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

Band: 4 (1952)

Artikel: Système nouveau de couverture de ponts routes métalliques par tôle cintrée et béton armé associés

Autor: Robinson, J.R.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-5056

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: 19.02.2026

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

BII 4

Système nouveau de couverture de ponts routes métalliques par tôle cintrée et béton armé associés

New roadway system for road bridges in steel with an associated layer of reinforced concrete

Neues Fahrbahnsystem für Strassenbrücken in Stahl mit einer mitwirkenden Eisenbetonschicht

J. R. ROBINSON
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

Nous avons cherché à apporter une solution au double problème, posé au Congrès de 1948, de l'allègement et de l'amincissement de la couverture des ponts routes métalliques, par l'emploi de tôles cintrées cylindriques concaves vers le haut et associées à une forme de béton de remplissage par des armatures appropriées.

La nécessité de telles armatures a été démontrée par les essais de MM. K. Schaechterle et F. Leonhardt décrits dans la *Bautechnik* des 2 et 16 octobre 1936. Nos efforts ont porté vers le perfectionnement par transformation complète, du système d'attache imaginé par ces auteurs.

Il nous est apparu qu'un bon système d'attache devait comporter de nombreux points de liaison avec la tôle d'une part, et d'autre part assurer le report des efforts sur le béton par des organes présentant une bonne adhérence. C'est pourquoi notre choix s'est porté sur un système composé de plats obliques fixés à la tôle par soudure et de ronds à béton soudés en tête des plats.

Panneaux d'essais

Nous avons constitué nos panneaux d'essais par une tranche du complexe imaginé. La portée choisie, 1,56 m., correspondait à la portée de la couverture dans l'ouvrage que nous avions en vue. La largeur des panneaux, 1,20 m., a été choisie pour proportionner les effets de la flexion et de l'effort tranchant suivant le schéma théorique que nous nous étions formé *a priori* du fonctionnement du système.

Nous avons essayé quatre panneaux formant deux séries distinguées par l'épaisseur du béton en leur milieu, deux panneaux identiques de 12 cm. et deux panneaux identiques de 9 cm. L'épaisseur du béton des panneaux aux appuis était de 5 cm., minimum compatible avec le bon enrobement des barres de liaison.

Les figures 1 et 2 reproduisent les dispositions des panneaux d'essais et permettent

de se rendre compte des dispositions de détail du système de liaison que nous avons utilisé.

Les tôles, plats et ronds, utilisés pour la confection des panneaux, étaient des laminés d'acier doux Thomas ordinaire. Plats et ronds n'ont pas donné lieu à essais. Les tôles ont été étudiées après essai des panneaux par prélèvement d'éprouvettes sur les parties qui n'avaient pas subi de déformations permanentes. Les tôles des panneaux

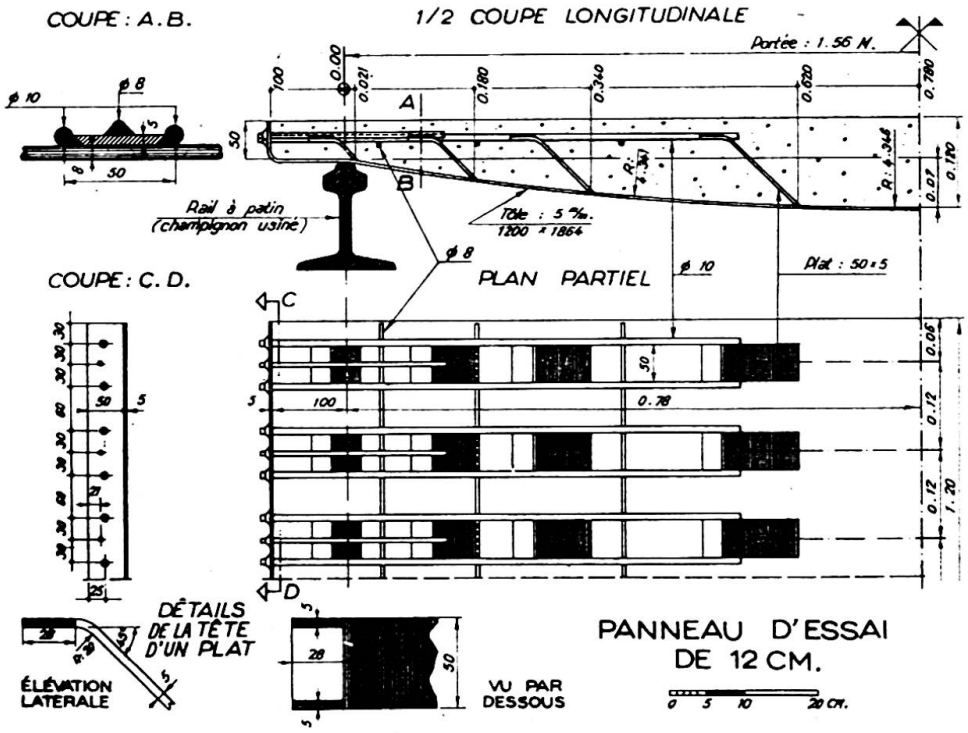


Fig. 1. Dessins du panneau d'essai de 12 cm.

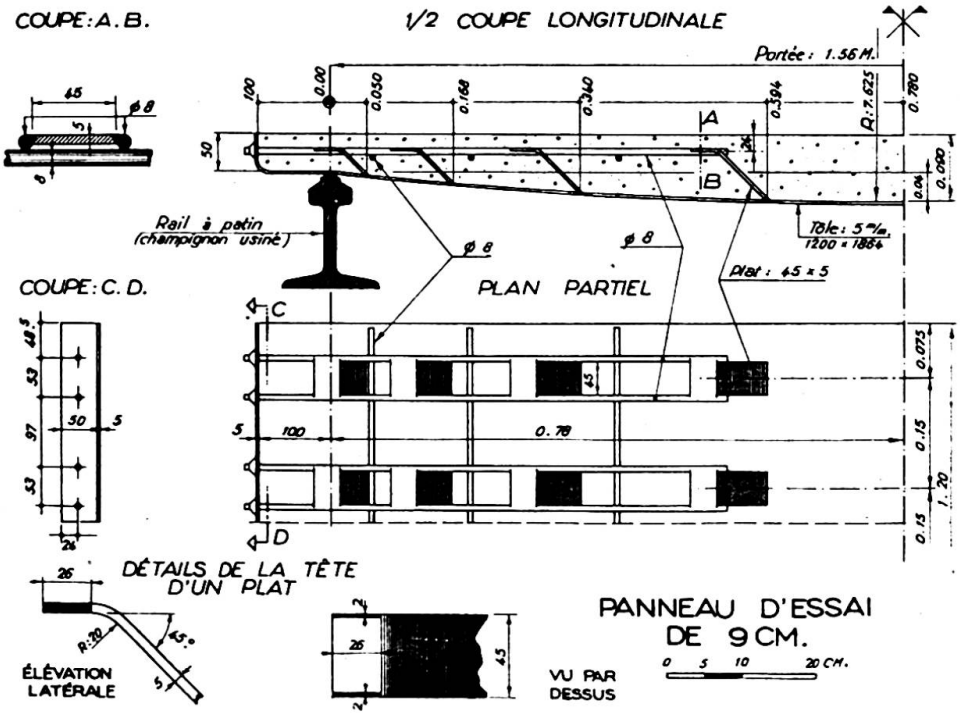


Fig. 2. Dessins du panneau d'essai de 9 cm.

de 12 cm. avaient une limite conventionnelle d'élasticité moyenne de 28,6 kg./mm.², et étaient de bonne qualité. Les tôles des panneaux de 9 cm. étaient d'un métal de mauvaise qualité et étaient feuilletées en couches successives très nettement visibles sur les cassures des éprouvettes. La limite élastique de la tôle était de 27 kg./mm.² pour le panneau essayé à la flexion et seulement de 20,2 pour le panneau essayé à l'effort tranchant.

Le béton des panneaux de 12 cm. dosé à raison de 400 kg. de ciment de fer 250/315 par mètre cube, avait, à la date des essais (29 jours) une résistance à la rupture à la compression mesurée sur cubes de 14 cm. d'arête égale en moyenne à 350 kg./cm.²

Par suite de la difficulté d'obtenir du ciment de bonne qualité, nous avons eu des déboires en ce qui concerne la résistance du béton des panneaux de 9 cm. Il a fallu démolir le béton exécuté une première fois. L'ossature métallique a subi des déformations, et a été redressée, ce qui *a priori* n'était pas favorable à la résistance des panneaux.

Le panneau destiné à l'essai de flexion a été confectionné avec un béton dosé à raison de 450 kg. de ciment Portland artificiel au mètre cube.

A 26 jours, date de l'essai, la résistance de ce béton était de 385 kg./cm.² (moyenne de six cubes, valeurs extrêmes 365 et 407). La résistance à la traction mesurée par flexion était égale à 29,6 kg./cm.² (moyenne de quatre prismes, valeurs extrêmes 25 et 33,5).

Le béton des panneaux essayés à l'effort tranchant était de même dosage.

A 26 jours, veille de l'essai, la résistance à la rupture à la compression de ce béton était de 432 kg./cm.² (moyenne sur six cubes de 14 cm., valeurs extrêmes 260 et 465), et sa résistance à la rupture par traction était de 25 kg./cm.² (moyenne sur trois prismes, valeurs extrêmes 23 à 29).

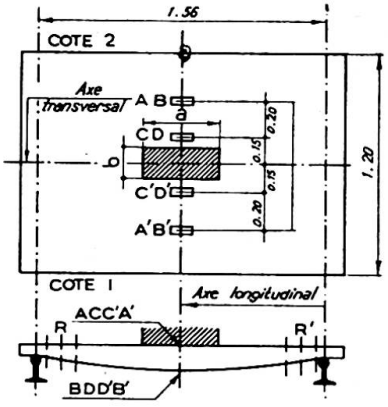
Fait important à noter: les bétons des panneaux ont été mis en place sans le secours de la vibration.

Au moment des essais, les panneaux ne comportaient pas de défaut apparent, sauf le panneau de 9 cm. destiné à l'essai d'effort tranchant qui accusait un décollement de la tôle du béton, sur la tranche, du côté n° 1.

Dispositif d'essai

Les panneaux ont été posés sur deux rails parallèles horizontaux dont les champignons avaient été usinés pour former couteaux. La distance entre couteaux était de 1,56 m. Les charges étaient appliquées au moyen d'un vérin hydraulique vertical de 100 tonnes sur un rectangle concentrique à la plaque. Ce rectangle représente le rectangle théorique d'impact d'une roue, suivant les prescriptions du règlement français pour les ponts routes. Ce rectangle était matérialisé par un morceau de planche, et l'effort du vérin était transmis à cette planche au moyen d'un coupon de rail à patin.

Un panneau de chaque série a été essayé à la flexion suivant le schéma indiqué à la fig. 3. Les tôles cintrées dans l'ouvrage ayant leurs génératrices orientées dans le sens longitudinal, les sens longitudinal et transversal des panneaux ont été conventionnellement repérés comme dans l'ouvrage en service.



	a (en cm.)	b (en cm.)
PANNEAU : 12 CM.	42	17
PANNEAU : 9 CM.	38	13

DISPOSITION SCHEMATIQUE DES ESSAIS DE FLEXION

0 20 40 60 80 100 CM.
10

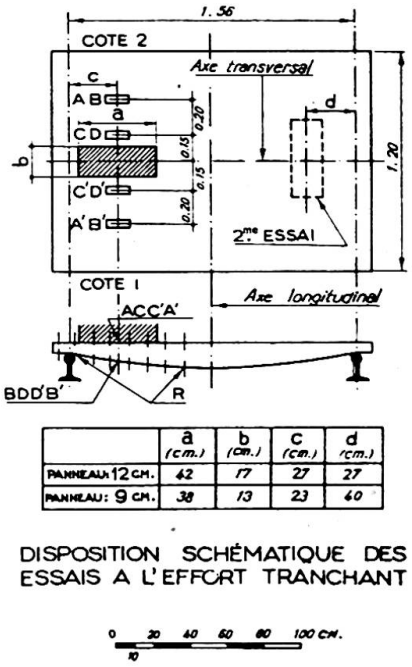
Fig. 3. Schéma du dispositif pour les essais de flexion

Les appareils de mesure consistaient en extensomètres à fils résistants, les uns collés sur la surface du béton, et les autres sur la face inférieure de la tôle (AA′, CC′ et BB′, DD′ sur la fig. 3), tous ces extensomètres étant orientés parallèlement à l'axe transversal du panneau.

Deux fleximètres enregistreurs avaient été placés sous le panneau pour mesurer ces flèches aux points B et B′. Enfin, des traits verticaux R et R′ avaient été tracés à la pointe fine sur les faces terminales du panneau, près des appuis à la fois sur le béton et sur l'acier pour permettre de déceler des glissements relatifs éventuels de ces deux éléments.

La charge était appliquée par paliers successifs avec un certain nombre de retours à zéro. A chaque palier, elle était appliquée pendant la durée approximative de cinq minutes, nécessaire pour effectuer les lectures des appareils de mesure.

Pour les essais à l'effort tranchant le dispositif était analogue mais le rectangle d'impact était excentré, comme l'indique la fig. 4. Après rupture obtenue par la charge dans la position du rectangle hachuré (première phase) un second essai de rupture était fait en disposant le rectangle dans une orientation perpendiculaire à la première au voisinage de l'autre appui (deuxième phase). Dans cette deuxième phase on se contentait de noter la charge de rupture sans effectuer de mesures.



	a (cm.)	b (cm.)	c (cm.)	d (cm.)
PANNEAU: 12 CM.	42	17	27	27
PANNEAU: 9 CM.	38	13	23	40

DISPOSITION SCHÉMATIQUE DES ESSAIS A L'EFFORT TRANCHANT

Fig. 4. Schéma du dispositif pour les essais à l'effort tranchant

Résultats des essais

(1) *Charges de rupture*

Les charges qui ont provoqué la rupture des panneaux sont indiquées au tableau suivant:

	Essai de flexion	Essai à l'effort tranchant	
		1ère phase	2ème phase
Panneau de 12 cm. . .	59 tonnes	53 tonnes	37,5 tonnes
Panneau de 9 cm. . .	38 tonnes	46 tonnes	42 tonnes

(2) *Apparences observées aux essais*

(*a*) Panneau de 12 cm. essayé à la flexion

Il a été constaté au début de l'essai que l'une des extrémités du panneau ne portait pas sur le rail d'appui sur toute sa longueur. Le jeu était de l'ordre du ½ mm. sous une charge nulle et a disparu pour une charge d'une trentaine de tonnes.

Un léger craquement s'est fait entendre quand la charge est passée de 45 à 50 tonnes, et un autre entre 50 et 55 tonnes.

Sous la charge de 55 tonnes, dernier palier avant rupture, l'examen minutieux des faces terminales du panneau n'a permis de déceler aucune fissure à l'œil nu, ni aucun déplacement relatif de la tôle et du béton près des appuis.

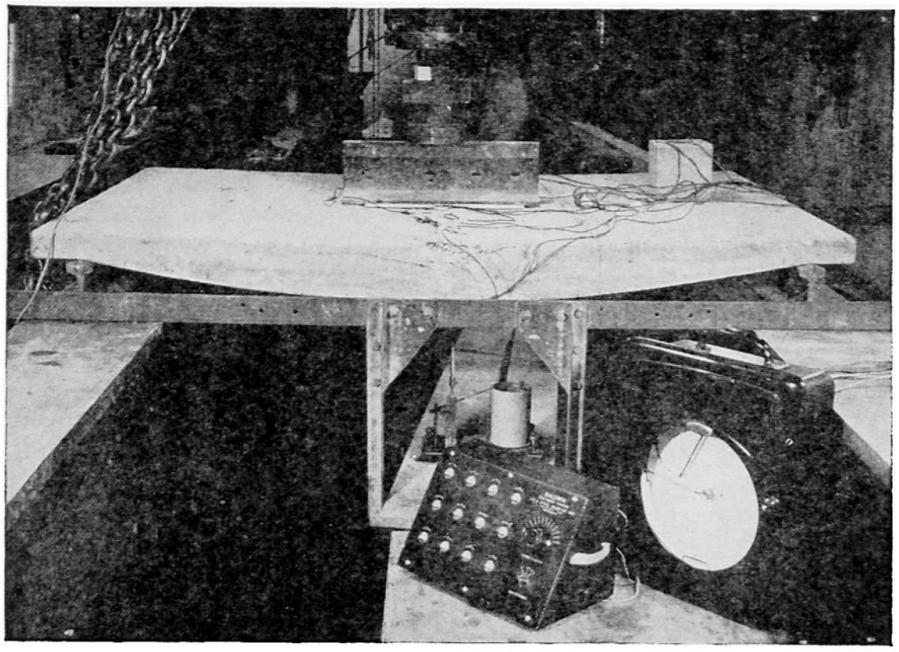


Fig. 5. Vue d'ensemble du dispositif d'essai—Rupture du panneau de 12 cm. dans l'essai de flexion

La rupture est survenue par écrasement du béton au milieu du panneau à la face supérieure (voir fig. 5).

Après rupture aucun autre désordre que le dit écrasement n'a pu être constaté, en particulier sur les faces terminales du panneau.

Le béton du panneau rompu a été ultérieurement démoli, les soudures de pied des plats, et les soudures entre plats et ronds ont été trouvées intactes. Seuls ont été trouvés rompus quelques uns des points de soudure de fixation des fers ronds longitudinaux de couture aux fers ronds transversaux. Ces ruptures se sont à peu près certainement produites à la démolition du béton qui a été laborieuse, et non pendant l'essai.

(*b*) Panneau de 12 cm. essayé à l'effort tranchant

Nous décrivons la première phase de l'essai. Un léger craquement s'est fait entendre lorsque la charge est passée de 25 à 30 tonnes, un second entre 35 et 40 tonnes. Des fissures se sont produites à partir de 40 tonnes. Nous les avons reportées sur la fig. 6, numérotées dans leur ordre d'apparition de 1 à 7. A 50 tonnes, toutes les fissures observées avant rupture étaient capillaires sauf la fissure 1, qui s'est propagée en 2 de 40 à 45 tonnes et qui était alors fine.

La rupture a eu l'aspect caractérisé sur les faces latérales du panneau par la fig. 6 et qui est visible sur le dessus du panneau à gauche de la photographie fig. 7 et à droite sur la photographie fig. 8.

Au cours de la deuxième phase de l'essai aucune fissure nouvelle n'est apparue ni aucune aggravation des désordres imputables à la première rupture. La rupture de deuxième phase s'est produite à l'aplomb de la charge et a la même allure que la rupture de première phase. Elle est peu visible sur les photographies précitées.

(*c*) Panneau de 9 cm. essayé à la flexion

Aucune fissure n'est apparue avant 22 tonnes. Les fissures observées sur les faces

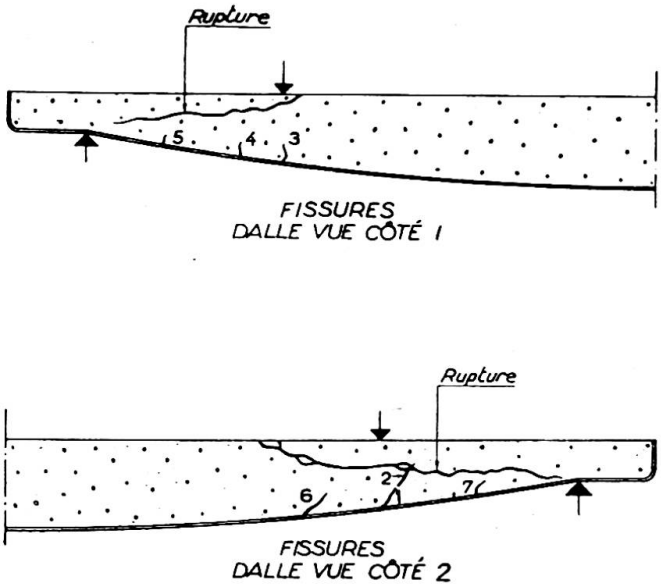


Fig. 6. Reléve des fissures et de la rupture sur les tranches du panneau de 12 cm. essayé à l'effort tranchant

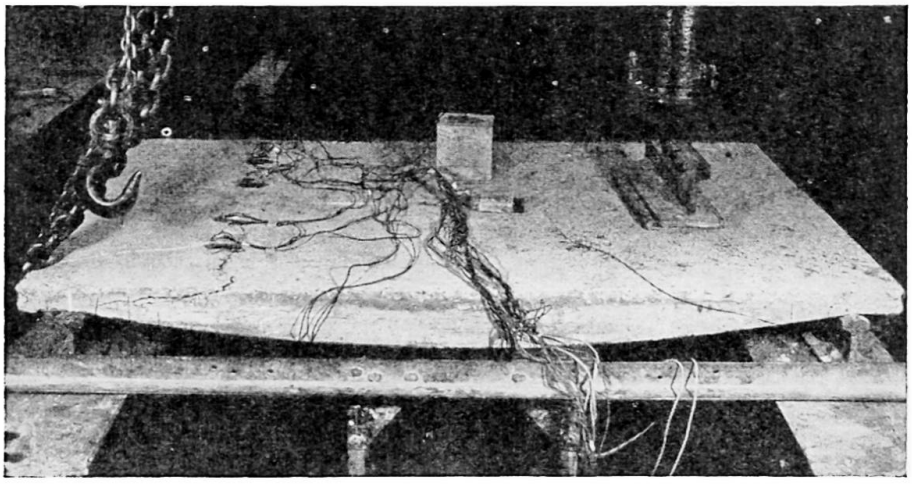


Fig. 7. Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 1

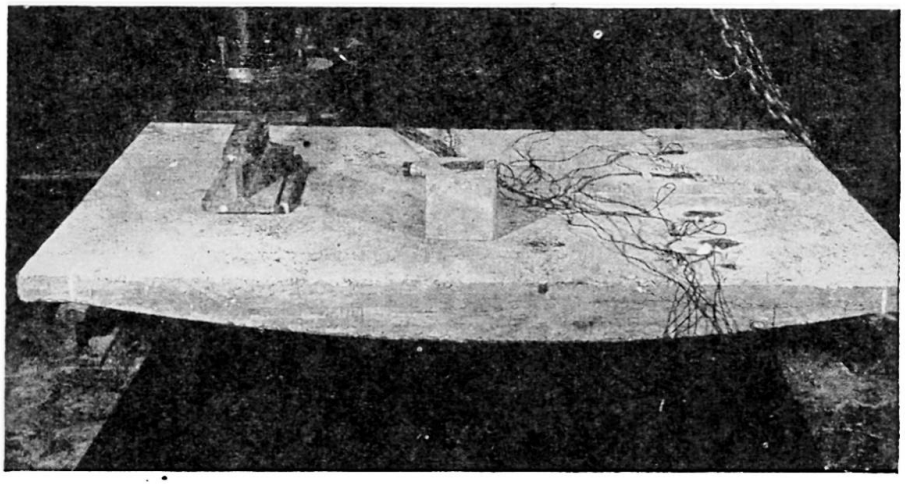


Fig. 8. Panneau de 12 cm. après rupture à l'effort tranchant—Vue côté 2

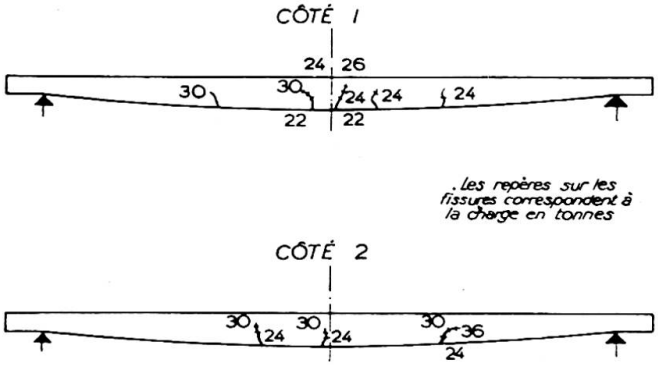


Fig. 9. Reléve des fissures avant rupture sur les tranches du panneau de 9 cm. essayé à la flexion

extrêmes du panneau sont portées à la fig. 9. Dans le cas où une fissure n'a pas évolué au cours de l'essai, le nombre inscrit à côté d'elle indique la charge en tonnes à laquelle elle a apparu. Dans le cas où la fissure s'est propagée au cours de l'essai, des traits de repère assortis de nombres indiquent les positions des extrémités successives de la fissure pour des charges en tonnes égales aux nombres correspondants.

La rupture du panneau s'est produite par écrasement du béton à la face supérieure. La photographie fig. 10 montre la rupture après déchargement immédiat. La photographie fig. 11 montre la rupture obtenue après rechargement prolongé.

(*d*) Panneau de 9 cm. essayé à l'effort tranchant

Dans la première phase, les premières fissures de flexion sont apparues sur les tranches terminales du panneau vers le milieu sous la charge de 19 tonnes. A 22 tonnes d'autres fissures de flexion ont apparu au droit de la charge. A 37 tonnes le décollement entre tôle et béton signalé plus haut sur le côté 1 s'est accentué.

Sous la charge de 43 tonnes, l'observation minutieuse du béton autour de la

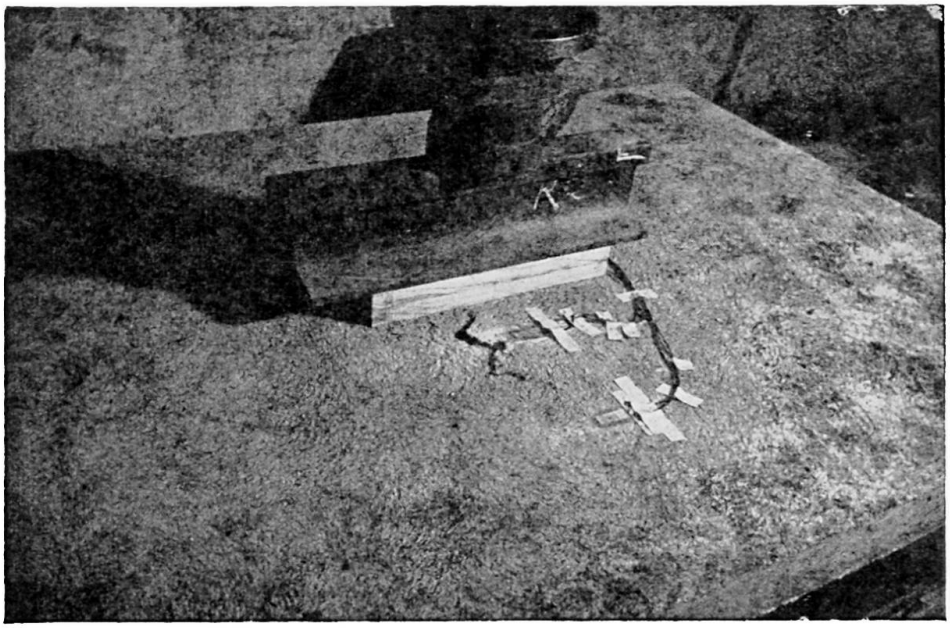


Fig. 10. Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture à 38 tonnes après déchargement immédiat

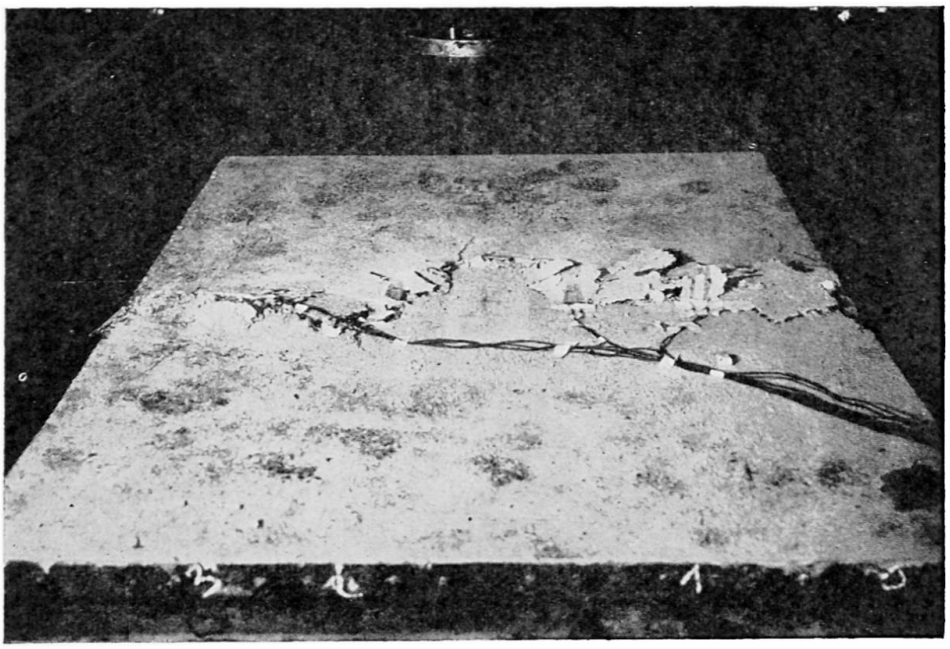


Fig. 11. Panneau de 9 cm. essayé à la flexion—Rupture après chargement prolongé de 38 tonnes

charge a révélé des fissures sur la face superieure du panneau et l'auscultation par choc a montré que le béton sonnait le creux, signe probable de ruptures intérieures.

A 46 tonnes la rupture s'est produite avec un caractère de brusquerie que n'avait pas accusé les essais précédents où les ruptures avaient eu un caractère progressif. Cette rupture, visible sur la photographie fig. 12, affecte l'aspect d'un découpage de la surface du panneau suivant le contour du rectangle d'impact. A l'intérieur du rectangle, la surface du béton est déprimée. En dessous la tôle est cloquée.

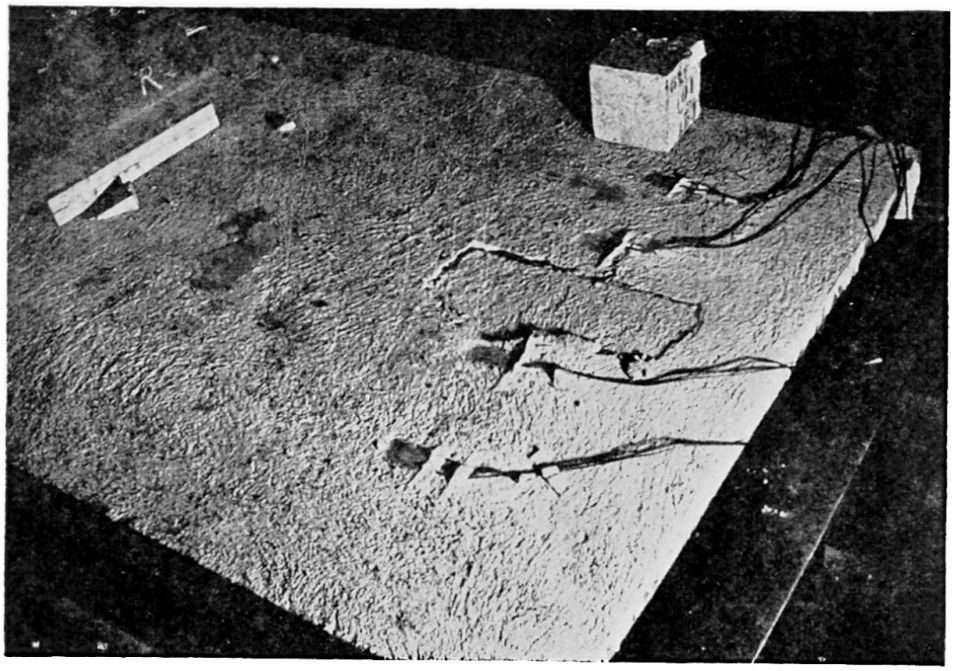


Fig. 12. Rupture en lère phase de l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm.

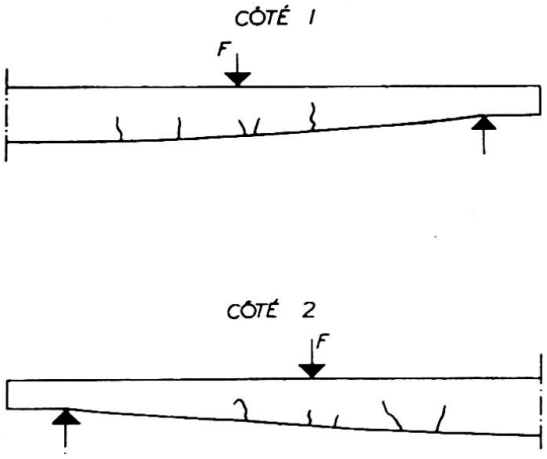


Fig. 13. Fissures sous la charge de 35 tonnes dans l'essai à l'effort tranchant (2ème phase) d'un panneau de 9 cm.

En deuxième phase des fissures sont apparues sur les tranches terminales du panneau. La fig. 13 montre l'aspect de ces fissures sous la charge de 35 tonnes. La rupture a affecté l'allure visible sur la photographie fig. 14 au fond (au premier plan l'on voit la fracture de première phase).

Cette rupture s'est produite brusquement comme la première. Elle avait été précédée par l'apparition de fissures sur la face supérieure du panneau.

Dans aucun des quatre essais nous n'avons constaté de glissements relatifs de la tôle et du béton au droit des repères marqués sur les tranches des panneaux au voisinage des appuis.

(3) *Mesures effectuées aux essais*

Faute de place nous ne donnons pas les tableaux des lectures effectuées sur les

Fig. 14. Rupture en 2ème phase de l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm.

instruments de mesure, extensomètres et fleximètres. Nous nous contentons de reporter sur les figs. 15 à 18 les moyennes des déformations totales et des déformations résiduelles observées sur la tôle et sur le béton. Il est à noter que les effets de flexion transversale des panneaux auxquels on pouvait s'attendre ne se sont pas manifestés nettement, du moins pour la tôle. C'est seulement dans l'essai à l'effort tranchant du panneau de 9 cm. que les extensomètres centraux sur tôle accusent des déformations supérieures aux extensomètres marginaux. C'est pourquoi sur la fig. 18 nous avons indiqué séparément les moyennes relatives aux deux couples d'extensomètres.

Interprétation des résultats d'essais

(1) *Comportement avant rupture*

Toutes les fissures ont l'aspect de fissures de flexion sans qu'aucune d'elles ressemble à une fissure d'effort tranchant. Elles partent de la dalle-armature et se dirigent vers le haut, le plus souvent dans une direction verticale. Dans l'essai de la dalle de

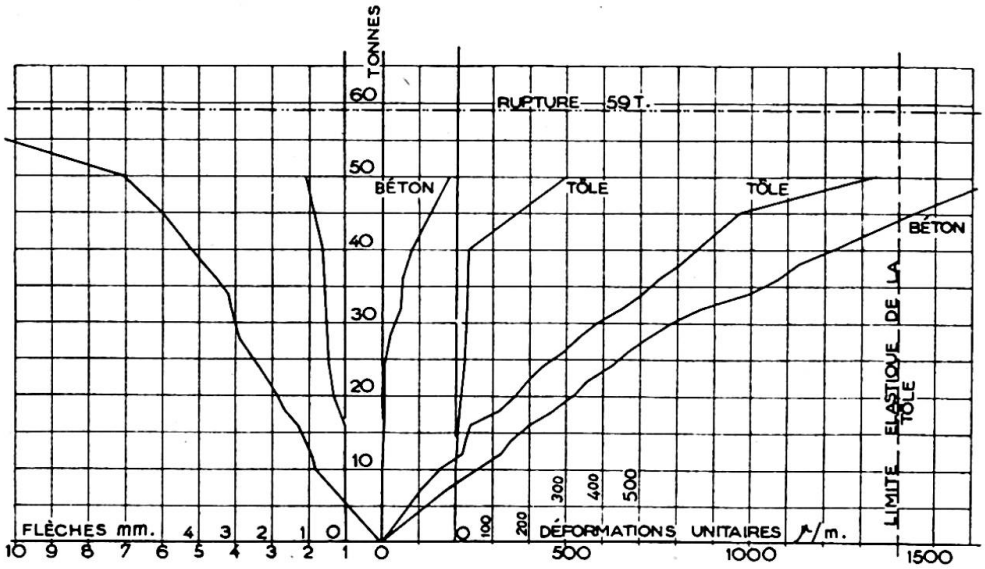


Fig. 15. Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à la flexion

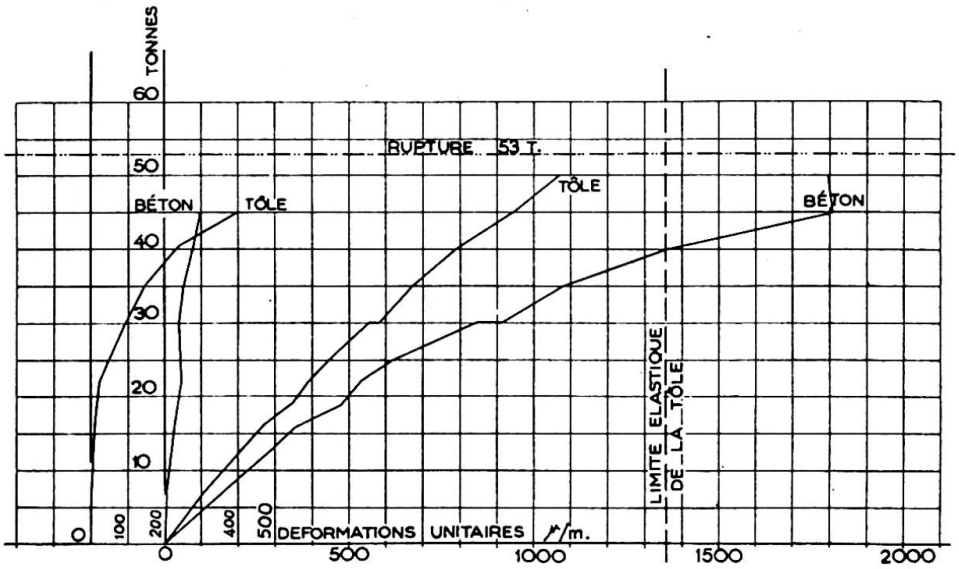


Fig. 16. Mesures dans l'essai d'un panneau de 12 cm. à l'effort tranchant

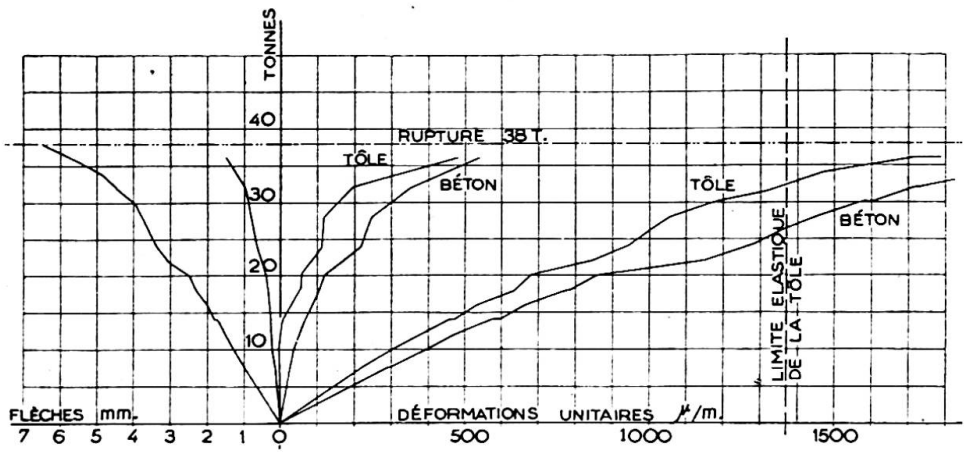


Fig. 17. Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à la flexion

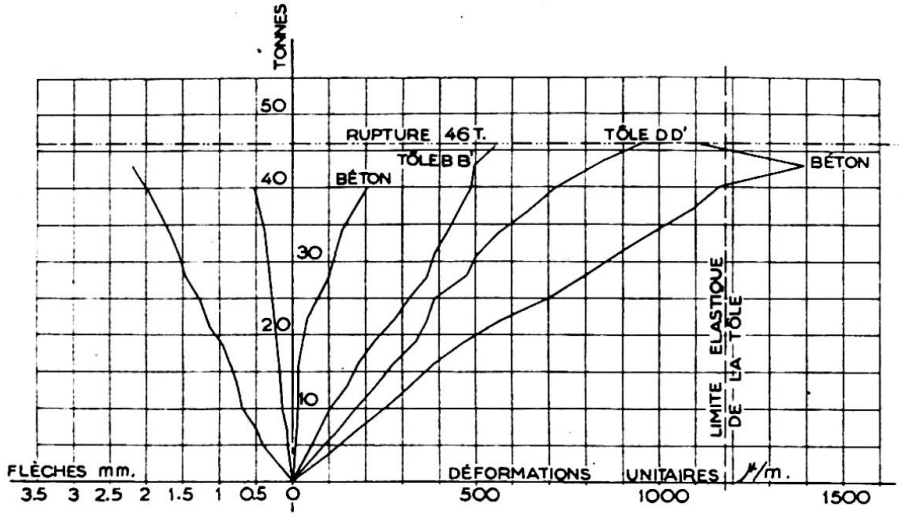


Fig. 18. Mesures dans l'essai d'un panneau de 9 cm. à l'effort tranchant

12 cm. à l'effort tranchant (première phase) elles sont inclinées, mais en sens inverse des fissures habituelles d'effort tranchant.

(2) *Caractère des ruptures*

D'après l'aspect des ruptures observées, et d'après les résultats des mesures relatives aux allongements de l'acier, nous caractérisons le type des ruptures observées comme il est indiqué au tableau suivant:

Essai	Dalle de 12 cm.	Dalle de 9 cm.
Flexion . . .	Rupture de flexion par insuffisance de l'acier.	Rupture de flexion par insuffisance de l'acier.
Effort tranchant 1ère phase.	Rupture de flexion et cisaillement combinés par insuffisance du béton.	Poinçonnement du béton.
Effort tranchant 2ème phase.	Rupture de flexion et cisaillement combinés par insuffisance du béton.	Rupture de flexion avec léger effet de cisaillement par insuffisance du béton.

(3) *Comportement à la flexion*

Il est aisé de se rendre compte d'après les résultats des mesures et par comparaison avec le calcul classique des pièces fléchies que les panneaux se comportent à la flexion sensiblement comme des poutres en béton armé. Ils paraissent seulement se fissurer sensiblement moins que les pièces courantes.

(4) *Comportement à l'effort tranchant.*

La résistance des panneaux à l'effort tranchant est très supérieure à celle d'une pièce de béton armé qui aurait même hauteur et mêmes armatures principales. Si l'on calcule en effet la contrainte de cisaillement du béton sur l'appui par la formule classique T/bz (T représente l'effort tranchant, b la largeur de la pièce égale à 120 cm. et z le bras de levier du couple élastique égal à 4,16 cm.) on obtient les résultats groupés au tableau ci-dessous:

Panneau de	Nature de l'essai	Charge de rupture, tonnes	Effort tranchant à l'appui, tonnes	Contrainte de cisaillement du béton, kg./cm.^{2}
12 cm.	Flexion	59	29,5	61,7
	Effort tranchant 1ère phase .	53	43,8	91,7
	Effort tranchant 2ème phase .	37,5	31,0	64,9
9 cm.	Flexion	38	19	39,8
	Effort tranchant 1ère phase .	46	39,2	82,0
	Effort tranchant 2ème phase .	42	31,2	65,3

Aucune poutre en béton armé, munie d'étriers de type classique, n'aurait permis d'atteindre de tels taux de cisaillement sans que se manifestent des fissures à 45° qui ne se sont pas produites ici.

Le mécanisme interne qui assure la résistance aux efforts tranchants nous est inconnu. Il nous paraît cependant essentiellement lié à la multiplicité des liaisons de la tôle et du béton, ainsi qu'à leurs formes. MM. Schaechterle et Leonhardt, dont les attaches étaient unitairement beaucoup plus robustes et étaient nettement plus espacées, ont en effet observé des fissures typiques d'effort tranchant, c'est-à-dire des ruptures d'effort tranchant qui ne se sont pas manifesté dans nos panneaux.

(5) *Résistance des attaches*

Nous avions calculé la résistance des attaches entre tôle et béton pour résister aux efforts de glissement supposés entre ces deux constituants du complexe. Or, les mesures effectuées nous permettent de déduire la traction de la tôle des allongements mesurés dans les essais de flexion, et par conséquent d'évaluer les efforts auxquels ont résisté les attaches de la moitié d'un panneau supposé coupé suivant son axe longitudinal.

Les attaches ne s'étant pas rompues, et aucun glissement relatif de la tôle et du béton ne s'étant manifesté aux appuis, nous pouvons ainsi obtenir des valeurs minima du coefficient de sécurité présenté par les attaches. Le tableau suivant donne la comparaison:

Essais de flexion	Résistance totale des attaches d'un côté du panneau, tonnes	Effort limite de sécurité calculé pour ces attaches, tonnes	Coefficient réel de sécurité à la rupture
Panneau de 12 cm. . .	>180	60	>3
Panneau de 9 cm. . .	>176	43	>4,1

Conclusion

Les panneaux se comportent à la flexion d'une manière analogue à une pièce en béton armé, et peuvent par conséquent être calculés par les procédés habituels afférents à ces pièces.

En ce qui concerne l'effort tranchant, la résistance à la rupture par cisaillement n'a pas été atteinte dans les essais où ont été observées trois fois sur quatre des ruptures où intervenait la flexion, et une quatrième fois une rupture par poinçonnement pur. Il semble qu'une dalle réelle, de longueur considérable par rapport à sa portée, se comportera mieux que le panneau d'essai, puisque les efforts de flexion provoqués par des charges placées près du bord y seront moins élevées que les efforts de flexion développés dans les panneaux d'essais. Le mécanisme exact de la résistance à l'effort tranchant n'ayant pu être analysé, il conviendra dans les dalles réelles de ne pas s'écarter sensiblement pour les attaches des dispositions réalisées dans les panneaux d'essais. Les charges de rupture élevées accusées par les essais indiquent que l'on obtiendra alors une résistance suffisante.

Calcul des couvertures du type essayé

Les moments fléchissants dans les dalles du système étudié pourront être calculés par les errements habituels suivis en matière de calcul de dalles, errements qui consistent en France en l'emploi des abaques Pigeaud. Il conviendra seulement de ne pas tenir compte d'un effet de réduction de ces moments par continuité sur appuis, en raison de la grande minceur des dalles complexes sur leurs appuis.

En ce qui concerne les attaches, leur calcul devra être comme celui des attaches des panneaux d'essais, basé sur la considération de l'effort tranchant. Les hypothèses prises en compte dans le calcul des panneaux de 9 cm. reviennent à admettre que les efforts tranchants dans la dalle sont les mêmes que ceux qui se produiraient sur une tranche transversale posée sur appuis simples et de 1,50 m. à 1,60 m. de longueur. La construction de la courbe enveloppe de l'effort tranchant permet d'évaluer en chaque point l'effort maximum de glissement relatif par unité de longueur de la tôle et du béton par les procédés ordinaires du béton armé. La courbe représentative de ces glissements maxima étant tracée, on divisera son aire en autant de parties égales G qu'on prévoiera de rangées de plats. Le pied de chaque plat sera placé au centre de gravité de cette aire. Les soudures des pieds des plats seront dimensionnées pour équilibrer l'effort de glissement G relatif à une aire, et la section du plat pour équilibrer cet effort multiplié par $\sqrt{2}$.

Les soudures supérieures des ronds aux plats seront dimensionnées pour équilibrer les efforts de glissements G. La section des ronds également, compte tenu de la réduction progressive de la traction de ces ronds à partir des attaches par effet d'adhérence. Pour le taux d'adhérence des ronds et du béton, on pourra admettre celui qui est couramment admis pour les armatures continues.

Les essais nous semblent permettre de calculer ainsi des couvertures jusqu'à

2,00 m. de portée. Pour aller plus loin, il conviendrait sans doute d'examiner expérimentalement s'il n'y aurait pas lieu d'augmenter l'épaisseur sur appuis.

Résumé

L'auteur décrit un système nouveau de couverture mince et légère pour ponts routes métalliques. Ce système se compose de tôles cintrées associées à une forme de béton par des armatures soudées appropriées. Quatre panneaux ont été essayés. Les résultats d'essais sont exposés et analysés. Une méthode de calcul est proposée.

Summary

A new light roadway-system for road bridges in steel is described. This system consists of arched plates, which are connected by welding to the reinforcement in the layer of concrete lying above them. Four plates were tested. The test results are explained and a method of calculation is proposed.

Zusammenfassung

Es wird ein neues Leichtfahrbahnsystem für Strassenbrücken in Stahl beschrieben. Dieses besteht aus Tonnenblechen, die durch passende aufgeschweisste Armierungen mit der darüberliegenden Betonschicht verbunden sind. Vier Platten wurden geprüft. Die Versuchsresultate werden erläutert und eine Berechnungsmethode wird vorgeschlagen.