

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Verbundsäulen

Autor: Emperger, F.v.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-473>

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: 16.01.2026

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

VII A 2

VERBUNDÄULEN

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 durchgeföhrten oder veranlasssten 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 Bethlehem 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. RENGER (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).

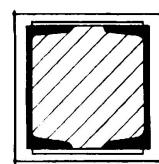
B. Berechnung der Tragfähigkeit.

Wir bezeichnen die Stauchgrenze des Stahles mit K_e , die Säulenfestigkeit des Betons mit K_b und die zugehörigen Säulenquerschnitte mit F_e bzw. F_b und berücksichtigen bei F_b den Abzug des eingehüllten F_e .

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

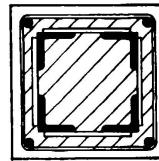
$$P = F_e \cdot K_e + F'_b \cdot K_b$$



Type I.

II. Die Stahlsäule mit verbügeltem Beton

$$P = F_e \cdot K_e + F'_b \cdot K_b$$

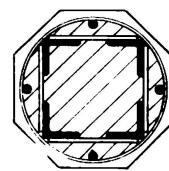


Type II.

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

III. Die Stahlsäule mit starker Umschnürung (Zugfestigkeit K_u)

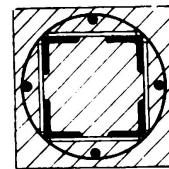
$$P = F_e K_e + F_b' K_b + F_u K_u$$



Type III.

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

$$P = F_e K_e + F_b K_b$$



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 1903 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/cm^2 Stauchgrenze, sondern auch weitaus druckfester war und eine Ausnutzung 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 « Empfersäule » 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 Standards 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 Additionsgegesetzes für die Bestimmung der Tragfähigkeit dieser Säulen, ohne jedoch in der Rechnung eine gleichmässige Grösse $n = \frac{E_e}{E_b}$ 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 unmöglich Forderung nicht brechen, welche die Säulenberechnung auf eine als « Elastizitätsverhältnis » bezeichnete Zahl aufbaut. Ich halte es bei umschnürten Säulen und einer kräftigen Stahlarmatur 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/cm^2) bewiesen, dass die verschiedenen Stauchgrenzen innerhalb der Umschnürung sich nach dem Additionsgegesetz 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.

österr. 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 desshalb so schwierig, weil sich die Stauchkurven für Stahl und für Beton an dieser Stelle tangential 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 Verbundsstoffe 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

$E = A \frac{K_b}{\epsilon_0}$ 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-

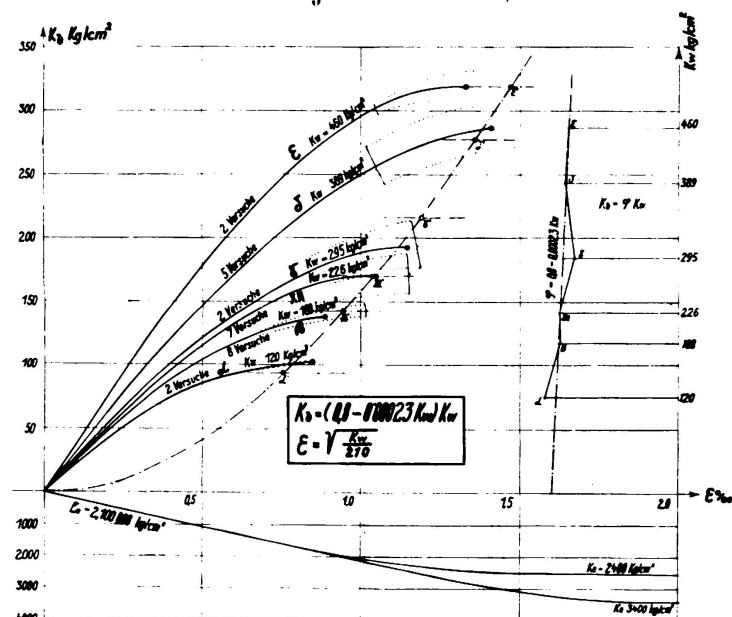


Fig. 1.
Stauchkurven von verschiedenen Beton- und Stahlsorten
(Versuche — Essais — Tests).

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.

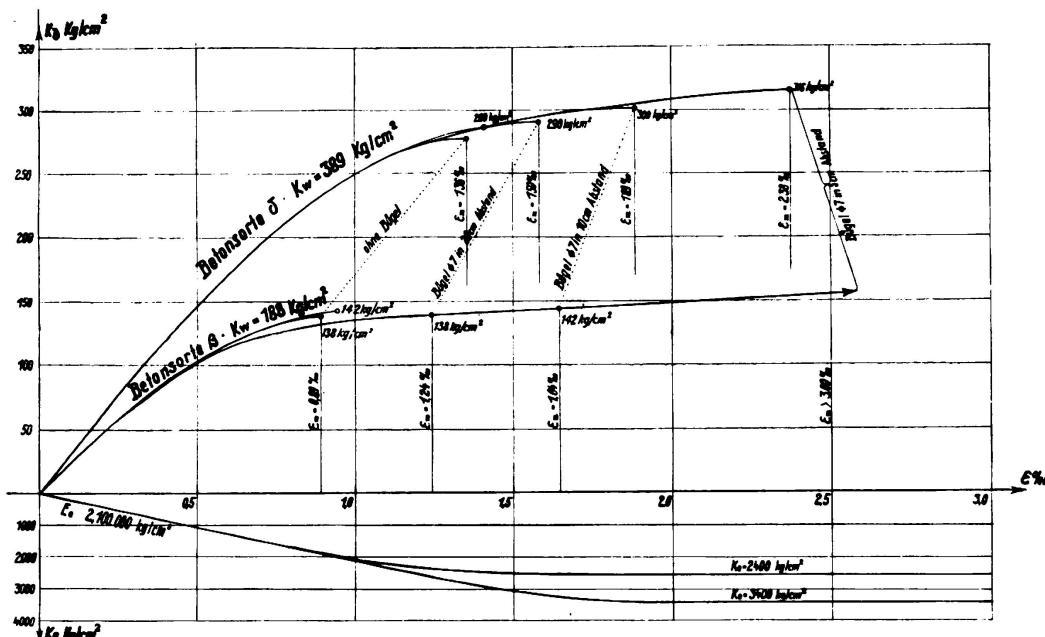


Fig. 2. — Stauchkurven der Stahlsäulen mit verbügeltem Beton.
(Betonsorte — Qualité du béton — Quality of Concrete).

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 β 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 widersprüchsvolle 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 röhrt 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 schint 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 Betonarten β und δ 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 ausgenutzt 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. Benutzt 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 bzw. nicht berücksichtigt, was mit Hilfe von hochwertigem Stahl draht 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 Ausnutzung 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 Additionsge setz. 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 Stahlarmaturen 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 Hineinstauchen 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

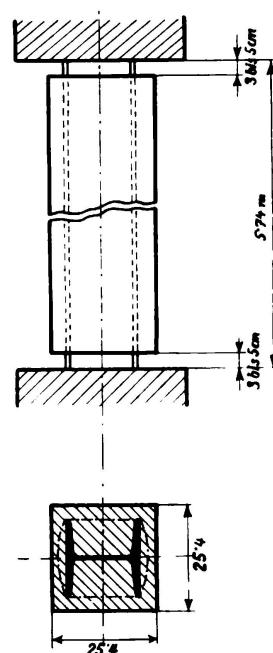


Fig. 3.

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 einbetonierte 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 Zusammenhangs 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 einbetonierte 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 Baugeripps, bzw. 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. Bezuglich weiterer Einzelheiten sei auf die diesbezügliche Literatur verwiesen¹.

F. Die Wirtschaftlichkeit der einbetonierten Stahlsäulen.

Mit der Frage der Wirtschaftlichkeit des einbetonierten Stahlgeripps 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 Rundesen wesentlich billiger als die Walzprofile ist, und hat damit die Frage als erledigt angesehen. Es sei desshalb der Fall eines 7 stöckigen Stahlgeripps 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/cm^2 im Stahl und 60 kg/cm^2 in Beton zu Grunde gelegt worden sind, während die im Stahlbau übliche zulässige in Anspruch-

1. Beton und Eisen, 1931, Seite 245.

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

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

nahme $1400-1600 \text{ kg/cm}^2$, 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 herröhren, 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.

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 Additionsge setz 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) ausgenutzt 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 inconvenient, 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'enrobement et même parfois complètement supprimés au cas de fretteage.

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.