21,336
4	"										
3	"										
2	4,50	481402	76845	41000	599247	38,40		7347	222,47	$\sigma_1: 828$ $\sigma_2: 372$	21,336 + 7,720 29,056
1	3,00									$\sigma_1: 1504$ $\sigma_2: 404$	29,056

Tabelle 6.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außensützen.

St. 37

Fall II.

Geschoss	Geschoss-Höhe m.	Stützen- u. Decke + Nutzlast kg.	Stützen- u. Stütze + Umhüllung kg.	Stützen- anf. Wind. kg.	Gesamt- Stützen- kg.	Wind- moment tm.	Querschnitt	F_s netto cm ²	F_s cm ²	σ kg/cm ²	Beton m ³
21	3,50										
20	"	33040	2970	2480	38490	3,17		1020	4,56	$\sigma_1: 752$ $\sigma_2: 261$	1,071
19	"										
18	"										
17	"	63662	7360	9920	80942	6,98		1507	67	$\sigma_1: 869$	1,071 + 1,582 2,653
16	"										
15	"										
14	"	90994	13280	22320	126594	10,78		2024	92,2	$\sigma_1: 855$ $\sigma_2: 132$	2,653 + 2,425 4,778
13	"										
12	"										
11	"	116131	21450	39690	177271	14,58		2918	106,8	$\sigma_1: 813$ $\sigma_2: 463$	4,778 + 3,064 7,842
10	"										
9	"										
8	"	141268	31130	62010	234408	18,38		3478	122,2	$\sigma_1: 855$ $\sigma_2: 086$	7,842 + 3,653 11,495
7	"										
6	"										
5	"	166405	42620	89300	298325	22,18		4069	155,6	$\sigma_1: 839$ $\sigma_2: 709$	11,495 + 4,274 15,769
4	"										
3	"										
2	4,50	201554	59466	123000	384020	38,40		5715	214	$\sigma_1: 825$ $\sigma_2: 1575$	15,769 + 4,285 20,054
1	3,00									$\sigma_1: 384$ $\sigma_2: 490$	20,054

Würde man die Betonquerschnitte in diesem Falle verkleinern, so steigen die Betonspannungen bald stark an, sodass auch dieser Weg ungangbar ist. Bedenkt man, dass sogar die Betonquerschnitte bei St 52 grösser sind, als bei St 37, so ergibt sich, dass bei diesem Rechnungsvorgang die Anwendung von St 52 bei Mitwirkung von Beton in der Säule unwirtschaftlich ist.

Das Ergebnis für St 52 wird etwas günstiger, wenn man eine andere Querschnittsform der Stahlbewehrung als die übliche annimmt und die Stahlquerschnitte nahe den Ecken des Betonquerschnitts konzentriert, etwa durch vier starke Winkelisen samt Verstärkungen. Der Betonquerschnitt wurde kreisförmig angenommen.

Tabelle 7.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innenstützen.

St. 52.

Fall II.

Geschoß	Geschoß- höhe m.	Stützendr. a. Decke + Nutzlast kg.	Stützendr. a. Stütze + Umhüllung kg.	Stützendr. anf. Wind. kg.	Gesamt- Stützendr. kg.	Wind- moment tm.	Querschnitt	F_b netto cm. ²	F_a cm. ²	σ kg/cm. ²	Beton. m. ³
21	3,50	70920	3070	830	74820	3,17		1104	4,5,6	$\sigma = \begin{cases} 81,6 \\ 3,1 \\ 97,0 \\ 2,87 \end{cases}$	1,16
20	"										
19	"										
18	"										
17	"	150653	8200	3310	162163	6,98		1951	45,6+28,27 73,97	$\sigma = \begin{cases} 81,5 \\ 21,9 \end{cases}$	1,16+2,05 3,21
16	"										
15	"										
14	"										
13	"	221527	16068	7430	245025	10,78		2714	67+28,27 95,27	$\sigma = \begin{cases} 87,5 \\ 27,8 \end{cases}$	3,21+2,85 6,06
12	"										
11	"										
10	"										
9	"	286495	27140	13230	326865	14,58		4118	79,2+28,27 107,45	$\sigma = \begin{cases} 82,0 \\ 30,3 \end{cases}$	6,06+4,32 10,38
8	"										
7	"										
6	"										
5	"	351463	40389	20680	412532	18,38		5063	98,2+28,27 126,47	$\sigma = \begin{cases} 83 \\ 34,7 \end{cases}$	10,38+5,31 15,69
4	"										
3	"										
2	"										
1	4,50 3,00	481402	78568	41000	600970	38,40		7916	155,6+28,27 183,87	$\sigma = \begin{cases} 81,6 \\ 29,0 \\ 118,0 \\ 47,8 \end{cases}$	22,27+6,58 30,97

Tabelle 8.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außenstützen.

St. 52.

Fall II.

Geschoß	Geschoß- höhe m.	Stützendr. a. Decke + Nutzlast kg.	Stützendr. a. Stütze + Umhüllung kg.	Stützendr. anf. Wind. kg.	Gesamt- Stützendr. kg.	Wind- moment tm.	Querschnitt	F_b netto cm. ²	F_a cm. ²	σ kg/cm. ²	Beton. m. ³
21	3,50	33040	2970	2480	38490	3,17		1020	4,5,6	$\sigma = \begin{cases} 2,61 \\ 75,2 \end{cases}$	1,07
20	"										
19	"										
18	"										
17	"	63662	7750	9920	81332	6,98		1803	4,5,6	$\sigma = \begin{cases} 79,5 \\ 15,4 \end{cases}$	1,07+1,89 2,96
16	"										
15	"										
14	"										
13	"	90994	14280	22320	127594	10,78		2433	67,0	$\sigma = \begin{cases} 82,5 \\ -9,65 \end{cases}$	2,96+3,56 5,52
12	"										
11	"										
10	"										
9	"	116131	22793	39690	178614	14,58		3169	79,2	$\sigma = \begin{cases} 83 \\ -2,4 \end{cases}$	5,52+3,33 8,85
8	"										
7	"										
6	"										
5	"	141268	33253	62010	236531	18,38		4008	92,2	$\sigma = \begin{cases} 83,2 \\ 3,66 \end{cases}$	8,85+4,2 13,05
4	"										
3	"										
2	"										
1	4,50 3,00	201554	62713	123000	387267	38,40		6085	155,6	$\sigma = \begin{cases} 92,0 \\ 4,21 \\ 86,6 \end{cases}$	13,05+5,03 24,48

(Abb. 11). Für das Kellergeschoß (siebenter Schuss von oben) genügt eine Rundsäule von 75 cm Durchmesser und 10,3 % Bewehrung gegenüber der Quadersäule von 90 cm Seitenlänge und 2,27 % Bewehrung.

im 5. Schuss Rundsäule 65 cm. Durchmesser, 7,3 % Bewehrung.

	Quadratsäule 27 cm. Durchmesser, 2,3 ‰ Bewehrung
im 3. Schuss	Quadratsäule 53 cm. Seitenlänge, 3,39 ‰ „
	Rundsäule 55 cm. Seitenlänge, 6,5 ‰ „

Die Stahlspannungen in der Rundsäule betragen :

	ohne Vorspannung	mit Vorspannung
im 7. Schuss	1216 kg/cm ²	1436 kg/cm ²
5. „	1220 „	1440 „
3. „	1149 „	1379 „

Eine bessere Ausnutzung des Stahls gegenüber dem Quadratquerschnitt ist also in dem unterem Geschoße schon vorhanden, wird aber mit einer stärkeren Bewehrung erreicht. Die Betonquerschnitte werden kleiner. Ergänzend seien noch für den Fall II und rechteckige Betonquerschnitte die Bewehrungsziffer, auf den vollen Betonquerschnitt bezogen, angegeben.

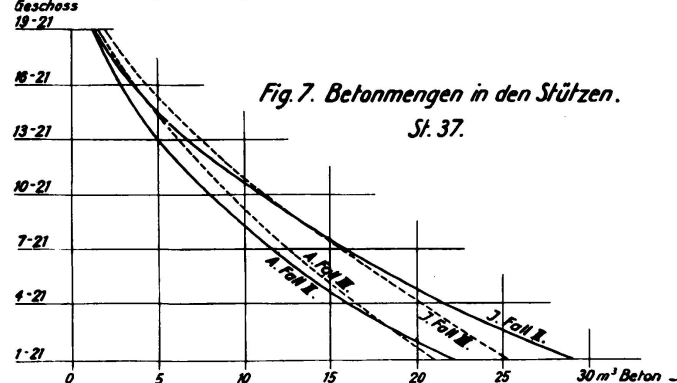
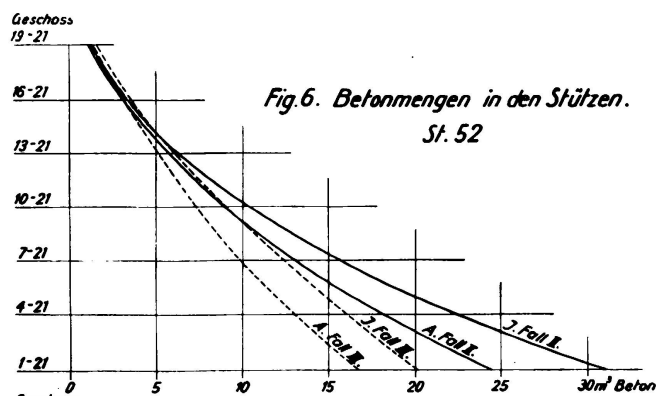
Sie bewegen sich bei St 37 zwischen

4,12 ‰ oben, bis 2,94 ‰ unten für die Innenstütze
4,28 ‰ „ „ 3,61 ‰ „ „ „ Aussenstütze

bei St 52 zwischen

3,98 ‰ oben, bis 2,27 ‰ unten für die Innenstütze
4,38 ‰ „ „ 2,49 ‰ „ „ „ Aussenstütze

Die Querschnittsabmessungen des Betons sind aus den Zahlentafeln 5, 6, 7 und 8 zu entnehmen. Die erforderlichen Betonmengen aus Abb. 6 und 7. In diesen Abbildungen sind auch die Betonmengen für den Fall III eingetragen, sodass die Unterschiede beurteilt werden können.



6. Berechnung eines Stahlskelettes nach der üblichen Bauweise mit blosser Umhüllung. Fall III.

Die Berechnung der Stützen erfolgte nach der üblichen Weise der bisherigen Ausführungen von Stahlskelettbauten. Es wurden die Eigengewichte und Nutzlasten der Decken, der Ummantelungen, der Stützen und der Winddruck auf das völlig ausgemauerte Gebäude berücksichtigt.

In den Tabellen 9, 10, 11 und 12 finden sich die Lasten, Stützenquerschnitte und Spannungen angegeben. In Abbildung 3 sind die Stützengewichte, in Abbildung 4) die Gesamtgewichte und in

Abbildung 5) jene für ein m³ umbauten Raumes angegeben.

Schliesslich sind in Tabelle 13 die Ersparnisse an Stahlgewicht angegeben, wenn

statt St 37 hochwertiger Baustahl verwendet wird. Diese betragen bei 3 Geschossen 24,10 % und bei 21 Geschossen 25,53 %.

Die Stahlgewichte pro umbauten Raum betragen für St 37 bei 3 Geschossen

Tabelle 9.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innensäulen.

St. 37.

Fall III.

Geschoß	Geschoß-Höhe	Druck inf. Decke + Nutzlast	Druck inf. Stützenneig. + Umhüllung	Druck inf. Windkraft + -	Gesamt-Stützenendr.	Wind-Moment	Profil.	ω cm ²	W cm ³	G kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	km				
21	3,50						II d26	1396		
20	"						36,49			
19	"	90920	5270	830	77020	347	9-8384	1068	884	1322
18	"						II d36	1280		
17	"						46,55			
16	"	150653	13285	3310	167248	698	9-65244	1942	2178	1423
15	"						II d45	1258		
14	"						55,60			
13	"	221527	24185	7430	253142	1078	9-13030	2940	4074	1349
12	"						II d50	1252		
11	"						60,63			
10	"	286495	36925	13230	336650	1458	9-28260	3600	5500	1435
9	"						II d60	1243		
8	"						70,69			
7	"	351463	53735	20680	425878	1838	9-19880	508	9264	1239
6	"						II d60	1243		
5	"						70,69			
4	"	416431	71045	29750	519226	2218	9-16098	5872	11360	1289
3	"						II d60	1243		
2	4,50	459746	86725	39760	584231	3834	9-16098	6664	13480	1399
1	3,00	481402	92265	44000	614667	3840	9-16098	74,70	13480	1419

Tabelle 10.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außensäulen.

St. 37.

Fall III.

Geschoß	Geschoß-Höhe	Druck inf. Decke + Nutzlast	Druck inf. Stützenneig. + Umhüllung	Druck inf. Windkraft + -	Gesamt-Stützenendr.	Wind-Moment	Profil.	ω cm ²	W cm ³	G kg/cm ²
	m	kg	kg	kg	kg	km				
21	3,50						II d22	1396		
20	"						32,46			
19	"	33040	4280	2480	39800	347	9-62181	792	556	1263
18	"						II d30	1308		
17	"						40,51			
16	"	63662	10530	9920	84112	698	9-10848	1382	1306	1330
15	"						II d36	1280		
14	"						46,55			
13	"	90994	18545	22320	131859	1078	9-15244	1942	2178	1363
12	"						II d42	1260		
11	"						53,59			
10	"	116131	28725	39690	181546	1458	9-20724	264	3480	1286
9	"						II d47	1254		
8	"						58,62			
7	"	141268	40685	62010	243963	1838	9-25592	326	4756	1325
6	"						II d55	1247		
5	"						65,66			
4	"	166405	54625	89300	310330	2218	9-32442	426	7214	1216
3	"						II d60	1272		
2	4,50	189191	68235	113420	370846	3834	9-32442	508	9264	1342
1	3,00	201554	73025	123000	397579	3840	9-32442	508	9264	1376

17,64 kg/m³, bei 21 Geschossen 27,16 kg/m³, für St 52 bei 3 Geschossen 13,40 kg/m³, bei 21 Geschossen 20,20 kg/m³, für andere Geschosszahlen sei auf die Abbildung 5 verwiesen.

Die umhüllten Stützen für diesen Fall haben kleinere Abmessungen als in Fall II. Beispielsweise hat für St 52 der Betonquerschnitt im Kellergeschoss 70 cm Seiten-

länge gegen 90 cm im Fall II. (Abb. 8, 9). Für St 37 ist die Kellersäule 74 x 70 cm, also mässig grösser als bei St 52. Der Unterschied wird in den oberen Geschossen kleiner.

Tabell 11.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Innenstützen.

St. 52.**Fall III.**

Geschoss	Geschoss-Höhe	Druck inf. Decke + Nutzlast.	Druck inf. Stützengänge + Umhüllung.	Druck inf. Windkraft + -	Gesamt-Stützendr.	Wind-Moment.	Profil	ω $\frac{m^2}{cm^2}$	W cm^3	σ kg/cm^2
	m	Kg.	Kg.	Kg.	Kg.	cm.				
21	3,50						II d 32 32 x 46 g = 62,11 kg	1,423		
20	"									
19	"	70920	4280	830	76030	3,17		79,20	556	1940
18	"						II d 30 40 x 51 g = 46,44 kg	1,339		
17	"									
16	"	150653	10530	3310	164493	6,98		138,20	1306	2125
15	"						II d 36 46 x 55 g = 53,64 kg	1,302		
14	"									
13	"	221527	18545	7430	247502	10,78		198,20	2178	2151
12	"						II d 42 1/2 53 x 69 g = 207,24 kg	1,281		
11	"									
10	"	286495	28725	19230	328450	14,58		264,00	3480	2015
9	"						II d 47 1/2 58 x 62 g = 253,72 kg	1,274		
8	"									
7	"	351463	40685	20680	412828	18,38		326,00	4756	1997
6	"						II d 50 60 x 63 g = 282,60 kg	1,272		
5	"									
4	"	416431	52665	29750	498846	22,18		560,00	5500	2165
3	"						II d 60 70 x 69 g = 398,80 kg	1,295		
2	4,50	459746	66245	37760	563751	38,34		528,00	9264	1848
1	3,00	481402	71050	41000	593452	38,40		471,242	9264	1866

Tabell 12.
Belastungen, Querschnitte, Spannungen.
Außenstützen.

St. 52.**Fall III.**

Geschoss	Geschoss-Höhe	Druck inf. Decke + Nutzlast.	Druck inf. Stützengänge + Umhüllung.	Druck inf. Windkraft + -	Gesamt-Stützendr.	Wind-Moment.	Profil	ω $\frac{m^2}{cm^2}$	W cm^3	σ kg/cm^2
	m	Kg.	Kg.	Kg.	Kg.	cm.				
21	3,50						II d 18 28 x 43 g = 43,80 kg	1,497		
20	"									
19	"	33040	3400	2480	38920	3,17		53,80	322	2025
18	"						II d 26 36 x 49 g = 82,44 kg	1,371		
17	"									
16	"	63662	8670	9920	82252	6,98		106,80	884	1850
15	"						II d 30 40 x 51 g = 46,44 kg	1,339		
14	"									
13	"	90994	14930	22320	128244	10,78		138,20	1306	2067
12	"						II d 34 44 x 54 g = 136,28 kg	1,314		
11	"									
10	"	116131	22360	39690	178181	14,58		173,60	1846	2140
9	"						II d 38 48 x 56 g = 162,00 kg	1,294		
8	"									
7	"	141268	30950	62010	234228	18,38		214,00	2528	2136
6	"						II d 42 1/2 53 x 69 g = 207,24 kg	1,281		
5	"									
4	"	166405	40620	89300	296325	22,18		264,00	3480	2079
3	"						II d 50 60 x 63 g = 282,60 kg	1,311		
2	4,50	189191	50910	113420	353521	38,34		360,00	5500	1986
1	3,00	201554	54540	123800	379094	38,40		471,242	5500	2020

7. Schwindspannungen. Fall IV.

Es wurden bloss die rechnerischen primären Schwindspannungen ermittelt, jene jedoch welche infolge der Wirkung auf das vielfach statisch unbestimmte System des Stockwerkrahmens entstehen, sollen an anderer Stelle nachgewiesen werden. Ebenso ihr Einfluss auf die Bemessung mittragender Betonquerschnitte.

Tabelle 13.
Gesamtstahlgewichte für 6m Gebäudelänge in t und in kg pro fm^3 umbauten Raumes.

Zahl d. Geschosse u. oben	Höhe des Raumes in m	Gesamtstahlgewichte									Gewichtsdifferenz ΔG			
		Fall I.			Fall Ia.			Fall II.			Fall II - Fall I		Fall II - Fall Ia	
		St. 37.	St. 52.	$\bar{E}_s$	St. 37.	St. 52.	$\bar{E}_s$	St. 37.	St. 52.	$\bar{E}_s$	St. 37.	St. 52.	St. 37.	St. 52.
3	1134 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	17384	14068		17536	13516		20018	15194		2134	1126	2482	1678
		1575	124	2135	1548	1192	2292	1764	1340	2110	1068	740	1241	1106
6	2268 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	37252	28748		36382	28010		43550	32970		6298	4222	7168	1960
		1642	1267	2278	1603	1236	2304	1920	1455	2128	1448	1281	1647	1507
9	3402 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	58096	44740		56814	43562		70782	53088		12686	8348	14268	9326
		1708	1346	2300	1662	1280	2370	2080	156	2600	1790	1574	2015	1796
12	4536 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	80166	61778		77944	60076		101750	75940		21584	14162	23806	15064
		1770	1363	2278	1720	1324	2270	2242	1675	2540	2120	1860	2340	2085
15	5670 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	103566	79820		100512	77638		126822	101180		23256	21360	26310	23542
		1825	1410	2278	1762	1370	2275	2412	1782	2608	2430	2110	2654	23250
18	6804 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	128842	99062		124390	96332		174944	129102		46102	30040	50554	32770
		1893	1457	2318	1830	1417	2250	2570	1895	2624	2636	2324	2887	2540
21	7992 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	156716	121042		151082	117024		217318	161738		60602	40896	66226	44744
		1958	1541	2280	1887	1462	2250	2716	2020	2558	2790	2520	3050	2762

E_s = Ersparnis

Das Schwindmass ist mit $\epsilon_s = 0,15$ mm auf 1 m angenommen worden. Ist F_b die reine Betonquerschnittsfläche, F_e die Stahlquerschnittsfläche, so ist die Schwindspannung im zentrisch bewehrten Eisenbetonstab.

$$\sigma_c = \frac{E_c F_b \epsilon_s}{F_b + n F_e}$$

$$\sigma_b = \frac{E_c F_e \epsilon_s}{F_b + n F_e}$$

Mit $E_c = 2,100.000 \text{ kg/cm}^2$ wird $E_s = 315 \text{ kg/cm}^2$. Für die in Fall II für die Stützen errechneten Flächen F_b und F_e liegen die Schwindspannungen im Stahl mässig verschieden zwischen $\sigma_s = 192$ bis 220 kg/cm^2 Druck für St 37, zwischen $\sigma_s = 195$ bis 238 kg/cm^2 für St 52.

Die Betonspannungen rechnen sich mit.

$$\sigma_1 = 8,2 \text{ kg./cm}^2 \text{ bis } 6,4 \text{ kg./cm}^2$$

Zug bei St 37

$$\sigma_1 = 8,0 \text{ kg./cm}^2 \text{ bis } 5,1 \text{ kg./cm}^2$$

Zug bei St 52

Diese Werte wären also in die Gleichungen 7 und 8 in Abschnitt IV zu benutzen. Sie entsprechen den Bewehrungsprozenten von 4,12 bis 2,94 % bei St

Verschiedene Querschnitte für das Kellergerüst.
Innenspitze St. 52

Fall Ia.	Fall II.
$M = 564.262 \text{ kg}$	$M = 600.970 \text{ kg}$
$M = 3840000 \text{ kgcm}$	$M = 3840000 \text{ kgcm}$
$F_b = 4830 \text{ cm}^2$	$F_b = 8100 \text{ cm}^2$
$F_e = 508 \text{ cm}^2$	$F_e = 18387 \text{ cm}^2$
$\bar{E}_s = 1866 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{E}_s = 1480 \text{ kg/cm}^2$
$\bar{E}_s = 508 \text{ cm}^2$	$\bar{E}_s = 816 \text{ cm}^2$

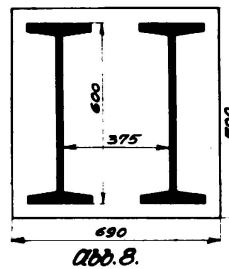


Abb. 8.

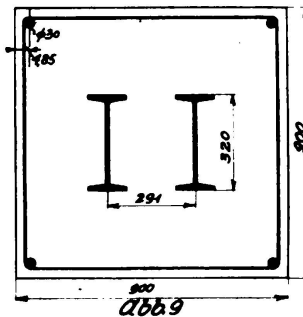


Abb. 9.

Fall Ia.	Fall II.
$M = 600.970 \text{ kg}$	$M = 600.970 \text{ kg}$
$M = 3840000 \text{ kgcm}$	$M = 3840000 \text{ kgcm}$
$F_b = 7854 \text{ cm}^2$	$F_b = 4400 \text{ cm}^2$
$F_e = 22628 \text{ cm}^2$	$F_e = 45468 \text{ cm}^2$
$\bar{E}_s = 1224 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{E}_s = 1216 \text{ kg/cm}^2$
$\bar{E}_s = 846 \text{ cm}^2$	$\bar{E}_s = 873 \text{ cm}^2$

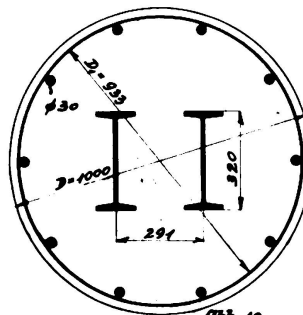


Abb. 10.

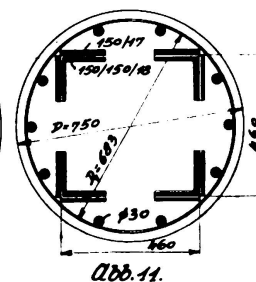


Abb. 11.

37 und 3,98 bis 2,27 % bei St 52. Bei höheren Bewehrungsziffern nehmen die Stahlspannungen ab, die Betonspannungen zu.

Wenn also für die Stützen kleinere Betonquerschnitte gewählt werden mit stärkerer Bewehrung, um gegebenem N und M zu genügen, so wird der Stahl nur dann besser ausgenützt, wenn die Schwindspannungen noch grösser sind, als die Spannungserhöhung durch die Lasten bei dieser Massnahme.

Bei dem in Abschnitt V. 5. behandeltem Fall einer Rundsäule (Kellergeschoss) sind etwa bei 10 % Bewehrung die Schwindspannungen dieser genannten Spannungserhöhung gleich. Das ist aber aus konstruktiven Gründen des Stahlbaues wohl auch die obere Grenze der Bewehrung.

VI. Ersparnisse an Stahl.

Wählt man den in Fall I behandelten Weg der Bemessung des Stahlskelettes für die Wirkung seines Eigengewichtes und Wind auf das reine Stahlgerüst um es später einzubetonieren, so kann man nach Tabelle 13 gegenüber der bisher üblichen Ausführungsweise des Stahlbaues (Fall III) bei Mitwirkung des Betons bei

St 37: 10,7 % bei 3 Geschossen, 21,2 % bei 12 u. 27,9 % bei 21

St 52: 7,4 % » » » 18,6 % » » u. 25,2 % » »

Geschossen an Stahlgewicht sparen.

Rechnet man jedoch die Stützen des reinen Stahlgerüsts auf Druck und Biegung (Fall I a), so betragen die Ersparnisse gegenüber III

bei St 37: 12,4 % bei 3 Geschossen, 23,4 % bei 12 u. 30,9 % bei 21

St 52: 11,1 % » » » 20,85 % » 12 u. 27,62 % » 21

Es erhöhen sich allerdings dabei die Betonmengen. In beiden Fällen schneidet St 37 etwas günstiger ab als St 52, Bei der Behandlung des Falls I a (Abschnitt V. 4.), wurde schon besprochen, dass beim Entschluss die Stützen nur auf Druck und Biegung zu rechnen die Ersparnis nicht sehr gross ist gegenüber einer Rechnung auf Knicken und Biegung. Die Sicherheit ist auch in dem Fall Ia ausreichend mit Rücksicht auf die kurze Zeit, die das Gerüst allein frei steht, wenn sie auch bei St 52 knapp ist. Es werden bei Ausführung des Skelettes nach Ia bei der Montage zweckmässig provisorische Windverbände einzulegen sein.

Die angeführten Ziffern entsprechen der Anordnung, dass die Stahlkerne der Stützen nach den gleichen Formen und Kombinationen der Walzprofile ausgebildet werden und diese rechteckige oder quadratische Betonquerschnitte haben. Auf diese Weise sind Bewehrungen in den Grenzen von 4,28 % bis herab auf 2,27 % des Betonquerschnittes ausreichend. Muss man die Bewehrungsziffer steigern um geringere Abmessungen der Säulen mit Kreisquerschnitt zu erhalten, so werden natürlich die Gewichtsunterschiede der oben behandelten Fälle kleiner.

VII. Betonaufwand.

Gegenüber dem Stahlskelettbau gewöhnlicher Ausführung sind die erforderlichen Betonmengen im Fall II bei St 52 grösser bei Gebäuden mit über sechs Stockwerken. Die bezüglichen Werte sind aus Abb. 6 zu entnehmen. Sie

erreichen im Kellergeschoss einen Mehrbedarf an Beton bei den Innenstützen von 54 %, bei den Aussenstützen von 46 % gegenüber Fall III. Dabei ist dieser Mehrbedarf an Beton in den Stützen hochwertiger Baustoff.

Bei St 37 ist die Betonmenge der Innenstütze erst bei Gebäuden von mehr als 10 Geschossen, jene der Aussenstützen erst sogar bei 20 Geschossen grösser als in Fall III. Für geringere Geschosszahlen in den bezüglichen Strängen ist bei den gewählten Stahlquerschnitten der Betonbedarf für Fall III grösser als bei II. Auch hierin liegt eine Ueberlegenheit des St 37 über St 52.

Diese Zahlenergebnisse werden für kreisförmige Querschnitte und stärkere Bewehrung bezüglich des Betons günstiger, wenn dieser mittragend gerechnet wird.

Um den Gesamteinfluss in den betrachteten Fällen bezüglich der Kosten zu überblicken, müssen die jeweiligen Einheitspreise für Stahl, Beton und Schalung berücksichtigt werden, was hier wegen der allzugrossen Verschiedenheit der Preise nicht untersucht wird.

Zum Schlusse kann ich nicht umhin, meinen Assistenten den Herren Ing. J. Schier, Ing. E. Haulena und H. Forberich für ihre besondere Mitwirkung bei den sehr umfassenden Berechnungen bestens zu danken.

Zusammenfassung.

Bei der beabsichtigten Mitwirkung des Betons soll das Stahlgerüst aus St 37 gemacht werden, während St 52 sowohl in den Deckenträgern, Unterzügen, und Stützen unwirtschaftlich ist. Es ist schon bei St 37 schwer, die steifen Bewehrungen voll auszunützen, bei St 52 ist dies nicht möglich.

Deckenträger und Unterzüge sind auch für St 37, wenn der Beton mittragend gerechnet wird, unwirtschaftlich, weil zu grosse Betonquerschnitte erforderlich sind, wenn die zulässige Betondruckspannung eingehalten werden soll.

Um aber auf jeden Fall die steifen Bewehrungen besser auszunützen, wäre noch ein Mittelweg gangbar und zwar folgender: Die Deckenträger und Unterzüge sind wie bisher nichttragend mit Beton zu umhüllen, oder es sind Deckenarten mit fertig zu verlegenden Deckenelementen zu verwenden und nur die Stützen einzubetonieren. Dann erhalten die steifen Bewehrungen dieser Stützen grössere Vorspannungen und lassen sich besser ausnützen. In diesem Falle wären die Ersparnisse an Stahl geringer und die Betonmengen der Stützen kleiner. In welchem Ausmasse sich dann die Nutzlasten auf den Beton und die steife Stahlbewehrung verteilen, müsste erst durch Versuche festgestellt werden.

Résumé.

L'ossature métallique d'une construction enrobée de béton doit être exécutée en acier doux. L'emploi des aciers à haute résistance n'est économique ni pour les poutres, ni pour les colonnes.

Même en utilisant de l'acier doux, on ne peut pas construire d'une façon économique des poutrelles et poutres enrobées, dont le béton fait partie du matériau portant, car cela exige de trop grandes sections du béton, si l'on tient à ne pas dépasser les tensions admissibles.

Dans tous les cas, si l'on veut utiliser à fond l'ossature métallique rigide, il faut adopter la solution suivante :

Pour les poutrelles et poutres, on se servira de fers profilés que l'on enrobera de béton, sans toutefois tenir compte de ce revêtement dans les calculs statiques ; ou, si l'on préfère, on utilisera, pour les plafonds, des systèmes spéciaux, composés d'éléments tout prêts pour le montage. Quant aux supports, on pourra les exécuter d'après la nouvelle méthode, qui consiste à admettre le revêtement de la charpente métallique comme partie intégrante de la construction portante.

De cette façon, les tensions préliminaires provenant du poids propre et du poids des coffrages, qui ne sollicitent que l'armature rigide, seront plus élevées et il sera plus aisé de tirer de l'acier le rendement maximum. Dans ce cas, l'économie réalisée sur l'acier sera moins grande, mais par contre les quantités de béton nécessaires pour les colonnes diminueront sensiblement.

Summary.

Taking count of the cooperation of the concrete, the steel framing ought to be made of soft steel (St 37). Steel of high strength (St 52 for example) on the other hand is uneconomical in the ceiling beams, joists and supports. With St 37 it is already difficult to utilize the stiff reinforcement completely ; with St 52 it is impossible.

Ceiling beams and joists are also uneconomical for St 37, if the concrete is reckoned as taking a share of the load, since too great concrete cross-sections are required if the compression stresses in the concrete shall be kept within the permissible limits.

However, in order to utilize the stiff reinforcement better, a middle way as follows is still available : The ceiling beams and joists are as formerly to be enveloped with concrete which is considered as not taking share of the load, or types of ceilings with ceiling elements ready to be laid in position are to be adopted ; afterwards the supports are to be enveloped in concrete and to be calculated as real composite columns. The stiff reinforcements of these supports then get greater preliminary stressing and can be utilized better. In this case the saving in steel would be slighter, but the quantity of concrete on the supports less. To what extent the working load is then distributed between the concrete and the stiff steel reinforcement, must first of all be determined by tests.

VII A 4

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

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

PROFILTRÄGER, KOMBINIERT MIT BETON ODER EISENBETON,
AUF BIEGUNG BEANSPRUCHT

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

Some years ago a series of tests of filler joist floors was made at the National Physical Laboratory, London, and the writer was recently engaged in analysing these tests and in seeking to fit the results to theory. The method adopted for calculating the strength of the combined section of concrete and steel joist was that due to Mohr.

In the N.P.L tests, separate tests were made of the concrete for elasticity, and these tests showed that the modular ratio varied between somewhat wide limits. The writer has been able to show that the calculated deflections of all the test specimens can be made to agree with the measured deflections, provided that a suitable value for the modular ratio is adopted for each test — such values lying within the range found in the test for elasticity.

Mohr's method of calculation.

For the purpose of obtaining the position of the neutral axis, the whole area of steel is considered as concentrated at its centre of gravity, and the value of n is then :

$$n = -\frac{mA}{b} + \sqrt{\frac{m^2 A^2}{b^2} + \frac{2mA l}{b}}$$

Equivalent Moment of Inertia and Section Modulus.

The value of n having been obtained, the values of the equivalent Moment of Inertia and Section Modulus are then, in steel units :

$$I = \frac{b n^3}{3 m} + I_0 + A (l-n)^2$$

Where I_0 is the moment of inertia of the joist.

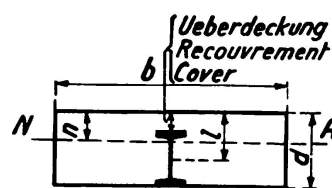


Figure 1.

A = area of section of joist.
 l = depth to centre of gravity of joist.
 d = overall depth to underside of joist.
 b = width of slab acting with joist (centres of joists.)
 m = the modular ratio.

$$Z = \frac{I}{(d-n)}$$

Variables in Calculations.

In any series of calculations on filler joist floors, there are three variables which affect the results :

1. Working stresses.
2. Percentage of steel, or centres of joists.
3. The modular ratio.

Economic Spacing.

For any given joists and depth of floor, there is a certain spacing which will develop the maximum stresses in the concrete and steel simultaneously, for a fixed value of the modular ratio. This may be termed the economic spacing.

If c and t are the maximum permissible stresses in concrete and steel, then the essential equations are :

$$\frac{c}{t} = \frac{n}{m(d-n)}$$

$$\frac{bn^2}{2} = A m (l - n)$$

or,

$$b = \frac{2 A m (l - n)}{n^2}$$

The First Report of the Steel Structures Research Committee, issued by the Department of Scientific and Industrial Research, recommends that the limit of stress in filler joists be 9 tons per square inch. Adopting this value, and limiting the stress in the concrete to 600 lbs. per square inch, the economic spacing for $6'' \times 3''$ joists and $4'' \times 1 \frac{3}{4}''$ joists for two different values of the modular ratio have been worked out and are tabulated below :

Table 1. $m = 15$.

Joist Poutrelle	Economic spacing b in inches Écartement économique en pouces			
	cover 1" recouvrement 1"	2"	3"	4"
$6'' \times 3''$	41.8	44.0	44.3	43.6
$4'' \times 1 \frac{3}{4}''$	27.0	27.7	26.9	25.6

Table 2. $m = 24$.

Joist Poutrelle	Economic spacing b in inches Écartement économique en pouces		
	cover 1" recouvrement 1"	2"	3"
$6'' \times 3''$	21.6	25.3	26.9
$4'' \times 1 \frac{3}{4}''$	14.9	16.9	17.3

For any breadth less than those given in the above tables, the maximum permissible stress in the concrete will be reached before the steel is fully stressed. The value of the section modulus as calculated in steel units must therefore be reduced proportionately, or if

Z_2 = The section modulus in steel units reduced to ensure that the concrete stress is limited to 600 lbs. per square inch,

c' = The concrete stress when the steel is fully stressed,

$$\text{Then, } Z_2 = Z \times \frac{600}{c'}$$

If now, the modulus be worked out for each of the sections given in table 2, first on the basis of m equal to 15, and then with m equal to 24, we get the values as set out in table 3. In the case of m equal to 15, the modulus is reduced to keep c equal to 600 lbs. per square inch.

Table 3.

Joist Poutrelle	Cover recouvrem'	Section Modulus per foot Module de la section par pied		Increase % for $m = 24$ augmentation en %
		$m = 15$	$m = 24$	
$6'' \times 3''$	1"	3.49	4.43	26.9
»	2"	3.60	4.45	23.6
»	3"	4.15	4.98	20.0
$4'' \times 1\frac{3}{4}''$	1"	1.465	1.855	26.6
»	2"	1.80	2.15	19.4
»	3"	2.30	2.71	17.8

Some interesting points arise from this table. For instance, a floor 7" thick with $6'' \times 3''$ joists at 21.6 inches centres calculated on basis of $m = 24$ is 6.75 % stronger than a floor 9" thick with similar joists at 26.9 inches centres, calculated for $m = 15$.

From the point of view of load carrying, it would seem that nothing is to be gained by increasing the thickness of floors with $6'' \times 3''$ joists above 7", since the extra dead weight more than absorbs the extra modulus.

Comparison of the Strength and Rigidity of Filler Joist Floors with reinforced concrete floors of the same effective depth.

For the purpose of this comparison, the breadth of filler joist floor in each case is taken such that the maximum stresses in both materials are developed at the same time.

The values worked to are :

$c = 600$ lbs. per square inch.

$t = 20,160$ lbs. per sq. inch.

$m = 15$.

For further comparison, the corresponding figures for reinforced concrete floors when $t = 16.000$ lbs. per square inch are given.

The values of the moment of inertia and section modulus for each section in steel units (inches⁴ and inches³ respectively) are also given. The moments of resistance are in 1000 inch pound units.

Table 4. — Tableau 4.
Filler Joist Floors.
Poutrelles en acier enrobé de béton.

Joist Poutrelles	d	b	Percentage of steel Pourcentage de l'acier	I	Z	Moment of resistance Moment de résistance
$6'' \times 3''$	7"	41.8"	1.15	42.3	8.74	176
$6'' \times 3''$	8"	44.0"	1.003	58.3	10.53	212
$6'' \times 3''$	9"	44.3"	0.886	78.6	12.65	255
$4'' \times 1\frac{3}{4}''$	5"	27.0"	1.96	9.0	2.59	52.2
$4'' \times 1\frac{3}{4}''$	6"	27.7"	1.59	14.4	3.45	69.5
$4'' \times 1\frac{3}{4}''$	7"	26.9"	.40	21.6	4.45	89.6

Reinforced concrete Floors.
Plancher en béton armé.

d	b	$t = 20,160 \left(I = \frac{bd^3}{351} \right)$			$t = 16,000 \left(I = \frac{bd^3}{263.15} \right)$		
		p.	I	M. R.	p.	I	M. R.
7"	41.8	0.458	40.9	170.5	0.675	54.5	195
8"	44.0	0.458	64.1	233.0	0.675	85.5	267
9"	44.3	0.458	92.0	297.0	0.675	123.0	342
5"	27.0	0.458	9.63	56.0	0.675	12.8	64
6"	27.7	0.458	16.25	82.7	0.675	21.7	94.8
7"	26.9	0.458	26.3	109.4	0.675	35.1	125

It is clear that the plain reinforced concrete floors have in most cases the advantage both in stiffness and in strength, while the area of steel per foot width is very much less. Reinforced concrete floors have the further advantage of being able to be made continuous.

Deflection of reinforced concrete beams and filler joist floors under uniform loading.

The deflection of a steel beam for which $E = 13,000$ tons per square inch, and whose depth is $\frac{1}{24}$ th part of the span, is $\frac{1}{325}$ th of the span when the flexural stress is 8 tons per square inch.

Reinforced concrete beams.

The equation connecting deflection and span is :

$$\frac{\delta}{12L} = \frac{5 \cdot f \cdot 12L}{48 \cdot y \cdot E}, \text{ where } L \text{ is the span in feet, } \delta \text{ is the deflection in inches.}$$

If the deflection is to be limited to $\frac{\text{span}}{325}$ then

$$\frac{12L}{y} = \frac{48E}{325 \cdot f \cdot 5} \text{ from which we get :}$$

a) Beams with less than the economic percentage of steel,

$$\frac{12 \cdot L}{(d-n)} = \frac{2240 \times 16,000}{41.67t} = \frac{53.76 \times 16,000}{t}.$$

b) Beams with more than the economic percentage of steel,

$$\frac{12 \cdot L}{n} = \frac{860,160}{m \cdot c}.$$

These expressions hold good for any reinforced concrete beam since they depend merely on the stresses in the materials and on the modular ratio. They hold also for filler joist floors, and the ratio of deflection to span for a filler joist floor is therefore the same as that for a reinforced concrete floor or the same effective depth, modular ratio and maximum stresses.

Effect of varying the stress in the steel.

If for example we take two cases, in both of which $c = 600$ lbs, and $m = 15$, the effect of increasing the steel stress is shown by the value of the limiting span :

$$\begin{aligned} t = 16,000, & \quad \frac{12 \cdot L}{d} = 34.4 \\ t = 20,160, & \quad \frac{12 \cdot L}{d} = 29.5 \end{aligned}$$

A variation in the value of the modular ratio has a similar effect.

Graphs for design.

If the values of the section modulus per foot width of floor for any given joist and depth of floor be plotted against the spacing or centres of joists, on logarithmic section paper, they lie on a straight line. This is true whether the value of the modulus is obtained by allowing the concrete to be overstressed,

by reducing it to 600 lbs. per square inch (or other fixed value), or by taking suitable values of the modular ratio so as to obtain maximum stresses in both materials.

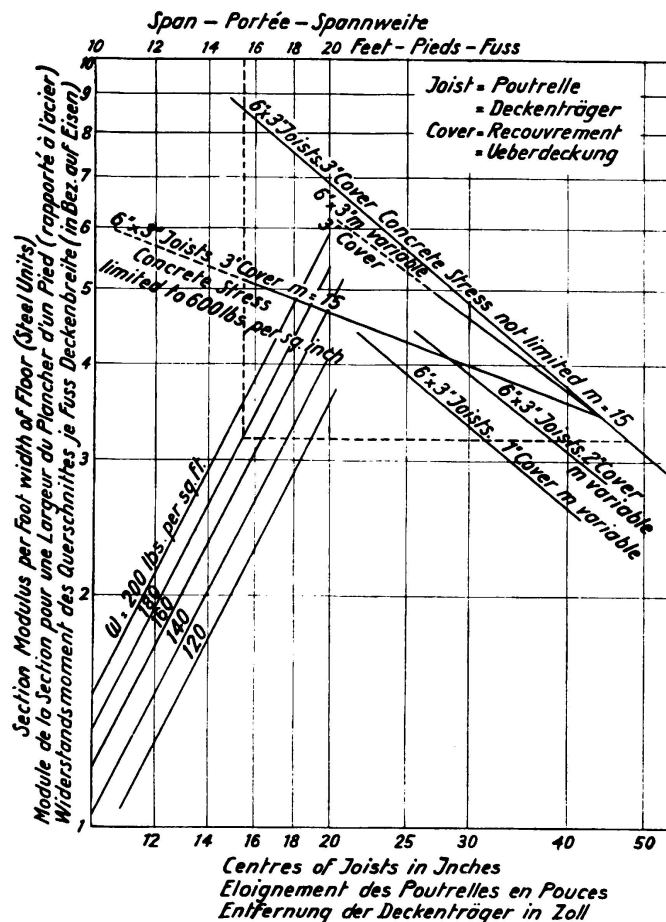


Fig. 2.

Diagram. — Diagramme.

of 15' 6" and total load of 180 lbs. per square foot, the modulus required per foot width is 3.2 and any suitable section can then be chosen.

Figure 2 gives the values of Z , the section modulus, per foot width of floor for 6" $\times$ 3" joists with 3" cover for $c = 600$ lbs per square inch, $t = 9$ tons per square inch, $m = 15$, also for m varying from 15 to 24; it gives the values for the same joists with 2" and 1" cover when m varies between the same limits.

Similar lines may be added for other joists. On the same graph are plotted the necessary values of the section modulus required for various weights per square foot on various spans. It becomes a simple matter to choose a section of floor suitable for any weight per square foot and span. The only drawback is that the weight of the floor is included in the total weight, but as there are so many variables it is not possible to eliminate all.

The dotted line on figure 2 shows the method. For a span

TRADUCTION

L'auteur de cet article a été chargé dernièrement de l'analyse des essais entrepris, il y a quelques années, par les soins du National Physical Laboratory à Londres, qui concernent la question des poutrelles de planchers. Il s'agissait de mettre en rapport les résultats des essais avec ceux de la théorie. L'auteur base ses calculs sur la théorie de Mohr, c'est-à-dire sur la théorie du calcul des fatigues dans une section non homogène.

Des essais spéciaux ont été faits pour déterminer l'élasticité du béton. Quant aux modules d'élasticité ils ont donné une variation considérable. En choisissant un coefficient d'équivalence convenable, mais ne sortant pas des limites trouvées par les essais d'élasticité du béton, l'auteur obtient une coïncidence

satisfaisante entre les résultats des essais et les fléchissements déterminés par calcul.

Méthode de Mohr (Voir fig. 1).

Soit : A = section de la poutrelle ;

l = distance du centre de gravité de la poutrelle du bord supérieur du plancher ;

d = hauteur totale du plancher ;

b = largeur de la dalle travaillant avec la poutrelle (distance entre deux poutrelles) ;

m = coefficient d'équivalence.

Pour déterminer la position de l'axe neutre, la section entière de la poutrelle en acier est supposée concentrée au centre de gravité du profil. La valeur de n se détermine de la façon suivante :

$$n = -\frac{mA}{b} + \sqrt{\frac{m^2 A^2}{b^2} + \frac{2mA l}{b}}.$$

Moment d'inertie équivalent et module de la section.

Après avoir déterminé n , les valeurs du moment d'inertie équivalent et du module de la section (rapportées à l'acier comme base du calcul) se calculent d'après les formules suivantes :

$$I = \frac{b n^3}{3m} + I_0 + A(l-n)^2 \qquad Z = \frac{I}{(d-n)}.$$

I_0 est le moment d'inertie de la poutrelle.

Valeurs variables dans les calculs.

Dans les calculs des poutrelles trois variables ont une importance prépondérante :

1. les tensions admissibles ;
2. le pourcentage de l'acier ou la distance entre deux poutrelles ;
3. le coefficient d'équivalence.

Écartement économique.

Pour une hauteur du plancher et une poutrelle donnée d'avance, il existe une distance bien déterminée entre deux poutrelles pour lesquelles les tensions admissibles maxima correspondant à un coefficient d'équivalence donné sont atteintes en même temps dans le béton et dans l'acier. Cette distance est désignée sous le nom d'écartement économique.

Si c et t désignent les tensions admissibles maxima dans le béton et dans l'acier, les équations fondamentales nous donnent

$$\frac{c}{t} = \frac{n}{(d-n) \cdot m}$$

$$\frac{b \cdot n^2}{2} = A \cdot m(l-n) \quad \text{ou bien} \quad b = \frac{2 A m(l-n)}{n^2}.$$

Dans le premier rapport du comité chargé des recherches sur le domaine des constructions en acier publié par le département des recherches scientifiques et industrielles, la tension admissible à la flexion pour les poutrelles est fixée à 9 tonnes par pouce carré. En admettant cette valeur et limitant les tensions admissibles dans le béton à 600 livres par pouce carré l'éloignement économique des poutrelles de $6'' \times 3$ et de $4'' \times 1 \frac{3}{4}$ a été calculé pour deux valeurs différentes du coefficient d'équivalence. Les tables 1 et 2 donnent les résultats des calculs.

Pour des éloignements inférieurs à ceux que donnent les tables précédentes, la contrainte admissible maximum du béton se produit avant que l'acier ne travaille au taux maximum. La valeur du module de la section rapporté à l'acier doit être réduite proportionnellement, c'est-à-dire que $Z_2 =$ module de la section doit être réduit de telle façon que la contrainte du béton est limitée à 600 livres par pouce carré ;

c' = la tension du béton correspondant au taux de travail maximum de l'acier ;
on en déduit :

$$Z_2 = Z \times \frac{600}{c'}$$

Si l'on calcule le module pour toutes les sections de la table 2, d'abord pour une valeur m égale à 15 et ensuite pour m égal à 24, on obtient les valeurs de la table 3. Pour m égal à 15, le module est réduit de sorte que c correspond à 600 livres par pouce carré.

La table ci-dessus conduit à des conclusions fort intéressantes. Par exemple, un plancher d'une épaisseur de 7" avec des poutrelles de $6'' \times 3''$ à un écartement de 21,6" calculé pour $m = 24$ est de 6,75 % plus résistant qu'un plancher de 9" d'épaisseur avec les mêmes poutrelles mais écartement de 26,9", si l'on admet $m = 15$.

Si l'on juge simplement au point de vue de la surcharge que peut supporter le plancher, il semble qu'on ne puisse rien gagner en augmentant l'épaisseur du plancher avec des poutrelles de $6'' \times 3$ et une hauteur de 7", l'augmentation du poids mort absorbant totalement le gain réalisé sur le module.

Comparaison de la résistance à la flexion et de la rigidité du plancher composé de poutrelles en acier enrobées de béton et du plancher en béton armé.

Pour pouvoir mieux faire la comparaison, l'écartement des poutrelles en acier a été déterminé de sorte que les tensions maximum soient atteintes en même temps dans le béton et dans l'acier.

Les calculs sont basés sur :

$c = 600$ livres par pouce carré

$t = 20.160$ — — —

$m = 15$.

En outre, on a aussi déterminé les valeurs correspondant à $t = 16.000$ livres par pouce carré.

Le moment d'inertie ainsi que le module de la section (le premier en pouces⁴,

le dernier en pouces³) et le moment de résistance (en 1.000 pouces livres) sont indiqués dans la table 4.

Il est évident que le plancher en béton armé est supérieur quant à la rigidité et la fatigue des matériaux et que la section des armatures par pied dans le sens de la largeur est beaucoup plus faible. En outre, les planchers en béton armé ont le grand avantage de pouvoir être également disposés comme dalle continue.

Fléchissement des deux systèmes de plancher sous une charge répartie uniformément.

Le fléchissement d'une poutrelle pour laquelle $E = 13.000$ tonnes par pouce carré et dont la hauteur correspond au vingt-quatrième de la portée atteint un $\frac{1}{325}$ de la portée, si la tension due à la flexion est de 8 tonnes par pouce carré.

Poutre en béton armé.

Le rapport entre l'infléchissement et la portée est le suivant :

$$\frac{\delta}{12L} = \frac{5.f.12L}{48.y.E} \quad \begin{array}{l} L \text{ désignant la portée en pieds} \\ \delta \text{ l'infléchissement en pouce.} \end{array}$$

Si le fléchissement doit être inférieur à $\frac{L}{325}$ on a besoin de $\frac{12L}{y} = \frac{48E}{325.f.5}$ ce qui nous donne :

a) Poutres dont le pourcentage de l'armature est inférieur au pourcentage économique

$$\frac{12L}{(d-n)} = \frac{2.240 \times 16.000}{41,67.t} = \frac{53.76 \times 16.00}{t}$$

b) Poutres dont le pourcentage de l'armature est supérieur à la valeur économique

$$\frac{12L}{n} = \frac{860.160}{m.c}$$

Ces expressions sont valables pour une poutre quelconque en béton armé parce qu'elles ne dépendent que des tensions et du coefficient d'équivalence. Elles sont valables en même temps pour des planchers avec poutrelles enrobées de béton. Ces dernières subissent le même fléchissement que le plancher en béton armé dont la hauteur utile, le coefficient d'équivalence et les tensions maximum sont les mêmes.

Influence de la variation du taux de travail de l'acier.

Pour deux cas analogues, avec $c = 600$ livres et $m = 15$, l'influence de l'augmentation du taux de travail de l'acier s'exprime par la valeur de la portée limite.

$$t = 16.000 \quad \frac{12L}{d} = 34,4$$

$$t = 20.160 \quad \frac{12L}{d} = 29,5.$$

La variation du coefficient d'équivalence exerce influence analogue.

Graphiques.

Si l'on porte les valeurs du module de la section pour une largeur du plancher d'un pied, et pour des poutrelles et épaisseurs différentes du plancher sont portées en fonction de l'écartement des poutrelles sur du papier logarithmique, on obtient des lignes droites. Ce résultat ne change pas dans le cas où le module correspond à une plus grande contrainte du béton que celle que l'on admet ordinairement, ou à une valeur quelconque, ou si l'on admet le coefficient d'équivalence tel que les tensions soient en même temps maxima dans l'acier et le béton.

Le diagramme donne les valeurs du module Z de la section pour une largeur d'un pied d'un plancher composé de poutrelles de $6'' \times 3''$ avec recouvrement en béton de $3''$ et pour $c = 600$ livres par pouce carré, $t = 9$ tonnes par pouce carré, $m = 15$, ainsi que pour m variant entre 15 et 24. Le diagramme donne, en outre, les valeurs de Z pour les mêmes poutrelles avec une couverture de $2''$ et $1''$ et m variant entre 15 et 24.

Des courbes analogues pourraient être tracées pour d'autres poutrelles. Sur le même graphique on a porté les valeurs du module de la section nécessaire pour différentes charges par pied carré. Il est très simple de déterminer une section du plancher convenable pour une charge et une portée quelconque. Le seul inconvénient est que le poids du plancher se trouve compris dans la charge totale; à cause du grand nombre de variables, il n'est pas facile de les éliminer toutes.

La courbe pointillée du diagramme montre l'application de la méthode. Pour une portée de $15'6''$ et une charge totale de 180 lbs. par pied carré, le module correspondant à une largeur d'un pied est de 3,2 et une section convenable peut être choisie.

Summary.

The author has undertaken to evaluate the results of the tests with concreted steel I beams, carried out a few years ago by the National Physical Laboratory, Teddington, near London. The tests simultaneously carried out to determine the modulus of elasticity of the concrete, showed that it varied greatly. The author bases his calculations on the method indicated by Mohr for calculating non-homogeneous cross-sections. For given values of the permissible stresses and of the modular ratio he tries to determine the most economically favourable distance apart of the concreted I beams, the concrete covering being chosen of different thicknesses.

From the graphic summary at the end, the dimensions of the necessary ceiling beams and the thickness of the ceiling may be determined for various loads and spans.

Résumé.

L'auteur a entrepris l'exploitation des résultats des essais faits il y a quelques années au « National Physical Laboratory » à Londres sur des poutrelles métalliques enrobées de béton. D'essais exécutés simultanément pour la détermination du coefficient d'élasticité du béton, il résulte que celui-ci est très variable. Dans ces calculs, l'auteur se base sur la méthode de Mohr pour la détermination des tensions dans une section hétérogène. En admettant diverses épaisseurs de la dalle de béton, il s'efforce, pour différentes valeurs des tensions admissibles et du coefficient d'équivalence, de trouver la distance la plus économique des poutrelles enrobées.

A la fin de son exposé, nous trouvons un graphique permettant de déterminer pour des charges et portées diverses, les dimensions des poutrelles nécessaires et l'épaisseur de la couche de béton.

Zusammenfassung.

Der Verfasser hat es unternommen, Versuchsergebnisse, die vor einigen Jahren durch das National Physical Laboratory in London mit einbetonierten eisernen I-Balken durchgeführt wurden, auszuwerten. Die gleichzeitig vorgenommenen Versuche zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Betons ergaben eine starke Veränderlichkeit des Letzteren. Der Verfasser stützt seine rechnerischen Untersuchungen auf die von Mohr gezeigte Methode zur Berechnung inhomogener Querschnitte. Er sucht bei gegebenen Werten der zulässigen Spannungen und der Wertigkeit den wirtschaftlich günstigsten Trägerabstand der einbetonierten I-Träger zu bestimmen, wobei die Stärke der Betondeckschicht verschieden gross gewählt wird. Aus der graphischen Zusammenstellung am Schluss können für verschiedene Belastungen und Spannweiten die Abmessungen der erforderlichen Deckenträger und Deckenstärken ermittelt werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide