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

Band: 1 (1932)

Artikel: Discussion

Autor: Kazinczy, G.v.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-664

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: 11.07.2025

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

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

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

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

Traduction.

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

I. — Essais officiels de l'auteur.

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

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

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

II. — Essais du Comité Hongrois des Planchers.

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

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

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

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

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

On a pu constater avec intérêt que, dans le panneau du milieu, les fissures se formaient exclusivement suivant la direction de l'armature des dalles. Ceci s'explique par ce fait que dans la direction des poutres en I, la courbure de la dalle est environ 6 fois plus prononcée que dans la direction de l'armature des dalles. Il conviendrait donc de prévoir pour les dalles une armature dans la direction parallèle aux poutres en I, ce qui toutefois ne se fait pas pour des raisons d'ordre économique. Le fait que des dalles ont pu être armées d'une manière non correcte, tout en se comportant bien, confirme la possibilité d'admettre la théorie de la plasticité suivant laquelle[1] il est indifférent de répartir les moments d'une manière ou d'une autre, suivant les deux directions, dans une dalle reposant sur tous ses côtés.

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

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

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

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

mise en charge, les flèches sont plus faibles d'environ 20 °/₀ ; toutefois, lorsque l'on atteint la limite d'écoulement, elles sont équivalentes aux valeurs théoriques. Charge maximum : $\sigma_I = 3238$ kg/cm².

Par comparaison on a mis en charge des poutrelles en I absolument « libres ». Les charges furent appliquées au moyen d'étriers suspendus. Ces poutrelles flambèrent pour $\sigma = 1945$ kg/cm² avant d'arriver à la limite d'écoulement ($l = 550$ cm. ; $h = 18$ cm. ; $W = 183$ cm³ ; charge uniformément répartie). On a pu observer, au cours de la mise en charge, l'augmentation progressive de la période des oscillations latérales.

Outre les pièces d'essai ci-dessus, on a également préparé un plancher constitué par 4 poutrelles, avec voûtins intermédiaires en briques. Ces voûtins de briques permettaient de ne pas entraver la déformation latérale de l'aile des poutrelles et malgré cela de pousser encore la charge après le commencement de la déformation ($\sigma = 2000$ kg/cm²), jusqu'à $\sigma = 2800$ kg/cm². Pour cette charge, la flèche et la déformation de l'aile comprimée étaient déjà très importantes.

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

$\sigma_I = 2770$ kg/cm² (béton de ciment Portland $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367$ kg/cm²) et $\sigma_I = 2060$ kg/cm² (béton de ciment alumineux de 2 jours $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255$ kg/cm²)

— dans le plancher comportant les poutrelles de bordure plus faibles, pour : $\sigma_I = 1530$ kg/cm² (béton de ciment Portland $\sigma_w = 244$ kg/cm² ; $\sigma_{bd} = 263$ kg/cm²) et $\sigma_I = 1350$ kg/cm² (béton de ciment alumineux de 1 jour $\sigma_w = 255$ kg/cm² ; $\sigma_{bd} = 280$ kg/cm²).

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

$\sigma_I = 845$ kg/cm².

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

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

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

Deux poutrelles écartées de 1,50 mètre l'une de l'autre ont été reliées latéralement au moyen d'un fer plat de 6 × 120 de telle sorte que les déplacements horizontaux et verticaux soient possibles, le gauchissement par rapport à la position initiale de la section étant toutefois empêché aux deux extrémités des sections et aux tiers. En fait, on a pu ainsi éliminer le flambage. La contrainte atteinte ($\sigma = 2452$ kg/cm²) est plus élevée que la limite d'écoulement déterminée ($\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm²).

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

182 cm³). Ces poutrelles ont flambé pour $\sigma = 1980$ kg/cm². La valeur théorique suivant Timoshenko[1] atteignait $\sigma_I = 2050$ kg/cm². Ces essais confirment le point de vue théorique correspondant.

On a observé que les premières fissurations se manifestaient, sur les ailes travaillant à la traction, dès les charges $\sigma = 1680$ et 1800 kg/cm², quoique l'éprouvette prélevée à l'extrémité d'une aile ait accusé une limite d'écoulement $\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm² (fléchissement permanent correspondant : 3,5 °/₀). Ce fait ne peut s'expliquer que par la présence de tensions internes consécutives au processus de laminage et se manifestant elles-mêmes, dans les ailes, sous forme de contraintes de traction et dans les âmes sous forme de contraintes de compression. Ces contraintes doivent en somme être ajoutées aux contraintes résultant de la flexion. Dans le calcul, ces contraintes propres peuvent être négligées complètement, malgré leur valeur relativement élevée, car au cours de la flexion elles se trouvent compensées par l'allongement permanent correspondant aux figures d'écoulement.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Au cours d'essais ultérieurs, on a enrobé les poutrelles dans le béton (mêmes profils), suivant la disposition de la figure 7 *a*. La charge a été appliquée directement, le plancher peut toutefois être déchargé afin de déterminer les fléchissements permanents. Les premières fissures se produisirent pour $\sigma_I = 1620$ kg/cm². Le diagramme accuse un coude très prononcé pour $\sigma_{kr} = 2300$ kg/cm² (Si l'on calcule la charge sur la poutrelle seule : $\sigma_{fl} = 2150$ kg/cm²). Si nous voulons, dans le calcul, tenir compte du béton, nous trouvons, pour $E_{bd} = E_{bz} = 210.000$ kg/cm², $n = 10$ pour la charge de fissuration : $\sigma_{bz} = 63,5$, $\sigma_e = 510$ kg/cm². Pour $n = 15$ et $\sigma_{bz} = 0$, pour la charge critique $\sigma_{bd} = 57,7$ $\sigma_e = 1800$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100$ kg/cm².

Si les dalles de béton armé se trouvent à la partie inférieure (figure 7 *b*), on arrive à : pour la charge de fissuration $\sigma_I = 1680$ kg/cm², pour la charge critique $\sigma_I = 2380$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_I = 3200$ kg/cm². En tenant compte du béton, avec $n = 10$, on atteint pour la charge de fissuration $\sigma_{bz} = 39,5$, $\sigma_{bd} = 66$, $\sigma_{ez} = 263$ kg/cm², pour la charge critique $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_{ez} = 2980$ kg/cm², $\sigma_{bd} = 179$ kg/cm²

Les diagrammes de fléchissement sont portés sur la figure 8. Le coude se produit pour $\sigma_I = 2380$ kg/cm², ce qui montre qu'aux endroits où se produisent les fissures, la poutrelle seule a à supporter la charge et que dans la zone travaillant à la traction, la limite d'écoulement a été atteinte. L'état de tension correspond à ce qu'indique la figure 6. La charge critique est donc indépendante de l'enrobage de béton et environ supérieure de 7 °/₀ à la valeur de $M = \sigma_{fl} \cdot W$. La charge maximum n'est toutefois atteinte que lorsque, dans l'âme, le processus d'écoulement arrive au voisinage du milieu de la poutrelle (Kist [1] et Fritsche [2]). Par suite, la charge maximum peut être plus élevée d'environ 15 °/₀. Si toutefois, dans l'aile travaillant à la compression, la limite de compression n'est pas atteinte, le béton participant également à la résistance aux efforts de compression, et l'axe neutre se déplaçant jusqu'à l'aile comprimée, la charge maximum peut alors être encore plus élevée, d'environ 35 °/₀. Dans les poutrelles enrobées de béton, la reprise des possibilités de résistance peut toutefois se faire sentir également plus tôt, car le processus d'écoulement intéresse une faible portion de la poutrelle (fissure du béton). Par contre, dans les poutrelles non enrobées de béton, et sur lesquelles le processus d'écoulement intéresse une plus grande partie de la poutrelle, une bien plus importante déformation est nécessaire (fléchissement).

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

1. Lütticher Kongress 1930.
2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

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

Zusammenfassung.

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

Die Durchbiegungen der nicht einbetonierten Träger über der Proportionalitätsgrenze sind allgemein grösser, als die mit $E = 2100000$ kg/cm² berechneten.

Der einbetonierte Träger verhält sich bei niedriger Belastung wie ein Verbundbalken aus zwei homogenen Materialien mit verschiedenen Elastizitätsmodulen. Die bleibenden Durchbiegungen werden bald beträchtlich. Sie erreichen schon bei $\sigma_I = 1400 - 1500$ kg/cm² die Hälfte der gesamten Durchbiegungen. Befindet sich die Platte über dem I Träger, so sind bei dieser Belastung die bleibenden Durchbiegungen nur 10 — 12 % der gesamten Durchbiegungen. Letztere sind grösser als nach der Theorie unter Voraussetzung eines homogenen Materials $E_b = 210 \cdot 000$ kg/cm² (auf Zug und Druck) und mit $n = 10$ zu erwarten wäre, aber kleiner als nach der Rechnung mit $E_{bd} = 140 \cdot 000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm², $n = 15$.

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

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

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

Résumé.

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

Les fléchissements des poutrelles non enrobées de béton au-dessus de la limite de proportionnalité sont en général plus élevés que ceux que l'on peut déterminer par le calcul avec $E = 2.100.000$ kg/cm².

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

Pour $\sigma_I = 1400$ à 1500 kg/cm², ils atteignent déjà la moitié de la valeur des fléchissements totaux. Si la dalle se trouve au-dessus de la poutrelle en I, et pour les charges ci-dessus, les fléchissements permanents n'atteignent que de 10 à 12 % des fléchissements totaux. Ces derniers sont plus élevés que ne l'indique la théorie dans l'hypothèse d'un matériau homogène avec $E_b = 210.000$ kg/cm² (Traction et compression) et avec $n = 10$; ils sont toutefois plus faibles que ne l'indique le calcul avec $E_{bd} = 140.000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm² et $n = 15$.

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

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

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

Summary.

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

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

With beams not encased in concrete, the deflections above the limit of proportionality are in general greater than those calculated with E = 2.100.000 kg/cm².

An encased beam when lightly loaded behaves as a compound beam made of two homogeneous materials with different moduli of elasticity. The permanent deflections soon become considerable; already with $\sigma_1 = 1400$ to 1500 kg/cm² they amount to half the total deflections. If the slab is over the I-beam, the permanent deflections with this load are only 10 to 12 % of the total deflections. These are greater than would be expected according to theoretical considerations assuming a homogenecus material $E_b = 210{,}000$ kg/cm² (in tension and compression) and whith n = 10, but they are smaller than those calculated with $E_{bd} = 140{,}000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm² and n = 15.

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

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

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

R. LÉVI,

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

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

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

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