

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Discussion

Autor: Stüssi, F.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-667>

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: 01.02.2025

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

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

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

Traduction.

1. Objet.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2. Les phénomènes accompagnant la rupture.

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

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

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

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

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

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

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

3. Flèches.

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

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

4. Capacité de charge.

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

a. les sections restent planes⁴ ;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

F_e la section de la poutre métallique,

σ_F la contrainte d'écoulement,

β_b la résistance du prisme de béton,

on déduit de l'équation d'équilibre :

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

la position de l'axe neutre, x :

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

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

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

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

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

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

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

et en posant pour simplifier :

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

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

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

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

$$k = 0,55 \text{ à } 0,60$$

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

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

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

Si l'on compare les valeurs obtenues en divisant M_B par le coefficient de sécurité envisagé, on constate que l'intervention de l'enrobage ne se manifeste par une amélioration notable de la capacité de charge qu'à partir d'une certaine hauteur de recouvrement e . Dans l'exemple de la figure 15, avec un béton accusant sur le prisme une résistance à la compression de 275 kg/cm², on a admis un coefficient de sécurité de 2,5. La courbe $M_B/2,5$ correspond à une section enrobée comportant un dispositif empêchant le glissement, tandis que les valeurs $0,8 \cdot M_B : 2,5$ concernent des poutres enrobées ne comportant pas de protection contre le glissement. Pour la comparaison avec la section du fer de la poutrelle I 14 seule, on a adopté une contrainte de flexion admissible de 1,4 t/cm².

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

Zusammenfassung.

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

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

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

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

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

Résumé.

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

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

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

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

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

Summary.

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

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

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

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

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