

# La construction mixte acier-béton armé dans les ouvrages d'art

Autor(en): **Ridet, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **8 (1947)**

PDF erstellt am: **10.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-8891>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# LA CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BÉTON ARMÉ DANS LES OUVRAGES D'ART

KOMBINIERTE KONSTRUKTIONEN AUS STAHL UND EISENBETON  
BEI KUNSTBAUTEN

THE MIXED USE OF STEEL AND REINFORCED CONCRETE IN  
ARTISTIC STRUCTURES

J. RIDET

Ingénieur en Chef à la Société Nationale des Chemins de fer français, Paris.

En concevant un ouvrage hétérogène mixte en acier et béton on peut espérer associer les qualités de chacun des composants, grâce à un élément en béton armé placé en compression, et à un élément en acier laminé résistant à la traction.

C'est de ces ouvrages mixtes en acier et béton armé que nous allons nous occuper en nous limitant aux ponts-rails et aux ponts-routes, d'autres travaux ayant déjà été publiés sur les planchers tant en France qu'à l'étranger.

Cet exposé sur les ouvrages mixtes en acier et en béton armé sera divisé en quatre parties :

- 1<sup>o</sup> historique,
- 2<sup>o</sup> expériences faites par la S. N. C. F., en laboratoire, et essais sur les ponts existants,
- 3<sup>o</sup> méthodes de calcul et projets d'ouvrages mixtes en acier et béton armé,
- 4<sup>o</sup> résumé et conclusions.

## I. Historique

Jusqu'en 1910, les tabliers des ponts métalliques sous rails et sous chaussées furent exécutés avec des tôles embouties plates ou courbes, des fers zorès, des vouîains en briques prenant appui sur les longerons ou entretoises.

Les inconvénients de ces tabliers, bien connus, étaient nombreux et peuvent se résumer ainsi :

### *Ponts sous rails.*

1<sup>o</sup> Difficulté d'entretien des pièces de pont par suite de la présence des traverses et des longrines.

2<sup>o</sup> Dislocation des assemblages dans les ouvrages de portée inférieure à 20 m par suite de l'importance du coefficient d'impact qui atteint 1,8 à 2 pour les éléments du tablier (longerons et entretoises).

3<sup>o</sup> Difficulté de remplacement des longrines et des cornières d'attaches qui ne peuvent se faire qu'avec interdiction de circulation.

4<sup>o</sup> Discontinuité dans l'assiette de la voie, le passage d'une voie sur ballast à une voie sur tablier métallique, causant toujours une réaction au matériel roulant.

5<sup>o</sup> Difficulté d'étanchéité entraînant parfois la nécessité d'installer un parapluie sous les ponts, dans les villes, pour éviter le chute d'eau sale sur les trottoirs.

6<sup>o</sup> Grande sonorité de l'ouvrage au passage des trains.

*Ponts sous chaussée.*

1<sup>o</sup> Difficulté d'entretien de la couverture supportant le revêtement de la chaussée et des pièces de pont, par suite de la présence de la chaussée.

2<sup>o</sup> Dislocation des voûtains en brique sous l'action des variations de température, par suite de la différence de dilatation du fer et de la maçonnerie.

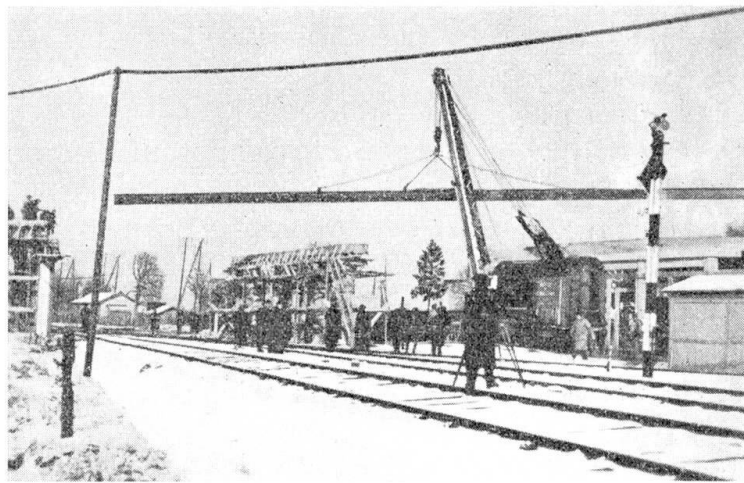


Fig. 1.

Mise en place d'une poutrelle de 33 m de longueur à Sommesous — Einbau eines 33 m langen Balkens in Sommesous — Erecting a girder, 33 m long, at Sommesous.

Les chemins de fer commencèrent à construire à partir de 1910 des ponts à poutrelles enrobées dans lesquels le béton était supposé jouer uniquement un rôle de remplissage. L'exécution en est facile car elle ne nécessite ni échafaudage, ni ralentissement ou suppression de trains sur la voie que l'ouvrage franchit.

Voici une photographie (fig. 1), prise en 1938, au moment de la mise en place d'une des dix-huit poutres *HN* de  $500 \times 300$  de 33 m de longueur d'une seule pièce, non soudée, utilisée à l'exécution des deux travées de 16,25 m de portée au-dessus des voies de la S. N. C. F. du pont-route de Sommesous.

Ce type d'ouvrage ne permettrait toutefois pas de dépasser la portée de 21 m pour les ponts sous rails et de 25 m pour les ponts-route en raison du poids mort du béton de remplissage. Pour alléger le poids du béton de remplissage, on songea, vers 1920, à le remplacer par une dalle mince en béton armé; c'est ainsi que furent reconstruits les quatre ponts sur la Meuse de Donchery, Mézières, Monthermé et Laifour. Ces ponts sont tous du même type. Ils comportent deux à cinq travées solidaires continues, de portée variant de 30 à 35 m et sont constitués de trois poutres métalliques

à âme pleine de hauteur constante de 2,40 m pour un tablier à une voie et d'une dalle en béton armé de 0,25 m d'épaisseur reposant sur la membrure supérieure des poutres auxquelles elle est liée par des ancrages rivés au droit des entretoises tous les 3,20 m environ, complétant la liaison par enrobage des têtes de rivets.

Le seul reproche fait, en 1920, à ces ponts à dalles était de demander un sacrifice financier supplémentaire de 10 % par rapport au pont entièrement métallique du type courant. Cela tenait à ce que la dalle en béton armé était considérée comme une simple dalle de répartition. Mais les avantages des ponts métalliques avec dalle en béton armé étaient si importants et si nombreux que, dans les années qui suivirent, ce type de pont continua à se développer. C'est ainsi que 43 ouvrages de ce type furent construits par la S. N. C. F. A ces constructions neuves s'ajoutent vingt-deux renforcements d'ouvrages de résistance insuffisante pour le passage des machines lourdes (fig. 2).

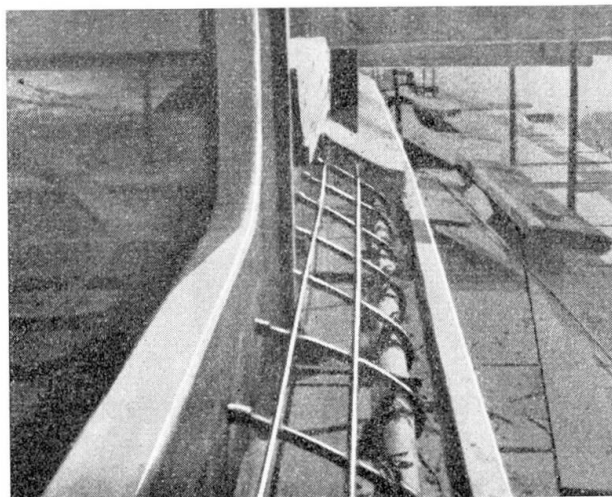


Fig. 2.

Viaduc de la Voulte - Liaison de la dalle d'intrados — Voulte-Viadukt - Verbindung der inneren Gewölbe-Platte — Voulte viaduct. Connection of the inner soffit slab.

Parmi les ponts à dalle récemment construits, citons :

*Sury-le-Comtal* (Loire) (1925) une travée pour voie unique 27,50 m de portée, quatre poutres à âme pleine de hauteur constante 1,40 m, une dalle en béton armé de 0,32 m enrobant la membrure supérieure des poutres.

Cet ouvrage présente deux particularités intéressantes : Les charges sont bien centrées puisqu'il y a deux consoles symétriques. Aussi verrons-nous aux essais que la flexion des quatre poutres est la même. Il a été tenu compte de la résistance de la dalle à la compression, ce qui a permis de supprimer deux semelles en acier à la partie supérieure des poutres métalliques.

*Viaduc de la Quarantaine*, remarquable par sa largeur qui dépasse 21 m. Sa situation aux abords de Lyon fait qu'il doit supporter des aiguillages : la dalle en béton permet de le faire facilement. Cet ouvrage comporte trois travées continues de 32 m — 61 m — 32 m de portée, constituées de sept poutres métalliques à treillis, de hauteurs variables, ainsi qu'une dalle en béton armé de 0,22 m d'épaisseur enrobant la membrure supérieure.

*Pont de l'Europe.* Bien connu des Parisiens, construit en 1930 par M. ROBERT LEVI, actuellement Directeur des Installations Fixes à la S.N.C.F. Pont-route constitué de poutres métalliques à trois travées continues, de hauteurs constantes de 2,10 m, espacées de 2,55 m avec dalle en béton armé de 0,20 d'épaisseur. On voit sur la photographie les ancrages en fers plats qui solidarissent la dalle et les poutres (fig. 3).

*Viaduc de l'Ardèche.* Remarquable par sa longueur de 300 m en cinq travées continues quatre poutres métalliques à treillis multiples de hauteur constante 4 m, une dalle en béton armé, de 0,32 m d'épaisseur, continue, enrobant la membrure supérieure.

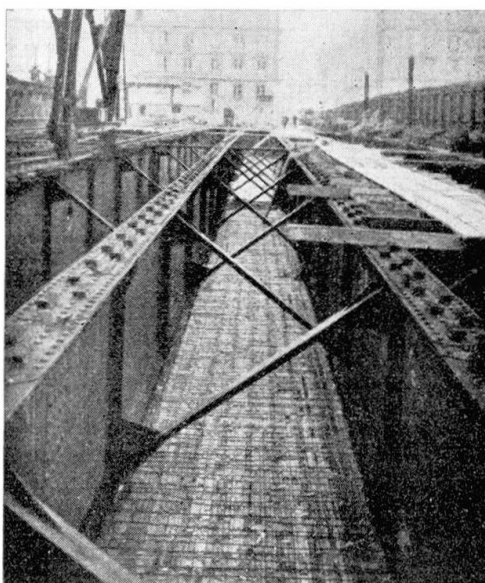


Fig. 3.

Pont de l'Europe (1930). Vue du chantier montrant l'entretoisement des poutres nouvelles et le ferrailage du hourdis inférieur — Europa-Brücke (1930). Ansicht des Bauplatzes mit den Querversteifungen der neuen Balken und der Armierung der unteren Platte — Europe bridge (1930). View of building site with transverse stiffenings of the new girders and reinforcement of the lower slab.

*Pont de Courbevoie* (1934), une travée de 22 m de portée, deux tabliers indépendants, chacun pour une voie, constitués par cinq poutres métalliques à âme pleine de hauteur constante et une dalle en béton armé de 0,18 m d'épaisseur reposant sur les poutres, la liaison étant réalisée par ancrages.

*Pont Vauban* à Strasbourg (1934). Une travée biaise de 22 m de portée, deux tabliers indépendants, chacun pour une voie, constitués par deux poutres métalliques à âme pleine de hauteur constante 1,92 m et une dalle en béton armé de 0,26 m d'épaisseur moyenne enrobant la membrure supérieure des poutres.

*Pont sur le Petit Rhin* (1934). Pont-rail sous deux voies de 21 m de portée constitué par sept poutres métalliques à âme pleine de hauteur constante 1,10 m et une dalle en béton armé de 0,26 m d'épaisseur moyenne enrobant la membrure supérieure des poutres.

*Pont route de Thionville* (1938). Cinq travées continues de 30 m de portée moyenne, largeur entre garde-corps 16 m environ, constitué par six

poutres métalliques à âme pleine de hauteur variable de 1,06 m à 1,66 m en acier 54 et une dalle en béton armé de 0,18 m d'épaisseur enrobant la membrure supérieure.

*Pont de Joncherolles.* Remarquable ouvrage entièrement soudé, construit en 1938 par M. CAMBOURNAC, Directeur à la S. N. C. F., une travée pour une seule voie de 40 m de portée, constitué par deux poutres latérales à treillis de hauteur constante, 3,80 m en acier 54 soudable. La couverture est réalisée par une dalle en béton armé de 0,15 m d'épaisseur enrobant l'ossature formée par les longerons et les entretoises.

*Pont de Joinville-le-Pont.* De 33 m de portée, construit en 1941, deux voies en courbe de 800 m de rayon, reposant sur deux tabliers indépendants, constitués par quatre poutres à âme pleine de hauteur constante de 1,32 m, en acier 42 et une dalle en béton armé de 0,28 m d'épaisseur reposant sur les poutres, la liaison étant assurée par ancrages.

*Ponts-rails de la Veuve, Pouxoux, Sommepey (1939)* constitués par deux tabliers à une voie. La membrure inférieure tendue des poutrelles est renforcée à l'aide de rails usés 46 kg, de billettes de  $50 \times 50$  noyées dans le béton ou de semelles soudées.

#### *Diminution du prix de revient.*

Nous avons dit plus haut que le seul reproche fait en 1920 était celui du prix. Il faut compléter nos explications sur ce point important. En fait, la transformation des conditions économiques a, il y a quelques années déjà, amené un renversement des prix en faveur du pont à dalle en béton armé, qui est revenu 10 % moins cher que le pont métallique alors qu'il était autrefois 10 % plus cher.

La raison de ce revirement réside dans l'augmentation des frais de chantier. Un rivet posé sur le chantier revient maintenant trois fois plus cher qu'un rivet posé à l'atelier. Or le pont à dalle comporte moins de rivets à poser sur le chantier, 3000 par exemple au pont de Joinville-le-Pont de 33 m de portée au lieu de 25000 qui auraient été nécessaires, si le pont avait été entièrement métallique avec entretoises et longerons.

La S. N. C. F. a cherché si une économie supplémentaire ne pouvait être faite en prenant en compte le béton armé. Mais les méthodes classiques de calcul du béton armé étaient-elles applicables? Pour le savoir, des expériences étaient nécessaires. Elles furent entreprises à partir de 1939.

## **II. Expériences et essais**

Le but de ces expériences de laboratoire et de ces essais sur les ponts existants étaient de vérifier si les méthodes ordinaires de calcul en béton armé pouvaient s'étendre à ces constructions mixtes en acier et béton.

#### *Expériences de Laboratoire.*

Des expériences ont été effectuées sur huit éléments de tablier de 7,70 m de portée, 1,45 m de largeur, 0,460 m à 0,542 m de hauteur, constitués par deux poutrelles à larges ailes, le béton étant utilisé, soit comme enrobage sur tout ou partie de la hauteur de la poutre, soit sous forme de dalle en béton armé lié à la membrure supérieure.

*Béton.* Le béton, au dosage de 400 kg de ciment 160/250 pour 800 l de gravillon et 400 l de sable, avait été mis en place dans les coffrages par vibration interne (pervibration). Les coffrages étaient étayés, pour ne pas faire supporter la charge du béton avant prise, par les poutrelles seules. Les tabliers ont été décoffrés 21 jour après leur bétonnage et les essais effectués 7 jours plus tard, soit 28 jours après bétonnage, alors que le béton donnait des résistances à la compression de 300 kg par centimètre carré sur des cubes de 20/20.

*Acier.* Rupture: 37,5 kg/mm<sup>2</sup>. Limite élastique 23 kg/mm<sup>2</sup>, allongement 33 %.

*Essais de flexion des tabliers.* La distance entre axes des appuis était de 7,70 m.

La flexion de la poutre était obtenue par quatre vérins hydrauliques de 100 t de puissance et disposés vers le milieu des tabliers à 1 m de distance les uns des autres. Les pressions des vérins étaient transmises aux poutres par l'intermédiaire de poitrails en béton armé de longueur égale à la largeur du tablier essayé, soit 1,45 m de manière à répartir la charge sur toute la largeur de ce tablier.

*Mesures des déformations unitaires et des flèches.* Les déformations unitaires de béton, ainsi que celles de l'acier étaient mesurées au moyen d'extensomètres Coyne. Les flèches furent enregistrées au milieu de la portée par des appareils RICHARD.

*Contraintes.* Les contraintes de l'acier des poutres ont été obtenues en multipliant les déformations ainsi déterminées (raccourcissement ou allongements rapportés en  $\mu$  par m) par le coefficient d'élasticité  $2,05 \times 10^4$  kg par millimètre carré qui avait été mesuré sur une éprouvette cylindrique de 13,8 mm de diamètre.

Les contraintes du béton ont été obtenues en multipliant les déformations mesurées par un coefficient variable suivant les cas de 2,05 à  $4,1 \times 10^5$  par centimètre carré.

#### *Tabliers Pleins A—A<sub>1</sub>.*

*Tablier A.* Dans ce tablier, constitué par 2HN d'Hagondange de 380 entièrement enrobés, l'aile inférieure était renforcée au milieu de la portée par cinq billettes de 40×40 de longueur variable (deux de 5,40 m; deux de 4,50 m; une de 3,50 m). La liaison poutrelle-béton était obtenue par des armatures de 12 mm traversant l'âme des poutrelles par des trous de 25 mm tous les 60 à 80 cm de distance du bord supérieur des ailes des poutrelles et tous les 30 à 80 cm de distance du bord inférieur de ces dernières, soit 4,5 barres par mètre courant de poutrelles.

*Tablier A<sub>1</sub>.* Dans ce tablier, l'aile inférieure des poutrelles HN de 380 était renforcée au milieu de la portée par une semelle soudée de 350×12 de 4,800 m de longueur. La liaison poutrelle-béton était obtenue: Par des armatures de 12 mm traversant l'âme des poutrelles par des trous de 25 mm tous les 60 à 80 cm du bord extérieur des ailes des poutrelles, soit trois barres par mètre courant de poutrelle. Par des épingles de 8 mm de diamètre et de 0,95 m de longueur à raison de 3,5 épingles par mètre linéaire de poutre. Traversant l'âme des poutrelles et placées à 45°, ces épingles formaient une véritable couture du béton.

*Mesures.* La figure 4 indique la position des appareils de mesures des déformations unitaires (cordes sonores). On voit qu'elles sont placées en  $s$  et en  $v$  sur les faces supérieure et inférieure du béton ainsi qu'en  $t$  et en  $u$

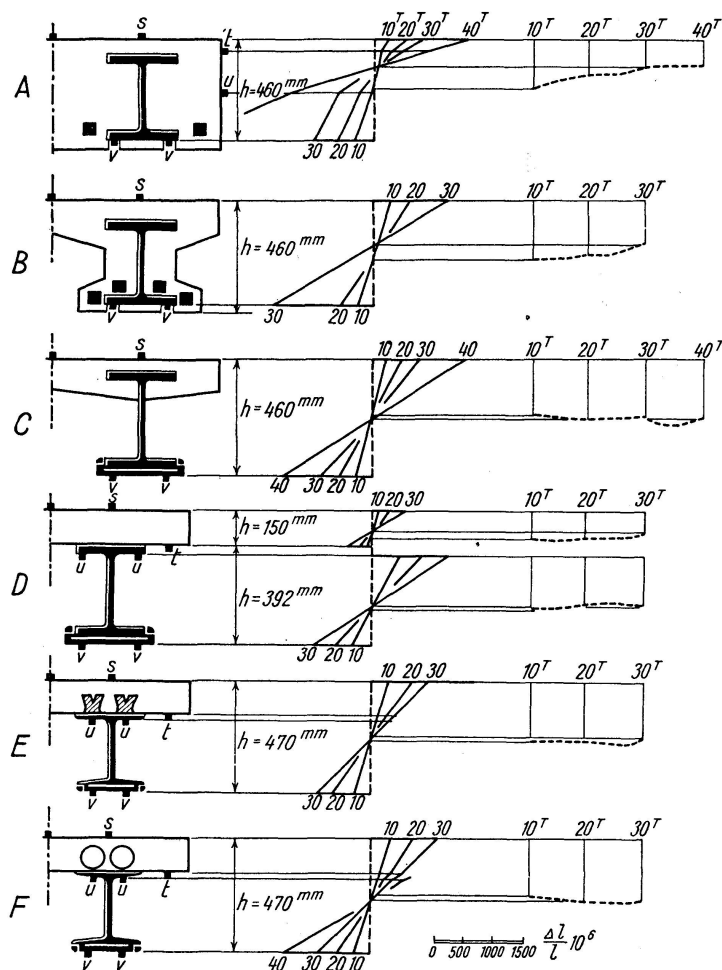


Fig. 4.

Variation de la position de la fibre neutre — Änderung der Lage der neutralen Axe — Variation in the position of the neutral axis.

1<sup>0</sup> ----- Axe des poutres. Demi-sections des 6 poutres A, B, C, D, E, F, essayées avec 4 vérins chargés chacun successivement à 10, 20, 30 et 40 t — Balkenaxe. Halbe Querschnitte der 6 Versuchsbalken A, B, C, D, E, F. Die Pressen wurden nacheinander mit 10, 20, 30 und 40 t belastet — Beam axis. Half cross-section of the 6 test beams A, B, C, D, E and F. The 4 presses were loaded successively with 10, 20, 30 and 40 tons.

2<sup>0</sup> ——— Déformations unitaires (Allongements ou raccourcissements) mesurées avec les cordes sonores s, t, u, v placées sur le béton et l'acier à l'échelle ci-dessus — Spezifische Formänderung (Verlängerung oder Verkürzung), gemessen mit den Stahlsaiten s, t, u, v, die auf dem Beton und dem Stahl befestigt wurden, gemäß dem obenstehenden Maßstab — Specific change in shape (lengthening or shortening), measured with the steel wires s, t, u, v, which were fixed to the concrete and to the steel, according to the above scale.

3<sup>0</sup> ----- Déplacement de la fibre neutre dans la section médiane des poutres essayées A, B, C, D, E, F d'après des mesures de déformations indiquées en 2<sup>0</sup> — Verschiebung der neutralen Axe im mittleren Querschnitt der Versuchsbalken A, B, C, D, E, F auf Grund der unter 2<sup>0</sup> gegebenen Maße der Formänderung — Displacement of the neutral axis in the middle cross-section of the test beams A, B, C, D, E and F based on the measurements of change in shape given under 2<sup>0</sup>.



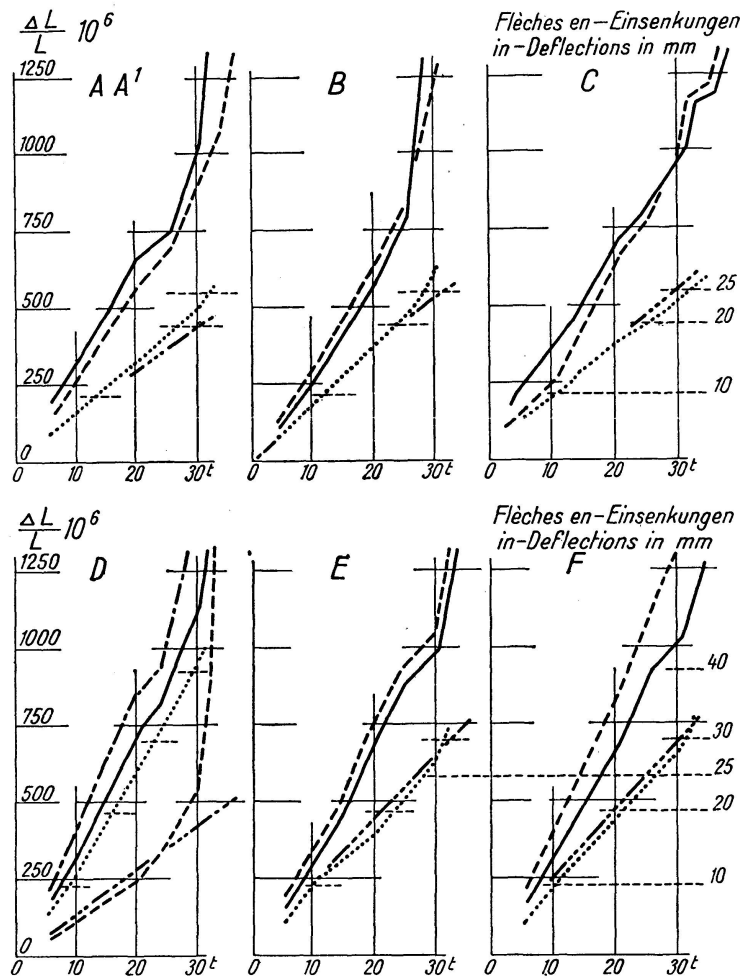


Fig. 5.

Relevé des mesures faites sur les tabliers d'essai — Zusammenstellung der Messungen an Versuchsträgern — Summary of measurements made on experimental roadway slabs.

En abscisses: Charges en tonnes pour chacun des 4 vérins.  
 Als Abszissen: Belastungen in t für jede der 4 Pressen.  
 As abscissae: Loads in metric tons for each of the 4 screw jacks.

En ordonnées: Déformations unitaires en  $\mu$  par mètre =  $\left. \begin{matrix} \frac{\Delta L}{L} \cdot 10^6 \\ \frac{\Delta L}{L} \cdot 10^6 \end{matrix} \right\}$   
 Als Ordinaten: Einheitsformänderungen in  $\mu/m$  =  
 As ordinates: Unitary deformations in  $\mu$  per metre =

A—A<sup>1</sup>, B. C. D. E. F.: Types de tabliers d'essai.  
 A—A<sup>1</sup>, B. C. D. E. F.: Typen von Versuchsfahrbahnen.  
 A—A<sup>1</sup>, B. C. D. E. F.: Types of experimental roadway slabs.

- Acier tendu  
Eisen unter Zugspannungen  
Steel subjected to tension
- Acier comprimé  
Eisen unter Druckspannungen  
Steel subjected to compression
- - - Béton comprimé  
Beton unter Druckspannungen  
Concrete subjected to compression
- ..... Flèches mesurées en mm  
Gemessene Einsenkungen in mm  
Measured deflections in mm
- Flèches théoriques  $m = 10$   
Theoretische Einsenkungen  $m = 10$   
Theoretical deflections  $m = 10$

sur la face latérale pour déterminer la position de la fibre neutre. Les mesures de déformation unitaires et des flèches ont donné les mêmes résultats pour les tabliers  $A$  et  $A_1$ .

La figure 5 indique pour les poutres  $A$  et  $A_1$

1<sup>o</sup> Les raccourcissements unitaires de la fibre la plus comprimée du béton rapportée en  $\mu$  par mètre ainsi que les allongements unitaires également en  $\mu$  par mètre, de la fibre la plus tendue de l'acier sous l'action des quatre vérins donnant chacun successivement 10, 15, 20, 25, 30, 35, 45 t après retour au zéro entre chaque charge.

2<sup>o</sup> Les flèches en millimètres.

Les premières fissures ont apparu au milieu de la portée sous la charge de 30 t sur toute la face inférieure horizontale et se sont propagées verticalement à partir de 35 t sur la face verticale (fissures  $A$  et  $B$ ). A 30 t l'acier tendu des poutrelles et des billettes avait une contrainte de l'ordre de 23 kg/mm<sup>2</sup> égale à la limite élastique de l'acier. A 35 t, apparition de la flèche résiduelle permanente ce qui limite le domaine élastique du tablier. Entre ces deux limites 30 et 35 t de nouvelles fissures ont apparu notamment en  $C$  et  $D$ . Les dernières fissures  $E$  et  $F$  les plus rapprochées des appuis se sont produites au moment de la rupture.

Le béton comprimé n'a commencé à se rompre par écrasement, gonflement et soulèvement que sous la charge de 45 t par vérin, ainsi qu'on l'a constaté au moment de la démolition du béton, ce dernier n'était rompu qu'au-dessus des ailes supérieures des poutrelles.

Le moment fléchissant maximum dû au poids mort était de 18 tm, celui donné par les quatre verins, au moment de la rupture de 256 tm, soit au total 274 tm alors que le moment maximum donné par la charge permanente et la surcharge prévue au Règlement de 1927 majorée du coefficient dynamique de 1,35 aurait seulement été de 64 tm. Le coefficient de sécurité par rapport à la rupture est donc de 4,28 et celui par rapport à la limite élastique légèrement supérieur à 3. La flèche permanente des poutrelles déformées était de 0,15 m pour une portée de 7,70 m au moment de la rupture. Aucun glissement des poutrelles dans le béton n'a été constaté, notamment aux abouts des tabliers.

Les raccourcissements du béton ainsi que les allongements de l'acier sont proportionnels aux charges lorsque la pression par vérin varie de 10 à 20 t. Ils croissent ensuite moins vite sous des charges comprises entre 20—25 t, puis sont à nouveau proportionnels aux efforts exercés jusqu'au moment où la limite élastique de l'acier est dépassée, ce qui se produit sous une charge comprise entre 30 et 35 t. Le ralentissement remarqué dans les déformations sous une charge comprise entre 20—25 t n'est pas dû à des erreurs de lecture. Il a été constaté dans les essais des autres tabliers et correspond sans doute à l'adaptation plastique des matériaux aux efforts.

Les quatre points indiqués sur la figure 4 représentant les déformations unitaires en  $s$ ,  $t$ ,  $u$ ,  $v$ , ne sont pas alignés même dans la partie élastique des essais. La fibre neutre remonte vers la face comprimée avec l'augmentation de la charge. Sous une pression de 10 t par vérin, la fibre neutre est au-dessous de la moitié de la hauteur de la poutre; sous une pression de 40 t elle est presque au quart supérieur.

La concordance des formules classiques du béton armé avec les mesures effectuées est obtenue dans le domaine élastique, en prenant pour  $m$  une valeur voisine de 10.

*Tabliers allégés B—C.*

Ces tabliers *B* et *C* sont allégés par rapport aux types *A* et *A*<sub>1</sub> le béton situé dans la zone tendue ayant été évidé.

*Tablier B.* Il est constitué par deux poutrelles *H N* de 380 de hauteur, laminées par Hagondange. Le renforcement de l'acier tendu est obtenu par l'adjonction à la partie inférieure de 4 billettes en acier 40 × 40 de longueurs variables et disposées de façon que le maximum d'acier soit au milieu de la portée. La liaison n'était obtenue par aucun dispositif spécial, les armatures transversales de 12 mm de diamètre, à raison de 10 par mètre, enserrant simplement le béton au voisinage des ailes.

*Essais de flexion.* Ce tablier fut essayé à la flexion dans les mêmes conditions que les tabliers *A* et *A*<sub>1</sub> (charges croissantes de 10 à 44 t avec retour au zéro entre chaque charge). Les premières fissures se sont produites à 22 t dans les sections d'about des deux billettes *M*, sur la face inférieure du béton tendu et également sur les deux faces verticales; puis de nouvelles fissures se sont produites entre les sections *M* et *N* avec l'augmentation des charges. Dès que les charges atteignirent 30 t par vérin, les billettes n'étant plus ancrées à leur extrémité par suite de l'importance des fissures du béton tendu entre *M* et *N*, la partie résistante se réduisit en deux poutrelles et au béton comprimé. Le béton s'écrasa entre les vérins 3 et 4 sous une charge de 34 t. Celle-ci est légèrement inférieure à celle que normalement un tablier enrobé du type normal composé seulement de deux poutrelles de 380, aurait supporté.

Cet essai est intéressant en ce sens qu'il montre un exemple qu'il ne faut pas imiter. Les variations brusques de sections entraînent des variations de rigidité, localisent les déformations et par suite les contraintes, ce qui favorise la formation des fissures.

*Tablier C.* Le tablier est également constitué par deux poutrelles de 380 *H N*, mais le renforcement de l'aile inférieure est obtenue par soudure d'un plat de 350 × 12 et de 4,80 m de longueur. La liaison du béton à la poutrelle est obtenue par trois ronds de 12 mm par mètre courant de poutrelle traversant l'âme par des trous de 25 mm de diamètre. Le gain de poids d'un tablier du type *C* par rapport à un autre type *A*, serait d'environ 1000 kg par mètre linéaire pour une portée de 7,70 m soit sensiblement de 30 %.

Le pont de Sury-le-Comtal est de ce type.

Ce tablier fut essayé à la flexion dans les mêmes conditions que les tabliers précédents (fig. 5). Aucune fissure n'a été constatée dans le béton de la dalle toujours comprimée. Le tablier s'est rompu sans fissuration préalable apparente par écrasement du béton à la partie supérieure comprimée avec gonflement et soulèvement, sous une charge de 44 t de chacun des quatre vérins. Le moment fléchissant maximum dû au poids mort étant de 12 tm environ, celui donné par les vérins était, au moment de la rupture, de 251 tm, soit au total 263 tm alors que le moment donné par la charge permanente et la surcharge prévue au Règlement de 1927 n'aurait pas dépassé 57 tm. Le coefficient de sécurité à la rupture est donc de 4,6 au lieu de 4,28 dans la poutre *A*. Le coefficient de sécurité du tablier, lorsque la limite élastique de l'acier des poutrelles est atteinte sous une charge de 35 t par vérin, est de 3,2. La flèche permanente des poutrelles déformées était de 0,13 m au moment de la rupture.

Les abouts des poutrelles en acier n'avaient pas bougé par rapport à

l'about en béton du tablier, ce qui indique que la liaison de la poutrelle au béton avait été satisfaisante.

Lorsque la déformation élastique du tablier fut atteinte, les cordes sonores firent apparaître dans le béton comprimé, un raccourcissement unitaire de  $1,158 \mu$  par mètre correspondant à une contrainte de  $2,37 \text{ kg/cm}^2$  en prenant  $E_b = 2,05 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$  et dans l'acier un allongement unitaire de  $1172$  par mètre correspondant à une contrainte de  $24 \text{ kg/mm}^2$  en prenant  $E_a = 2,05 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}^2$ . Les mesures de déformation du béton comprimé et de l'acier tendu faites avec cinq cordes sonores, montrent que la fibre neutre conserve très sensiblement la même position qu'elle qu'elle soit la charge non seulement dans le domaine élastique mais presque jusqu'à la rupture (fig. 4).

*Tablier D avec dalle simplement posée sur les poutrelles.*

Ce tablier était constitué par deux poutrelles *HN* de 380 laminées par Hagondange, renforcées par soudure d'une semelle de  $250 \times 12$  de 4,80 m de longueur au milieu de la portée. La dalle en béton avait 15 cm d'épaisseur. Elle était armée symétriquement et simplement posée sans liaison avec les poutrelles.

Les mesures de déformation faites au Laboratoire sur le tablier *D* ont montré l'indépendance complète de la dalle simplement posée et des poutrelles de support, même sous les faibles charges, les deux faces en contact étant l'une tendue (béton) et l'autre comprimée (acier) comme dans l'expérience classique des deux poutres en bois posées simplement sans liaison l'une sur l'autre et fléchies. Il y a donc deux fibres neutres (fig. 4) l'une située sensiblement au milieu de la dalle, l'autre au centre de gravité des poutrelles renforcées à la partie inférieure tendue.

Les premières fissures apparurent à la partie inférieure de la dalle sous un effort de 30 t par vérin. Ces fissures se propageaient à  $45^\circ$  dans la face verticale. La rupture se produisit sous une charge de 37 t par écrasement du béton comprimé avec soulèvement et gonflement sans qu'il y eût lacune ni décollement entre le béton et l'acier.

Un glissement des poutrelles dans le béton fut par contre constaté, les poutrelles semblant être rentrées par rapport aux deux abouts de béton de 18 mm et 34 mm au moment de la rupture.

Les premières flèches permanentes du tablier apparurent sous une charge de 20 t par vérin. Elles atteignirent 0,17 au moment de la rupture du tablier. Les flèches et les contraintes se sont partagées en fonction de l'inertie respective des deux constituants (dalle et poutrelle).

	$m = 10$	$m = 8$
inertie de la dalle	$44\,890 \times 10^8$	$44\,090 \times 10^8$
inertie des poutrelles	$1\,280\,960 \times 10^8$	$1\,024\,770 \times 10^8$
$\frac{I \text{ dalle}}{\Sigma I}$	0,034	0,041
$\frac{I \text{ poutrelles}}{\Sigma I}$	0,966	0,959

La concordance du calcul avec les mesures effectuées dans le domaine élastique est ainsi obtenue à 4 % près en tenant compte seulement des poutrelles en acier.

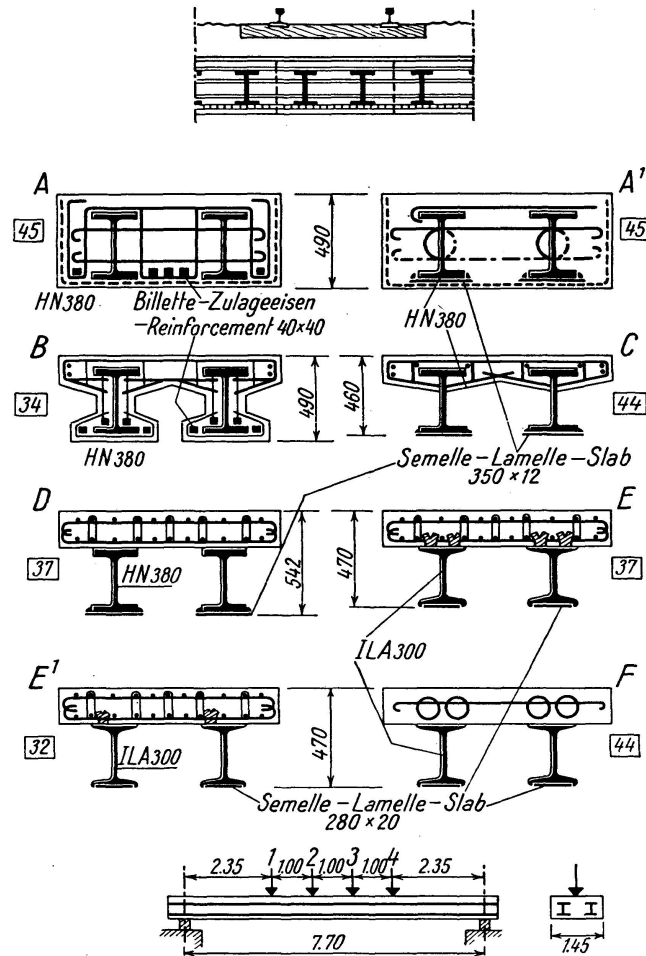


Fig. 6.

Tabliers d'essai. - Coupes transversales — Versuchsfahrbahnen. - Querschnitte —  
Experimental slabs. - Cross-sections.

↓ 1, 2, 3, 4 indiquent la position des 4 vérins pendant les essais. La force de chacun de ces 4 vérins atteignait au moment de la rupture les tonnages indiqués dans les carrés 45, 34 etc. se trouvant vis à vis des schémas ci-dessus.

Die Zahlen ↓ 1, 2, 3, 4 zeigen die Anordnung der 4 Pressen während der Versuche. Die Last jeder dieser 4 Pressen erreichte beim Bruch die in den Vierecken 45, 34 etc. angegebene Anzahl Tonnen.

↓ 1, 2, 3, and 4 indicate the positions of the 4 presses during the tests. The force in tons exerted by each of these 4 presses at the moment of rupture is indicated by the numerals in the squares 45, 34 etc.

Cet essai est très intéressant parce qu'il montre que l'adhérence seule est insuffisante et qu'il est nécessaire de lier de façon spéciale les poutres en acier avec la dalle en béton.

*Tabliers E et E<sub>1</sub> avec dalle liée aux poutrelles par ancrages soudés.*

La dalle, dans ces deux tabliers repose sur les poutrelles auxquelles elle est liée par des ancrages soudés constitués par des plats coudés de 80 × 10.

La différence entre les tabliers  $E$  et  $E_1$  vient de ce que dans la poutre  $E$ , les ancrages sont disposés côte à côte à raison de 10 par mètre courant de poutrelle au droit des appuis et de 6 par mètre courant au milieu de la portée, tandis que dans la poutre  $E_1$ , il y a moitié moins d'ancrages. Les essais avaient été précisément faits pour déterminer le nombre d'ancrages nécessaires à la liaison. Les poutrelles en acier étaient des  $I$  à larges ailes de 300 à faces non parallèles, renforcées à leur partie inférieure par une semelle soudée de  $280 \times 20$  et de 5,50 m de longueur. La dalle en béton avait 15 cm d'épaisseur; elle était armée symétriquement aussi bien pour le tablier  $E$  que pour le tablier  $E_1$ . Ce type d'ancrage avait déjà été utilisé sur quinze ouvrages de la région Ouest, construits de 1924 à 1937. En 1941, 12 ponts-rails, dont 8 à travée continue, ont été construits suivant ce type par la S. N. C. F.

Les premières fissures apparurent sur la face inférieure de la dalle lorsque la charge par vérin atteignit 26 t pour la poutre  $E_1$  et 30 t pour la poutre  $E$ . Ces fissures se propagèrent sur la face verticale de la dalle. Il y eut glissement et soulèvement du béton sur la poutrelle pour le tablier le moins ancré seulement et dans les conditions suivantes: à partir de 30 t glissement du béton par rapport à la poutrelle, ce glissement étant de 24 mm à l'extrémité. Puis décollement de la dalle en béton qui paraissait soulevée de 22 mm au-dessus de la face supérieure de l'aile de la poutrelle, la lacune entre béton et acier s'étendant sur 3,50 m environ. La rupture se produisit pour ces deux poutres par écrasement du béton sous les charges respectives de 37 t pour le tablier  $E$  et de 32 t pour le tablier  $E_1$ . Au moment de la rupture, le moment fléchissant maximum dû au poids mort et à la pression des quatre vérins était de 217 tm pour le tablier  $E$  et de 189 tm pour le tablier  $E_1$ , ce qui faisait ressortir les coefficients de sécurité respectifs de 4,2 et de 3,7 par rapport à la charge permanente et aux surcharges du Règlement de 1927.

La démolition des dalles des tabliers au marteau pneumatique, après leur rupture, a permis de constater que les soudures des ancrages s'étaient parfaitement comportées dans le tablier  $E$ , mais avaient cédé pour certains ancrages du tablier  $E_1$  situés entre l'appui et le deuxième vérin.

La flèche permanente des poutrelles déformées était de 0,155 m pour le tablier  $E$  et de 0,162 m pour le tablier  $E_1$ . Les cordes sonores (fig. 4) ont fait apparaître une position de la fibre neutre à peu près constante aussi bien pour  $E$  que pour  $E_1$  et au voisinage du milieu de la hauteur totale du tablier, dalle en béton comprise. Le comportement de ces deux tabliers, sous les essais de flexion, est donc tout à fait différent de celui du tablier  $D$  dont la dalle n'était pas ancrée.

Les essais sur  $E$  et  $E_1$  ont montré le nombre des ancrages nécessaires pour la liaison.

La déformation élastique des tabliers est atteinte lorsque la charge est de 32 t par vérin pour la poutre  $E$  et de 25 t pour la poutre  $E_1$ . A ce moment, le coefficient de sécurité, par rapport aux surcharges du Règlement de 1927, était respectivement de 3,3 pour la poutre  $E$  et de 2,6 pour la poutre  $E_1$ .

Concordance avec le calcul classique.

La concordance entre les mesures et le calcul classique est obtenue avec  $m = 8$  pour les deux tabliers.

*Tablier F.*

Le tablier *F* diffère des tabliers précédents *E* et  $E_1$  seulement par la liaison entre la poutrelle et le béton. Cette liaison est réalisée suivant le procédé Alpha par des spires en rond de 14 mm de diamètre, au pas de 20 cm, le diamètre extérieur des spires étant de 130 mm. Le pas des spires était constant sur toute la longueur de la poutre, mais le nombre de celles-ci était doublé au voisinage des appuis sur une longueur de 2 m. Une application de ce système de liaison a été faite en 1938 par M. CAMBOURNAC au pont-rails ballasté, en treillis soudés, des Joncherolles.

Aucune fissure ne fut observée dans le béton avant la rupture qui se produisit brusquement à 44 t par écrasement, gonflement et soulèvement du béton à la face supérieure comprimée de la dalle au droit du vérin n° 3. Après démolition du béton de la dalle au brise-béton, les soudures des spires ne présentèrent aucune altération. Au moment de la rupture, le moment fléchissant maximum dû au poids mort et à l'action des vérins était de 257 tm. Alors que le moment donné par la charge permanente et la surcharge prévue au Règlement de 1927 n'aurait pas dépassé 51 tm. Le coefficient de sécurité à la rupture est donc de 5. Les mesures de déformation faites avec les cordes sonores font apparaître une fibre neutre de position absolument constante quelle que soit l'importance de la charge et presque exactement au milieu de la hauteur totale du tablier complet, dalle comprise (fig. 4). Elles ont permis de constater également que ce tablier se comportait de la même façon que le tablier *E* dans le domaine des déformations élastiques puisque pour une même valeur de la flèche, soit 25 mm correspondant à une charge de 27 t par vérin, l'allongement unitaire de la poutre *E* fut de 965 par mètre et celui de la poutre *F* de 950 par mètre.

La première flèche permanente résiduelle est apparue sous une charge de 34 t par vérin, faisant ressortir un coefficient de sécurité par rapport à la limite élastique de 3,50 par rapport aux surcharges du Règlement de 1927. La flèche permanente des poutrelles déformées était de 0,15 m au moment de la rupture.

## Concordance avec le calcul classique.

La concordance entre les mesures des déformations et des contraintes et le calcul classique du béton armé a été trouvé pour  $m$  compris entre 9 et 10.

*Efforts tranchants.*

Les sept tabliers *A*,  $A_1$ , *B*, *C*, *E*,  $E_1$ , *F* ont été soumis à des efforts tranchants de l'ordre de 180 t. Les essais eurent lieu, à l'aide de deux vérins de 100 t de puissance placés côte à côte, agissant sur un poitrail formé par un fer I à 0,75 m de l'un des appuis des tabliers, ce qui permettrait d'obtenir des efforts tranchants totaux de 180 t, soit le double de ceux obtenus durant les essais de flexion.

*Tabliers A— $A_1$ .* Les premières fissures (*a*) sont apparues aux efforts tranchants lorsque la charge atteignit 55 t par vérin, soit au total 110 t pour le tablier *A* et 65 t par vérin, soit au total 130 t pour le tablier  $A_1$ . D'autres fissures (*b*) se produisirent sous une charge totale de 150 t pour chacun des deux tabliers. Aucune nouvelle fissure n'est apparue lorsque la

charge totale atteignit 200 t. Ces fissures ne présentaient nullement l'obliquité caractéristique des fissures d'efforts tranchants.

Sous la charge maxima des vérins, soit 200 t les contraintes dues à la flexion dépassent, en effet, de beaucoup les limites de résistance du béton tendu, qui est de 30 kg/cm<sup>2</sup> suivant les mesures effectuées sur des éprouvettes cylindriques. Sous cette même charge, les contraintes calculées sont de :

23,6 kg/cm<sup>2</sup> pour le cisaillement du béton avec  $m = 10$ .

8,1 kg/mm<sup>2</sup> pour le cisaillement de l'acier des poutrelles,

et par suite inférieure à la limite de résistance. Les tabliers en poutrelles enrobées possèdent donc, grâce à l'âme des poutrelles, une résistance considérable à l'effort tranchant et de beaucoup supérieure à celle des poutres de même hauteur en béton armé.

*Tablier B.* L'action des vérins s'exerçait dans une section du tablier où l'épaisseur du béton d'enrobage de l'âme des poutrelles était réduite à 20 cm.

Une première fissure, inclinée sensiblement à 45°, est apparue au droit de l'appui sous une charge totale de 30 t correspondant à un effort tranchant de 27 t. Une nouvelle fissure s'est produite sensiblement dans le prolongement de la première avec la même inclinaison sous une charge de 164 t produisant un effort tranchant de 148 t dans le tablier.

Les fissures ne pouvaient être que des fissures d'effort tranchant comme le laissait prévoir le résultat des calculs. Les contraintes calculées sous un effort tranchant de 148 t étaient, en effet, les suivantes :

Cisaillement du béton 63,5 kg/cm<sup>2</sup> avec  $m = 10$

Cisaillement de l'acier 5,7 kg/mm<sup>2</sup>

La résistance au cisaillement du béton était donc largement dépassée et aucun report sur le métal des efforts développés dans le béton, ne pouvait se produire par suite de l'absence de barres transversales de liaison.

*Tablier C.* Les essais furent poussés jusqu'au maximum de la charge réalisable, soit 200 t sans faire apparaître de fissure. Les contraintes relatives à l'effort tranchant calculé avec  $m = 10$  au droit des barres transversales de liaison étaient les suivantes :

Cisaillement du béton 41,6 kg/cm<sup>2</sup>

Cisaillement de l'acier 6,4 kg/mm<sup>2</sup>

Les armatures de liaison traversant l'âme des poutrelles ont donc reporté sur le métal une partie des efforts développés théoriquement dans le béton.

L'efficacité de ces armatures avait déjà été signalée par M. CAMBOURNAC, lors de ses essais effectués en 1927 sur des tabliers à poutrelles enrobées.

*Tabliers E, E<sub>1</sub> et F.* Les essais furent poussés jusqu'au maximum de la charge réalisable sans faire apparaître de fissure dans les dalles.

*Recherche du mode de liaison le plus efficace du béton et des poutrelles dans les tabliers E, E<sub>1</sub> et F.*

Les trois tabliers E<sub>1</sub>, E et F se sont rompus à la flexion sous des charges très différentes 32, 37 et 44 t, bien que leurs modules d'inertie soient égaux. L'explication ne peut en être trouvée que dans la différence du mode de liaison de la dalle en béton armé, aux poutrelles.



Tabliers  $E$ ,  $E_1$ . La liaison était obtenue, dans les tabliers  $E$ ,  $E_1$ , par des ancrages en plats coudés dans la proportion de un ancrage dans le tablier  $E_1$  pour 2 dans le tablier  $E$ . Aux cours des essais, certains ancrages du tablier  $E_1$  se sont dessoudés, mais aucun ne céda dans le tablier  $E$ . Le calcul montre que les contraintes de cisaillement dans les soudures dépassaient pour le tablier  $E_1$  la résistance limite au cisaillement.

Sous une charge de 30 t par vérin, soit au total 120 t les contraintes calculées étaient, en effet, de :

34,2 kg/mm<sup>2</sup> au droit de l'appui  
38,6 kg/mm<sup>2</sup> à 2 m de l'appui  
4,8 kg/mm<sup>2</sup> au milieu de la portée

alors que la limite de rupture du cisaillement des cordons de soudure réalisés ne devait guère dépasser 28 à 30 kg/mm<sup>2</sup>, d'après les expériences effectuées tant en France qu'à l'étranger.

A ces chiffres, il faut ajouter les contraintes dues à la charge permanente qui sont au maximum de 2 kg pour le tablier  $E_1$ . Les contraintes maxima calculées dans la soudure, sous la charge permanente et la surcharge prévue au Règlement de 1927 majorée du coefficient dynamique de 1,35 auraient été de 22 kg/mm<sup>2</sup> pour le tablier  $E_1$ . Les arrachements d'ancrages, qui se sont produits dans le tablier  $E_1$ , dès que la charge dépassa 30 t par vérin, sont donc dus aux efforts de cisaillement horizontal sous l'action de l'effort tranchant.

*Tablier F.* Les spires, d'un diamètre extérieur de 13 cm étaient constitués par des aciers ronds de 14 mm, au pas de 10 cm sur une longueur de 2 m à partir de chaque extrémité du tablier et au pas de 20 cm dans la partie centrale.

Sous une charge de 30 t par vérin, soit au total 120 t, la contrainte calculée de cisaillement dans la soudure des ancrages était :

12,6 kg/mm<sup>2</sup> au droit des appuis  
22,6 kg/mm<sup>2</sup> à 2 m des appuis  
2,3 kg/mm<sup>2</sup> au milieu de la portée.

Sous l'action de la charge permanente et celle de 44 t par vérin, elles atteignaient même 33,5 kg dans une zone située à 2 m de l'appui. Les contraintes calculées dans la soudure, sous la charge permanente et la surcharge du Règlement de 1927 auraient été de 8 kg/mm<sup>2</sup> au maximum, d'où un coefficient de sécurité de l'ordre de 4 par rapport à la rupture.

#### *Liaison de la dalle en béton armé et des poutres métalliques.*

Ces trois exemples font ressortir l'importance capitale de la liaison de la dalle aux poutres métalliques. Celle-ci doit être suffisante pour éviter toute contrainte exagérée dans les soudures ou les rivures des ancrages. On peut utiliser, pour cette liaison, des crochets en spirale, constitués par des aciers ronds soudés semblables à ceux indiqués sur le dessin du type C (fig. 7).

En résumé, les tabliers expérimentés peuvent, à l'exception du tablier  $D$ , être assimilés à des tabliers en béton armé et comme tels être calculés suivant les formules du Règlement de 1934 en adoptant comme valeur de  $m$  un nombre compris entre 8 et 10, tout au moins lorsque le béton d'enrobage a 28 jours de prise.

Les tabliers *A*, *A*<sub>1</sub>, *C*, *E* offrent un coefficient de sécurité à la rupture supérieure à la rupture supérieure à 4, l'écrasement du béton s'étant produit sous une charge par vérin sensiblement proportionnelle à leurs modules d'inertie respectifs.

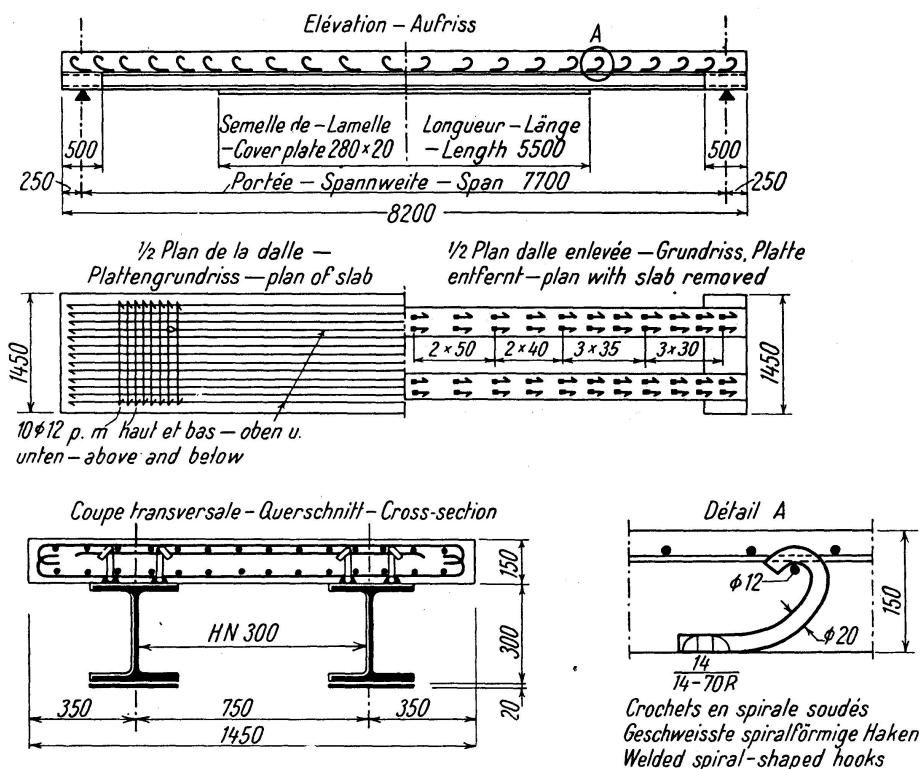


Fig. 7.

Tablier proposé „G“ — Vorschlag „G“ — Proposal „G“.

### Essais sur des ouvrages en service.

Des essais ont été effectués au cours des années 1939—1944 sur différents ouvrages de la S. N. C. F. avec tabliers analogues aux types *A*, *A*<sub>1</sub>, *C*, *E*, des tabliers d'essais.

**Pont de Pouxoux.** Le pont de Pouxoux est constitué par deux tabliers indépendants, de types différents, de 14 m de portée, les poutrelles étant complètement enrobées. Dans le tablier *N*, le plus lourd, il y a neuf poutrelles; dans le tablier *A*, six seulement, ce dernier ayant été renforcé par dix-huit billettes de 50 x 50 de longueurs variables. Le béton est dosé dans le tablier *A* à 400 kg de ciment au lieu de 300 kg dans le tablier *N*.

Les flèches ont été mesurées au milieu de la portée de chacune des poutrelles des tabliers sous la charge d'une locomotive tender type 141 TB pesant 88 940 kg. Elles variaient dans le tablier *A* de 3,2 mm à 4,2 mm à onze jours et de 2,3 à 2,6 mm à 5 ans. Cette différence de flèches des poutrelles tient à l'augmentation de raideur des poutres de rive due à la console un peu massive qui leur est accolée. Les flèches dans le second tablier *N* variaient du 3 à 3,8 mm à onze jours, soit 10% de moins que celles du tablier *A*. Les déformations unitaires, mesurées avec des témoins sonores noyés dans le béton et des cordes sonores soudées sous les ailes des poutrelles ont fait ressortir après cinq ans dans le tablier *A* une

augmentation de la contrainte sous la surcharge mobile de  $0,8 \text{ kg/mm}^2$  pour la partie tendue des poutrelles de  $16 \text{ kg/cm}^2$  pour le béton tendu et de  $22 \text{ kg/cm}^2$  pour le béton comprimé.

La comparaison des contraintes mesurées et des contraintes calculées avec  $m=5$  fait apparaître une bonne concordance.

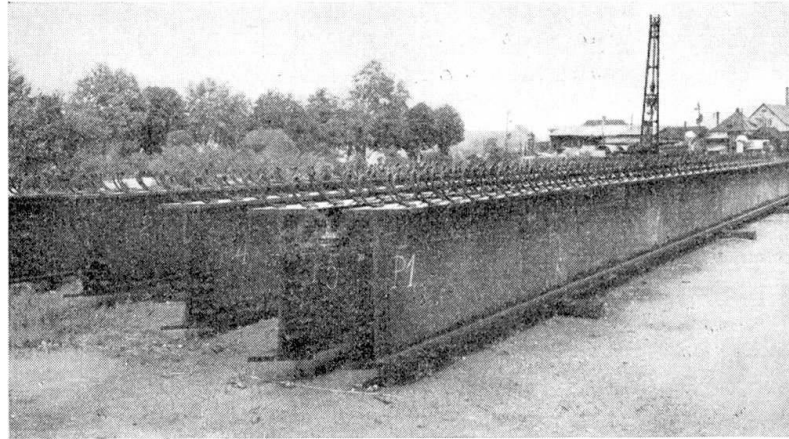


Fig. 8.

Poutre en I de 1,00 m de hauteur avec les ancrages soudés pour liaison avec le tablier en béton armé — I-Träger von 1 m Höhe mit den angeschweißten Verankerungen zur Verbindung der Eisenbetonfahrbahn — I-girder 1 metre high, with welded anchorage for connecting to the reinforced concrete roadway.

*Pont de la Veuve.* Le pont de la Veuve est également constitué par deux tabliers indépendants de type différent, un pour chaque voie, de 12 m de portée. Le tablier type A s'est montré un peu moins rigide que le tablier du type du normal, la flèche étant de 10 % plus élevée.

Les contraintes mesurées à onze jours sont de 10 % plus faibles que les contraintes calculées avec  $m=10$ . Elles diminuent encore avec l'âge et semblent coïncider à cinq ans avec les contraintes calculées avec  $m=5$ .

*Pont Vauban et pont du Petit Rhin.* Les flèches de ces deux ouvrages de ce pont-route à l'aide de gueuse de fonte. La surcharge concentrée de 62,5 t était également répartie sur les 5 poutres, à raison de 12,5 t par poutre.

Les flèches mesurées, après construction de la dalle en béton et avant établissement de la chaussée, étaient d'environ 8 mm pour chacune des poutres. Elles coïncidaient, à 10 %, près, avec les flèches calculées en prenant  $m=5$ .

*Pont Vauban et pont du Petit Rhin.* Les flèches de ces deux ouvrages ont été mesurées sous la surcharge de locomotives 150 E, une au pont Vauban et deux au pont du Petit Rhin.

Les flèches mesurées ont été respectivement de 2,2 mm et de 8,9 mm alors que les flèches calculées, avec  $m=5$ , étaient de 7,8 mm et de 12 mm.

*Pont de Courbevoie.* Les essais sur cet ouvrage ont été exécutés cinq ans après bétonnage. Les flèches mesurées sous la surcharge d'une locomotive 231 B avec essieux de 19,3 t pour chacune des cinq poutres variaient de 2,5 mm à 9,5 mm. La résistance plus grande de la poutre de rive est due à la console massive qui lui est accolée. Ce pont s'est révélé aux essais plus rigide que le calcul ne le faisait prévoir.

*Pont de Sury-le-Comtal.* Les flèches ont été mesurées sous la charge d'une locomotive 141 D, pesant avec son tender 154 t. La particularité de ces essais est d'avoir été effectués 19 ans après la construction du tablier qui avait été calculé, comme nous l'avons dit précédemment en prenant en compte le béton armé de la dalle. Les flèches mesurées sont les mêmes pour les quatre poutres parce que le tablier est symétrique, une console étant accolée à chaque poutre de rive. Elles sont très légèrement inférieures aux flèches calculées avec  $m = 5$  puisqu'elles atteignent 11,2 mm au lieu de 11,4 mm calculées. Les déformations unitaires de l'acier tendu ont été mesurées à l'aide de cordes sonores. Les contraintes déduites de ces mesures ( $3,5 \text{ kg/mm}^2$ ) sont inférieures de 15 % aux contraintes calculées.

Deux conclusions à tirer de ces expériences: Bien centrer les charges et ne pas faire surabondant.

*Pont de Joinville-le-Pont.* Les essais ont été effectués trois ans après la construction de l'ouvrage, sous la surcharge d'une locomotive 230 K et de son tender pesant au total 141 400 kg.

Cet ouvrage ne comporte que quatre poutres, mais la charge n'est pas toujours bien centrée, car la voie est en courbe de 800 mètres de rayon et en dévers de 80 mm et parce que la poutre de rive présente une console massive qui modifie son inertie. Malgré cette assymétrie des charges, les flèches des quatre poutres sont très sensiblement égales, puisqu'elles varient de 13,3 mm pour la poutre de rive à 13,9 mm pour la poutre opposée. La flèche calculée avec  $m = 5$  est de 21 mm.

Le pont est donc plus rigide que le prévoyait le calcul.

#### Concordance avec le calcul classique.

Les contraintes, déduites des mesures de déformation unitaires, faites avec les appareils HUGGENBERGER et les cordes sonores soudées sur la face inférieure des ailes comprimées et tendues des poutres métalliques montrent que les contraintes mesurées sont de 20 % inférieures aux contraintes calculées avec  $m = 5$ .

#### Méthodes de calcul et projets d'ouvrages mixtes acier-béton armé.

*Méthodes de calcul.* Les expériences de laboratoire et les essais effectués sur les ponts réels nous ont montré que les ouvrages mixtes pouvaient être calculés comme des ouvrages en béton armé, sous réserve d'être bien conçus et bien exécutés.

Nous nous occuperons d'abord des ouvrages mixtes à travée indépendante dans lesquels le béton est toujours comprimé.

#### <sup>10</sup> Pont-rail, à travée indépendante, de portée inférieure à 20 m.

Le pont à poutrelles enrobées est le plus pratique d'exécution, en même temps que le plus économique des ponts métalliques. Nos essais et nos

expériences ont toutefois montré que de nouvelles économies pouvaient être apportées au type actuel en réduisant le tonnage d'acier d'environ 20 %.

Dans le type classique, les âmes des poutrelles qui résistent uniquement à l'effort tranchant sont surabondantes, il y a donc intérêt à en diminuer le nombre: 5 ou 6 au lieu de 9, quitte à renforcer l'acier tendu des semelles intérieures devenu insuffisant par des armatures en ronds à béton. Ce renforcement est plus économique que celui réalisé à l'aide de semelles soudées.

L'emploi d'acier 54 pour les poutrelles sera parfois avantageux; cela dépendra de la portée et de l'épaisseur du pont. Malgré une légère augmentation de prix, l'acier 54 offre, en effet, une augmentation de résistance de 20 % par rapport à l'acier 42 (17 kg au lieu de 14 kg).

L'ouvrage étant peu épais, la contrainte du béton comprimé sera grande ce qui nécessitera une augmentation du dosage du béton, qui devra être porté de 300 à 400 kg par m<sup>3</sup>. L'augmentation du prix du tablier ne sera, de ce fait, que de 2 %. Il y a lieu de remarquer à ce sujet que dans les ponts à poutrelles enrobées, le béton, bien que considéré comme simple remplissage, travaille en réalité à des taux très élevés aussi bien en compression qu'en traction. S'il n'en est pas résulté jusqu'à présent de mécompte, cela tient au fait que le béton comprimé se trouve en partie fretté par les poutrelles.

On n'attachait pas d'importance, au début de la construction de cet ouvrage, à cet effet de demi-frettage et de nombreux tabliers ont été construits sans barre transversale pour empêcher les poutrelles de céder sous le gonflement transversal du béton comprimé. Mais on reconnut très vite la nécessité de ces barres qui, limitées primitivement aux poutres voisines des rives, sont maintenant étendues, dans le type courant, à toute la largeur du tablier. Dans cette nouvelle conception de l'ouvrage en poutrelles enrobées, comme le béton comprimé est davantage sollicité le nombre des barres passant par des trous percés dans les âmes doit être augmenté. Ces barres doivent être placées le plus près possible du centre de pression du béton comprimé, c'est-à-dire assez haut dans l'âme des poutrelles.

Quant au béton tendu, qui travaille, lui aussi, à des taux élevés, sa fissuration ne doit pas faire craindre de dislocation risquant de mettre l'ouvrage en péril. Les expériences faites en laboratoires ont, en effet, montré, que les fissures qui se sont produites dans la partie tendue des tabliers  $A$  et  $A_1$ , étaient très fines et ne se propageaient pas dans la masse du béton.

L'ouvrage doit être fait pour une seule voie, donc avec une coupure entre les deux tabliers lorsqu'il doit y avoir deux voies accolées. Il faut avoir soin de répartir les charges roulantes aussi également que possible, sur les différentes poutrelles afin d'atténuer les différences de flexion de poutres, les unes par rapport aux autres. La répartition des charges ne pouvant être obtenue de façon parfaite, les poutrelles les plus fléchies devront être soulagées au moyen d'armatures transversales. Presque tous ces dispositions sont couramment employées dans les types d'ouvrages de la S. N. C. F. Les répercussions sur les contraintes du mode d'exécution de l'ouvrage avec ou sans échafaudage doivent être étudiées dans chaque cas particulier.

Le béton devra être naturellement mis en place par pervibration.

*2<sup>o</sup> Pont-rail, à travée indépendante, de portée comprise entre 20 et 35 m.*

Il faut abandonner pour les ouvrages de portée supérieure à 20 le pont à poutrelles enrobées dont le poids mort devient trop considérable, et construire, au contraire, des ouvrages mixtes acier-béton avec dalle en béton armé, le béton étant placé à la partie supérieure et uniquement en compression.

La dalle en béton remplace les semelles d'acier comprimé des tabliers entièrement métalliques.

On utilisera, de préférence, des poutrelles, brutes de laminage, ayant jusqu'à 1 m de hauteur, qui peuvent être laminées d'une seule pièce jusqu'à 35 m de longueur. Les semelles supplémentaires qu'il faudra prévoir à la partie tendue des poutrelles seront soudées, afin de ne pas être obligé de percer, par des trous de rivet, les ailes de ces dernières qui atteignent 40 mm d'épaisseur dans le type renforcé. On utilisera l'acier 54 quand le pont sera fait sans échafaudage, l'acier supportant alors seul le poids propre de l'ouvrage, voie ballastée non comprise.

On pourra utiliser le frettage du béton comprimé, lorsque le pont sera fait sur échafaudages. On fera particulièrement attention au centrage des charges, et pour cela on cherchera à utiliser seulement 4 poutres par tablier à une voie, 2 sous chaque file de rail.

La liaison entre les poutrelles métalliques et le béton comprimé sera particulièrement étudiée pour éviter le glissement du béton sur l'acier, ainsi que le soulèvement de la dalle en béton au-dessus de l'acier. Des crochets en spirale ou tous autres dispositifs équivalents, intéressant toute l'épaisseur du béton et convenablement répartis, pourront être utilisés. Pour diminuer le poids mort, on évidera le béton au maximum sans nuire toutefois à la bonne répartition des charges d'une poutre à l'autre.

*3<sup>o</sup> Pont-rail, à travée indépendante, de portée comprise entre 35 et 50 m.*

Les aciers laminés, dont la hauteur ne dépasse pas 1 m, ne peuvent plus être utilisés. On aura recours à des poutres métalliques composées avec âme pleine ou avec treillis. On donnera aux poutres la hauteur maxima, en réduisant le béton, pour diminuer son poids, à une dalle de compression. On arrivera ainsi à la conception de l'ouvrage mixte, avec dalle en béton armé reposant sur les ailes supérieures d'une poutre métallique en les enrobant légèrement.

On pourrait être tenté de supprimer totalement les semelles supérieures comprimées de cette poutre métallique, mais on est obligé, pour sa mise en place, de lui donner une rigidité transversale suffisante pour éviter son voilement et son gauchissement. Il faut donc se résigner à avoir une semelle supérieure en acier qui ne travaille pas au maximum.

Les ponts de cette portée se faisant généralement sans échafaudage, on emploiera de l'acier 54 pour l'exécution des poutres métalliques.

Toutes les autres précautions signalées pour les ponts précédents doivent être prises (liaison efficace entre béton et acier, dosage du béton à 400 kg, et égale répartition des surcharges roulantes, pervibration du béton).

*4<sup>o</sup> Pont-rail de longueur supérieure à 50 m.*

Nous avons rappelé au début que de nombreux ouvrages de 70 à 300 m de longueur avaient été construits par la S. N. C. F., avec dalle supérieure en béton sans que le béton ait été pris en compte. Ces ouvrages sont, en

général, à travée continue, la dalle supérieure étant dans ce cas, tantôt comprimée, tantôt tendue.

On pourra utiliser la précontrainte pour donner à la dalle de béton une compression initiale de 80 à 100 kg/cm<sup>2</sup> en utilisant une dénivellation d'appui.

#### *5° Renforcement d'ouvrages.*

Le poids des essieux est actuellement de 25 t au lieu de 20 t du Règlement de 1927. On pourra recourir, pour renforcer les ouvrages métalliques, existant à une dalle en béton armé, solidarisée avec la membrure supérieure des poutres, des pièces de pont ou des longerons. Certains ouvrages, atteignant jusqu'à 55 m de portée, ont déjà été ainsi renforcés par la S. N. C. F.

### **Conclusions**

#### *I. Travées indépendantes.*

Il ne s'agit pas de restreindre le champ d'application des ponts en béton armé ou en métal. Ces ponts ont fait leur preuve. Mais l'expérience déjà acquise sur 43 ouvrages et 22 renforcements ainsi que les essais faits par la S. N. C. F. montrent qu'il est avantageux de construire, comme ouvrages mixtes en acier et béton armé, des ponts-rails composés de poutres métalliques avec dalle en béton armé, pour des travées indépendantes pouvant atteindre une portée de 40 m, moyennant certaines précautions. Les ponts de cette portée sont d'ailleurs les plus nombreux parmi tous ceux d'un réseau de chemin de fer.

#### *II. Ouvrage continu avec précontrainte du béton.*

Des tabliers continus en béton armé, associés à des poutres métalliques peuvent être construits, à condition d'annuler, par précontrainte du béton, les tensions au droit des appuis. Cette précontrainte peut être obtenue simplement par dénivellation d'appui.

#### *III. Utilisation pour le renforcement des ouvrages existants.*

La dalle en béton armé, à condition qu'elle soit bien liée aux poutres métalliques, peut être utilisée pour le renforcement des ponts qui, après essais, auront été reconnus insuffisants pour le passage des locomotives avec essieux de 25 t au lieu de 14 t du Règlement de 1891 et 20 t du Règlement de 1927.

#### *IV. Précautions à prendre.*

Les précautions consistent essentiellement à assurer une liaison efficace entre les poutres métalliques et le béton. Il serait en effet à craindre, si l'on comptait uniquement sur l'adhérence, que les poutres métalliques et le béton travaillent indépendamment l'un de l'autre. Il faut donc ajouter des organes de liaison efficace (papillon, ancrage, crochets).

Il faut de plus, évidemment, que la dalle en béton armée assure une bonne répartition des charges sur les différentes poutres. Elle doit donc être conçue pour assurer une sorte d'entretoisement suffisant.

#### *V. Méthode de calcul.*

Si l'ouvrage mixte en acier et dalle en béton armé est bien conçu et bien exécuté, l'expérience montre qu'on peut pour le calculer, l'assimiler à une ouvrage en béton armé, notamment en ce qui concerne la position

de la fibre neutre et les contraintes du béton comprimé et de l'acier tendu des poutrelles. Cet ouvrage mixte est très rigide et fléchit peu sous les surcharges mobiles.

### VI. Avantages.

Les ponts mixtes, composée de poutres métalliques, avec dalle en béton armé, présentent les avantages suivants :

a) Economie de prix. Cet économie provient non seulement de la suppression des semelles comprimées des poutrelles métalliques, mais aussi de la diminution des frais de chantier dûs à la rapidité de la construction et à la diminution du rivetage au chantier, toujours très onéreux.

b) Pendant la construction, diminution des sujétions d'exploitation du chemin de fer ou de la route dûe à la rapidité d'exécution et à l'absence d'échafaudage.

c) Economie et facilité d'entretien.

d) Avantage dû à ce que la voie est sur ballast, d'où bon roulement, possibilité d'établir des voies en courbe et des aiguillages, de modifier le tracé ultérieurement.

e) Bonne tenue de l'ouvrage due à l'augmentation du poids mort par rapport aux surcharges mobiles.

### Résumé

Un usage traditionnel consiste à faire les tabliers de ponts avec de petite voûtes en briques, des tôles embouties plates ou courbes, etc.

Les calculs et les expériences exposés dans le mémoire montrent que l'on peut remplacer ces tabliers par des hourdis, des dalles en béton armé qui concourent à la résistance générale des poutres maîtresses en acier, ce qui permet de diminuer le nombre et le poids de ces dernières et de réaliser ainsi des économies notables. Les essais ont montré que l'on doit réaliser une liaison efficace entre les poutres maîtresses en acier et la dalle en béton pour obtenir un véritable ouvrage mixte en acier-béton armé qui se calcule par les règles ordinaires du béton armé.

On donne des exemples de ponts de chemins de fer de portée unique allant jusqu'à 35 et 50 m. Pour les ponts à plusieurs travées solidaires, un exemple de précontrainte de la dalle en béton armé par dénivellation d'appui est donné.

### Zusammenfassung

Fahrbahntafeln von Brücken wurden früher häufig aus kleinen Backsteingewölben oder aus gepreßten ebenen oder gekrümmten Blechen gebildet.

Die in der vorliegenden Arbeit wiedergegebenen Berechnungen und Erfahrungen zeigen, daß man solche Fahrbahnen durch Hourdis-Decken oder Eisenbetonplatten ersetzen kann, die die Tragfähigkeit der Hauptträger aus Stahl vergrößern. Das erlaubt Zahl und Gewicht dieser Hauptträger zu verkleinern und so bedeutende Einsparungen zu erzielen. Die Versuche haben gezeigt, daß eine wirksame Verbindung zwischen den Stahlträgern und der Betonplatte notwendig ist, um ein wirkliches Verbundtragwerk zu erhalten, das nach den normalen Berechnungsmethoden des Eisenbetons bemessen werden kann.



Es werden Beispiele von Eisenbahnbrücken mit Spannweiten bis zu 35 und 50 m angegeben. Für über mehrere Felder durchlaufende Brücken ist ein Beispiel mit Vorspannung der Eisenbetonplatte durch Auflagersenkung angegeben.

### Summary

Floor slabs in bridges were formerly made of small brickwork arches, or of pressed flat or bent plates.

The calculations and experiences given in the present article show that such floor slabs can be replaced by hourdis ceilings or reinforced concrete slabs which increase the carrying capacity of the main girders of steel. This allows the number and the weight of these main beams to be reduced, so that considerable saving can be made. Tests have shown that an effective connection is necessary between the steel girders and the concrete slab in order to obtain a really connected supporting structure which can be dimensioned in accordance with the standard methods of calculation used for reinforced concrete.

Examples are given of railway bridges with the spans of 35 and 50 metres. For bridges continuous through several bays an example is given with prestressing of the reinforced concrete slab by sinking the supports.