

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Discussion

Autor: Hawranek, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-659>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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

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

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

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

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

Traduction.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Traduction.

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

Une ossature métallique de dimensions relativement faibles et calculée en