

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: Special problems

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 19.11.2024

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

Problèmes spéciaux - Besondere Probleme - Special Problems

VI

Particularités de structure des ponts-routes Konstruktive Einzelheiten bei Straßenbrücken Structural Details in Highway Bridges

VIa

Joints de chaussée Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen Expansion Joints in the Bridge Deck

VIb

Etanchéité et évacuation des eaux pluviales Isolierung und Entwässerung von Brückenfahrbahnen Sealing and Drainage of Bridge Decks

VIc

Protection des usagers et des éléments structuraux contre les accidents de la circulation Sicherung von Verkehrsteilnehmern und Konstruktionsteilen bei Verkehrsunfällen Protection of Users and Structural Parts Against Traffic Accidents

Rapport général

J. R. ROBINSON
Professeur, Paris

La discussion préparée du thème VI n'a suscité qu'un nombre très réduit de contributions, deux au total. Celle de M. GRATTESAT est relative aux joints de chaussée; l'autre, celle de M. RÖSLI, rend compte d'essais sur articulations de béton armé.

Joints de chaussée

M. GRATTESAT décrit un certain nombre de types de joints de chaussée, récemment mis en service en France, souvent à titre d'essai, et présentant le caractère commun de faire appel à la déformabilité d'élastomères artificiels. Certains de ces joints se sont bien comportés dans les conditions de service sévères et pendant des laps de temps déjà notables. Comme le signale lui-

même l'auteur, les problèmes posés par les joints de chaussée ne sont toutefois pas résolus par l'expérience limitée dont il fait état.

Pour obtenir les éléments d'un jugement sérieux sur le comportement d'un type de joint de chaussée, sur la base de ses performances en service, il faut attendre très longtemps. Le progrès ne peut être, dans ces conditions, que très lent. Tout au plus peut-on être conduit rapidement à l'élimination des types nettement inadéquats, mais cette manière d'expérimenter n'est certainement pas sans danger pour les usagers de la route. Aussi insistons-nous sur l'avis que nous avons émis à titre de proposition dans notre rapport de la publication préliminaire: il conviendrait d'expérimenter au moyen de manèges de roues lourdement chargées, roulant à des vitesses supérieures à celles des véhicules actuels, qui permettraient d'aggraver et d'accélérer les sollicitations. C'est par la création d'un tel appareillage que la collaboration internationale que souhaite M. GRATTESAT aurait le plus de chances de s'effectuer d'une manière efficace et utile.

Articulations en béton armé

M. RÖSLI relate deux essais d'articulations en béton armé dont le grand intérêt est d'avoir été effectués en vraie grandeur d'une part, et sous charges répétées de l'autre, grâce aux moyens puissants des nouvelles installations de Dubendorf du Laboratoire Fédéral d'Essais des Matériaux.

L'une des articulations essayées est destinée à équilibrer des efforts normaux à sa section rétrécie. Elle est par conséquent d'un type connu depuis longtemps. Les essais ont mis en évidence une large sécurité vis à vis de la rupture mais une assez grande susceptibilité à la fissuration. Nous pensons que cette dernière eut été moins accentuée si le noyau de l'articulation avait été moins haut, si les angles entre les faces terminales des pièces mutuellement articulées avaient été moins ouverts et si d'autre part moins d'aciers traversant le noyau avaient été prévus.

Le second type d'articulation essayé est destiné à équilibrer des efforts parallèles à sa section rétrécie. De ce fait, les articulations de ce type, imaginées par le Professeur HAURI, peuvent se substituer aux articulations à consoles dans les poutres à travées cantilever solidaires. Leur comportement aux essais a été satisfaisant. Elles semblent pouvoir recevoir des applications pratiques.

Generalbericht

Zur vorbereiteten Diskussion des Themas VI sind nur zwei Beiträge eingegangen, einer von G. GRATTESAT über die Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen und einer von A. RÖSLI über Versuche an Gelenken aus Stahlbeton.

Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen

G. GRATTESAT beschreibt verschiedene Typen von Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen, die in Frankreich, zum Teil als Prototypen, angewendet wurden. Gemeinsam an diesen Typen ist die Ausnützung der Verformbarkeit des synthetischen Gummis. Einige dieser Typen haben sich unter strengen Betriebsverhältnissen und während längerer Zeitspannen gut bewährt. Wie der Verfasser selbst feststellt, sind jedoch noch nicht alle an die Dehnungsfugen gestellten Probleme gelöst.

Um die für eine gründliche Untersuchung notwendigen Unterlagen bezüglich des Betriebsverhaltens zu erhalten, sind größere Zeitspannen erforderlich. Unter diesen Umständen kann die Entwicklung nur langsam erfolgen. Dadurch können höchstens ungeeignete Typen ausgemerzt werden, aber diese Versuchsart ist nicht ohne Gefahren für die Straßenbenützer. So wiederhole ich den bereits im Vorbericht gemachten Vorschlag, an Rundläufen Versuche mit höheren Radlasten und Geschwindigkeiten als diejenigen der heute üblichen Fahrzeuge durchzuführen, damit eine Verstärkung und Beschleunigung der Beanspruchungen möglich wird. G. GRATTESAT schlägt eine engere Zusammenarbeit auf diesem Gebiet vor, wodurch auch größere Chancen bestehen, rascher zum Ziele zu gelangen.

Gelenke aus Stahlbeton

A. RÖSLI beschreibt zwei Ausführungen von Stahlbetongelenken, an denen in der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich-Dübendorf Bewährungsversuche in natürlicher Größe durchgeführt wurden.

Eines der untersuchten Gelenke ist ein Betonfedergelenk bekannter Art und hat die Aufgabe, an der Einschnürungsstelle Normalkräfte zu übertragen. Die Versuche zeigten eine große Bruchsicherheit, aber auch eine große Reißempfindlichkeit. Ich glaube, daß diese Reißbildung eingeschränkt würde, falls der Kern des Gelenkes weniger hoch und der Winkel zwischen den Endflächen der Gelenkelemente kleiner gewählt und wenn andererseits weniger Armierungseisen durch den Kern angeordnet würden.

Das zweite untersuchte Gelenk soll die Kräfte senkrecht zur Einschnürung

übertragen können. Diese von Prof. H. HAURI entworfene Gelenkkonstruktion kann die üblichen Gelenke bei Gerberträger ersetzen. Dieser neue Gelenktyp zeigte ein befriedigendes Verhalten bei den Versuchen und dürfte besonders für kleinere Straßenbrücken Anwendung finden.

General Report

The prepared discussion on theme VI only gave rise to a very limited number of contributions, two in all. The contribution by Mr. GRATTESAT relates to road joints; the other, by Mr. RÖSLI, reports tests on reinforced concrete hinges.

Road Joints

Mr. GRATTESAT describes a number of types of road joint, recently put into service in France, in many cases for test purposes, and having the common characteristic of making use of the deformability of synthetic elastomers. Some of these joints have behaved satisfactorily under severe service conditions and over considerable periods of time. As the author himself points out, the problems to which road joints give rise have, however, not been solved by the limited experience on which he reports.

In order to obtain data for a reliable judgement on the behaviour of a particular type of road joint, on the basis of its performance in service, it is necessary to wait a long time. Under these circumstances, progress can only be made very slowly. At most, it is possible to decide rapidly on the elimination of those types that are definitely inadequate, but this method of conducting trials is certainly not without danger to road users. Consequently, we would reiterate the opinion that we expressed as a suggestion in our report in the preliminary publication, namely that it would be advisable to conduct such tests by means of roundabouts of heavily loaded wheels, travelling at higher speeds than those of vehicles now in service, which would enable the stresses to be accentuated and accelerated. It is by the design of such apparatus that the international collaboration desired by Mr. GRATTESAT would have the best chance of being accomplished in a useful and effective manner.

Reinforced Concrete Hinges

Mr. RÖSLI describes two tests on hinges made of reinforced concrete whose main interest is that they were carried out on a full scale and under repeated

loads, owing to the powerful means available in the new installations, at Dübendorf, of the Federal Laboratory for Testing Materials.

One of the hinges tested is designed to balance the stresses perpendicular to its narrow section. It is consequently of a type that has been known for a long time. The tests revealed a considerable margin of safety as regards rupture, but a somewhat marked susceptibility to cracking which we consider would have been less pronounced if the core of the hinge had not been so high, if the angles of the terminal faces of the mutually hinged parts had been less wide and if, furthermore, the design had provided for less steel passing through the core.

The second type of hinge on which tests were made is designed to balance the stresses parallel to its narrow section. As a result, hinges of this type, devised by Professor HAURI, can take the place of bracket-type hinges in girders with integral cantilever spans. Their behaviour under test was satisfactory. They would appear to be capable of receiving practical applications.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa 1

Nouveaux types de joints de chaussée utilisant des caoutchoucs artificiels

Neue Typen von Dehnungsfugen aus synthetischem Gummi

New Types of Road Joints Using Synthetic Rubbers

G. GRATTESAT

Paris, France

1. Introduction

De nombreux ponts de portée moyenne sont en construction ou vont être construits dans les prochaines années en France.

Les uns se trouveront sur des itinéraires à grande circulation et sur des autoroutes, d'autres sur des voies moins importantes, notamment sur les routes secondaires franchissant les autoroutes.

A cette occasion, des études ont été faites pour concevoir et mettre au point de nouveaux types de joints de chaussée présentant les caractéristiques les meilleures suivant les cas.

Les ingénieurs ont cherché à réaliser des dispositifs peu coûteux et néanmoins très robustes, afin d'éviter les dégradations dangereuses et les réparations toujours assez chères et gênantes pour le trafic. Ils se sont efforcés en même temps d'améliorer le confort des usagers en supprimant, ou tout au moins en atténuant, les dénivellations de la surface du joint.

Depuis la date de l'enquête qui a été relatée dans la «Publication Préliminaire», c'est-à-dire depuis le début de 1963, plusieurs dispositifs nouveaux ont été proposés et expérimentés.

La plupart d'entre eux utilisent les propriétés des caoutchoucs artificiels.

Nous nous bornerons à décrire rapidement, parmi ces derniers, ceux qui sont considérés actuellement comme les plus intéressants, et dont plusieurs exemplaires sont déjà effectivement en service.

2. Description de quelques types de joints. Caractéristiques particulières et résultats obtenus

2.1. Joints sans ancrage

Il s'agit de joints légers, destinés seulement à des itinéraires à faible circulation, et dont le jeu — c'est-à-dire l'amplitude totale des variations de largeur — est assez faible, de l'ordre de 2 cm.

(Il est rappelé que la dilatation linéaire est estimée en général en France à $\pm 3 \times 10^{-4}$ de la longueur dilatable. Le « jeu » total d'un joint doit donc atteindre au moins 6×10^{-4} de la longueur dilatable. Le cas échéant, il faut évidemment y ajouter les effets du retrait et du fluage du béton et de la rotation d'extrémité.)

2.11. Joint différentiel

On place à cheval sur la coupure un profilé en U (UAP 200 \times 75) dont les ailes reposent sur des plats horizontaux collés au béton.

Les intervalles entre les ailes et les parois verticales du béton sont remplis de matières compressibles: plaques de flexcell (matière fibreuse à base de fibre de canne) et cordons de Thiokol (qui est un polymère de polysulfure fabriqué sur place à partir de deux constituants).

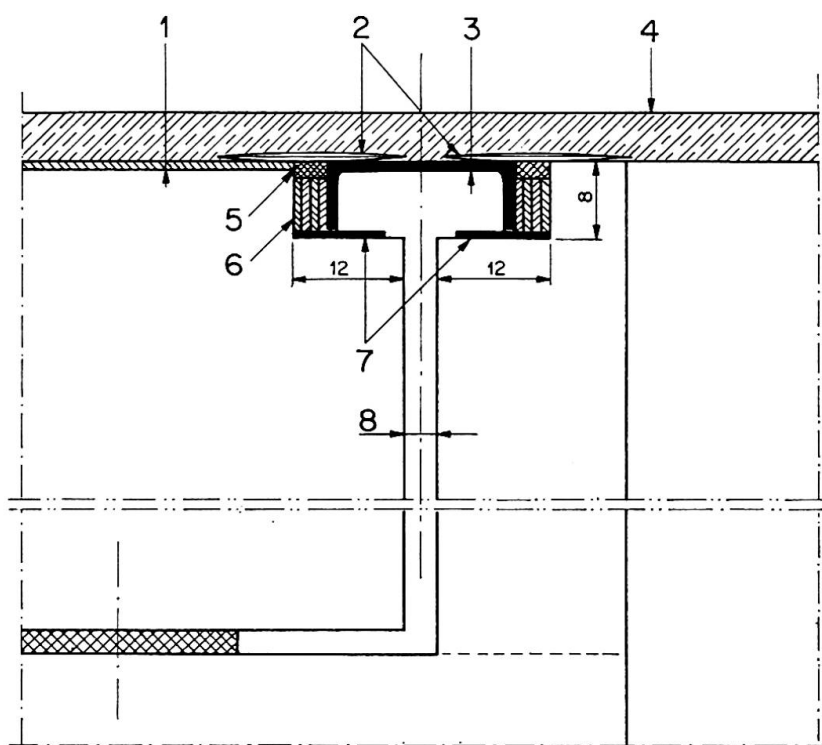


Fig. 1. Joint différentiel.

1 Chape 1 cm	5 Thiokol, environ 1 l/m
2 Rigiflex	6 4 plaques de 9 mm de flexcell
3 UAP 200 \times 75	7 Plats 100 \times 5 NF A 45-0.40
4 Chaussée 5 cm	8 Ouvert 4 cm — fermé 2,5 cm

Une particularité intéressante de ce joint est qu'il décompose l'ouverture de la coupure en deux, d'où sa dénomination de joint « différentiel ».

Le jeu du joint étant de 15 mm, chacun des éléments compressibles n'a donc à se déformer au total que de 7,5 mm.

Ceci permet notamment de maintenir la continuité du revêtement bitu-

mineux au droit du joint, la déformation de ce revêtement étant facilitée par des bandes de Rigiflex.

Un autre intérêt de ce joint est que les roues sont supportées dans toutes les sections verticales par un élément rigide et qu'il ne se produit donc, en principe, aucune déformation sensible dans le sens vertical au passage des surcharges.

Il en résulte que ce joint est très confortable. De plus, il n'introduit qu'une poussée relativement faible, de l'ordre de une tonne par mètre linéaire, dans sa position la plus fermée.

Enfin, c'est un dispositif très économique.

Mais il est trop léger pour être employé sur des itinéraires à forte circulation. Il a pourtant été placé depuis un an sur des routes assez importantes et a donné de bons résultats jusqu'ici, dans la mesure où il a été bien posé.

Son principal inconvénient vient du fait que son réglage est assez délicat: il est difficile en effet d'appliquer exactement les ailes de l'U sur les plats horizontaux.

De plus, les plaques de flexcell ne peuvent pas être précomprimées et risquent de se desserrer quand le joint s'ouvre par temps froid.

Des perfectionnements doivent donc être apportés à ce joint dont le principe paraît très intéressant. Il est envisagé notamment de remplacer le fer U par un ou plusieurs plats métalliques et d'améliorer la constitution de l'élément compressible (en remplaçant le flexcell par du Thiokol par exemple).

2.12. Joint Teroson

Ce joint est constitué essentiellement d'un cordon de Thiokol coulé en place, sous forme rectangulaire de 8 cm de largeur moyenne et de 3 cm d'épaisseur.

Au préalable, des profilés en aluminium en forme de F sont collés à la résine époxyde sur les faces verticales du béton. Les épaulements de ces profilés ainsi que les surfaces horizontales de part et d'autre du joint sont constitués de mortier à la résine époxyde.

Les formes de ces profilés ont été étudiées pour améliorer au maximum l'accrochage du Thiokol.

Le réglage en position est facile et on obtient avec les matières coulées en place, Thiokol et mortier, une surface supérieure très régulière.

Ce joint est donc très confortable car il ne présente pratiquement aucune dénivellation. Dans sa position la plus ouverte, le creux dû à l'extension du Thiokol ne dépasse pas 1 mm et dans sa position la plus fermée le bombement reste inférieur à 3 mm.

Le jeu total est de 2 cm (ce qui correspond à une longueur dilatable d'environ 30 m). D'après les essais de laboratoire, il semble d'ailleurs que ce jeu de 2 cm pourrait être dépassé.

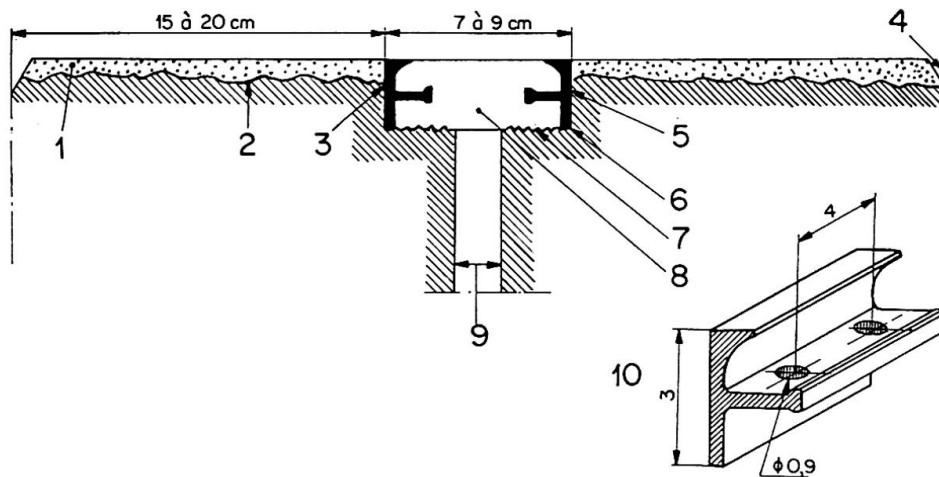


Fig. 2. Joint de chaussée Teroson.

- 1 Mortier à la résine époxyde
e minimum: 5 mm
e moyenne: 10 mm
- 2 Béton fortement repiqué
- 3 Feuillure fortement repiquée ou mieux sciée
- 4 Encuvement pour la chaussée d'accès
- 5 Profilé en aluminium
- 6 Collage à la résine époxyde
- 7 Surface brute de coulée ou d'éclatement
- 8 Cordon de Thiokol coulé en place
- 9 Ouvert 3 cm — fermé 1 cm
- 10 Détail du profil

C'est encore un joint relativement économique. Son prix n'est guère plus élevé que celui du joint « différentiel ».

Il est facile à relever dans les bordures de la chaussée et son étanchéité est excellente.

Les efforts qu'il introduit dans le tablier sont de l'ordre de 2 tonnes par mètre linéaire en compression et de 1,5 t par mètre linéaire en traction.

Il y a donc des précautions à prendre dans le cas d'ouvrages biais.

Au total, c'est un type de joint qui présente de nombreux avantages.

Mais il n'est à utiliser, à cause de sa légèreté, que sur des itinéraires à faible trafic. Néanmoins, un joint de ce type a été posé au début de 1964 sur une route de la banlieue parisienne où la circulation est assez lourde (10 000 véhicules par jour dont 20% de poids lourds) et jusqu'ici il s'est fort bien comporté.

Sa pose est assez rapide, mais elle nécessite l'intervention de spécialistes.

La fabrication sur place de Thiokol est en effet assez délicate. De plus, les surfaces doivent être très sèches et très propres et la température ambiante doit être d'au moins 20°, sinon la polymérisation s'effectue mal.

Ce sont là des sujétions qui peuvent être très gênantes dans certaines régions.

Enfin, malgré les études faites en laboratoire, il n'est pas possible de savoir combien d'années pourra résister un tel joint dont les éléments sont assemblés par de simples collages.

On envisage actuellement de placer ce type de joint sous le revêtement bitumineux, afin de mieux le protéger des efforts dus à la circulation. Quelques réalisations en seront faites à brève échéance.

2.2. *Joints avec fixation métallique*

2.21. *Avec feuille de néoprène tendue*

2.211. Joint A

Ce joint est un joint lourd destiné à des itinéraires à forte circulation et comporte une fixation métallique.

Les lèvres de la coupure sont protégées par des cornières ancrées dans le béton.

Une feuille de néoprène traverse la coupure. Elle est serrée entre des plats au moyen de boulons placés en quinconce. Le logement des écrous est rempli de plomb fondu pour empêcher leur desserrage. Dans l'espace entre les plats et le néoprène on met un mastic qui doit être assez souple pour suivre les déformations du joint, et assez peu fluide pour ne pas s'écouler par temps chaud.

Le jeu de ce joint est de 2 cm. Dans sa position ouverte, le néoprène exerce une traction qui reste très modérée, de l'ordre de 200 kg/m au maximum.

On peut donc l'adapter facilement aux ouvrages biais.

L'étanchéité du joint est bonne. La qualité du roulement est excellente, la dénivellation de la surface du mastic restant toujours très faible.

Enfin, la mise en place de ce joint ne présente pas de difficultés particulières. Il faut évidemment prendre les précautions habituelles pour ancrer convenablement les cornières.

Le pont «de Lattre de Tassigny», mis en service à Lyon en 1958 et constitué de 3 travées indépendantes de 53 m de portée, comporte plusieurs joints de ce type: Depuis près de 7 ans ils ont donné toute satisfaction. Malgré une circulation très intense de l'ordre de 35 000 véhicules par jour, ils n'ont subi aucune dégradation et il n'a fallu remettre un peu de mastic qu'une seule fois.

Bien entendu, ce joint est nettement plus cher que les précédents (de l'ordre du triple). Mais il a déjà d'excellentes références de durée, de robustesse et de confort pour les usagers.

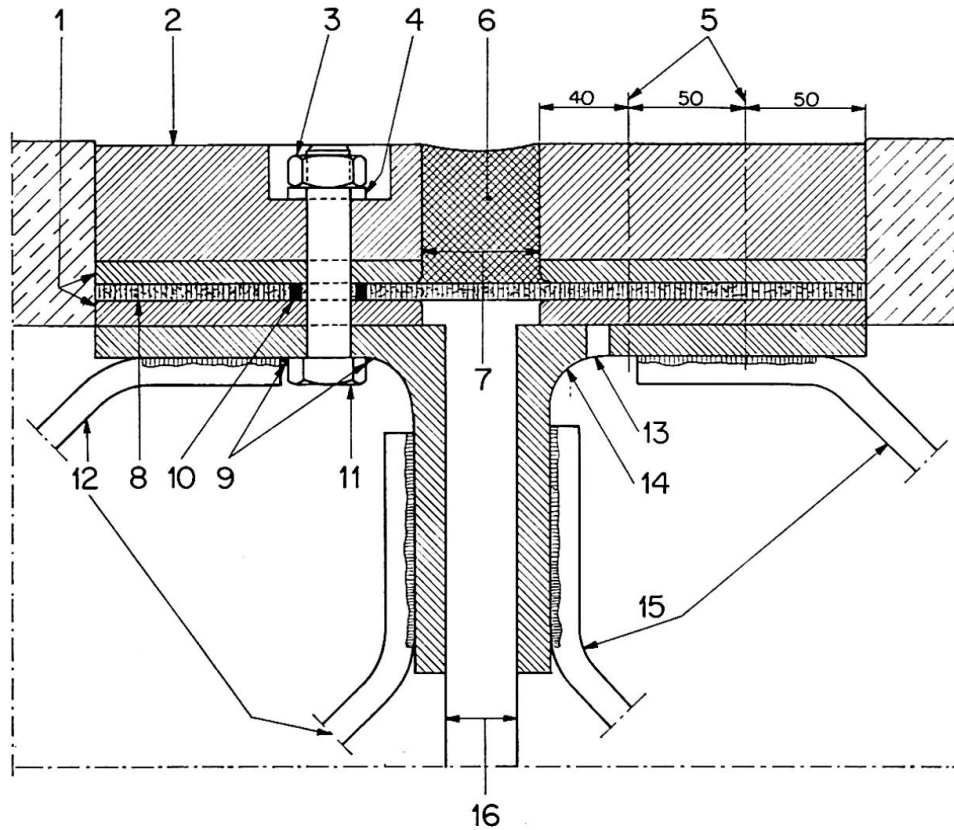


Fig. 3. Joint de chaussée A.

- | | |
|----------------------------|---|
| 1 Plats 140 × 10 | 10 Tube 21 × 27 × 8 |
| 2 Plat 140 × 50 | 11 Vis HM 20—90, tous les 25 cm, les 4 files en quinconce |
| 3 Ecrou HM 20 | 12 Ø 12 |
| 4 Rondelle W 20 | 13 Trou évent Ø 10 tous les 20 cm |
| 5 Axes des files de vis | 14 Cornière 150 × 150 × 14 |
| 6 Mastic | 15 Ø 12 en quinconce, $e = 50$ cm dans chaque file |
| 7 Ouvert 5 cm — fermé 3 cm | 16 Ouvert 3 cm — fermé 1 cm |
| 8 Néoprène comprimé | |
| 9 Points de soudure | |

2.212. Joint Dilastic

Ce joint diffère du précédent en ce que les véhicules roulent directement sur la feuille de néoprène qui est tendue entre les cornières et les plats de fixation. Cette feuille repose sur une fourrure en néoprène armé de fils métalliques, afin de rattraper le niveau de la chaussée et en même temps de renforcer le dispositif au-dessus de la coupure.

Il subsiste cependant un creux entre la surface du néoprène et les plats qui le bordent, ce qui suffit à provoquer un choc lorsque les roues heurtent la partie métallique. Ce joint est donc moins confortable que ceux dont la surface est continue.

La version 1 permet un jeu de 1 cm, la version 2 de 2 cm en principe. En fait, un de ces joints a été placé sur un ouvrage de 61 m de longueur dila-

table: on y a mesuré une variation totale de 4 cm entre des températures de -17° et $+45^{\circ}$, et le néoprène n'a pas subi de dégradation.

Pour éviter le flottement de la feuille de néoprène lorsque le joint se ferme, il faut que cette feuille reste tendue. Elle doit donc être posée avec une traction initiale assez forte. Pour cela, le joint est entièrement préfabriqué. La feuille est tendue et l'écartement des cornières est maintenu par des barrettes qui sont enlevées une fois le joint mis en place. Il en résulte que la traction maximale quand le joint est ouvert peut atteindre 400 kg par mètre linéaire.

L'étanchéité de ce joint est assez bonne, mais le relevage dans les bordures est délicat.

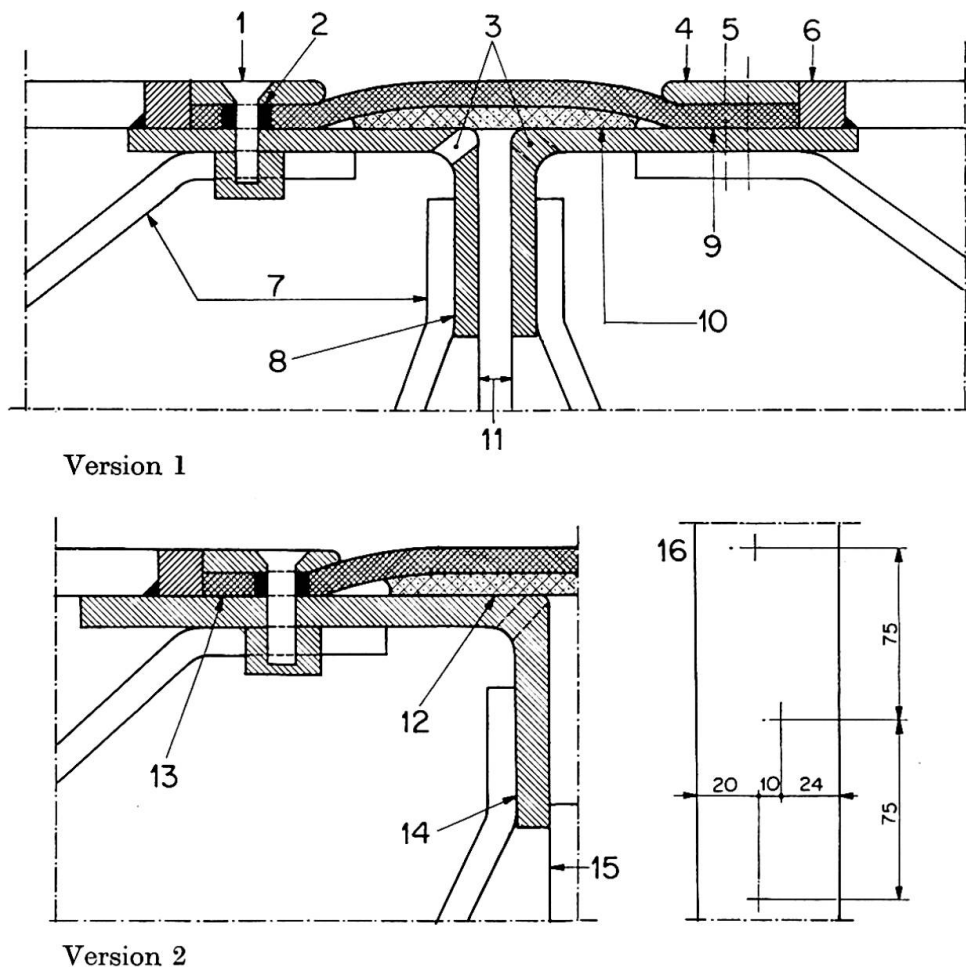


Fig. 4. Joint Dilastic.

- | | |
|--|--|
| 1 Vis 14 × 50 | 9 Couvre-joint en néoprène 250 × 10 |
| 2 Manchon tube 14,5 × 21 × 9,7 | 10 Fourrure en néoprène armé de fils métalliques, longueur: 120, ép.: 10 |
| 3 Trous événements \varnothing 10 tous les 20 cm | 11 Ouvert 1,5 cm — fermé 0,5 cm |
| 4 Plat 60 × 10 | 12 Fourrure 160 × 10 |
| 5 Axes des vis | 13 Couvre-joint en Néoprène 300 × 10 |
| 6 Carré 20 × 20 | 14 Cornière 200 × 100 × 14 |
| 7 \varnothing 12 | 15 Ouvert 2,5 cm — fermé 0,5 cm |
| 8 Cornière 150 × 90 × 11 | 16 Schéma des trous de fixation |

Ces joints ont été placés en assez grand nombre sur des voies à grande circulation de la région parisienne et sur l'autoroute du Sud de Paris. Ils ont bien résisté depuis plus de 5 ans, malgré l'intensité du trafic, dans la mesure où les cornières ont été solidement ancrées. En tout cas, le néoprène est resté en bon état, bien qu'il soit tendu en permanence et soumis directement aux effets de la circulation et des intempéries.

C'est ce type de joint qui vient d'être placé sur les 28 travées du viaduc qui franchit le Parc des Expositions à Paris. Son prix est à peu près le même que celui du joint précédent.

2.22. Avec blocs de néoprène comprimés

Dans les deux types de joints suivants, le néoprène au lieu d'être tendu est au contraire comprimé en permanence.

2.221. Joint P.B.S.

Ce joint est constitué de 2, 3 ou 4 profilés de néoprène, serrés entre deux plats métalliques verticaux, et appuyés sur un plat horizontal enrobé de néoprène qui glisse sur les cornières bordant la coupure. Entre deux profilés,

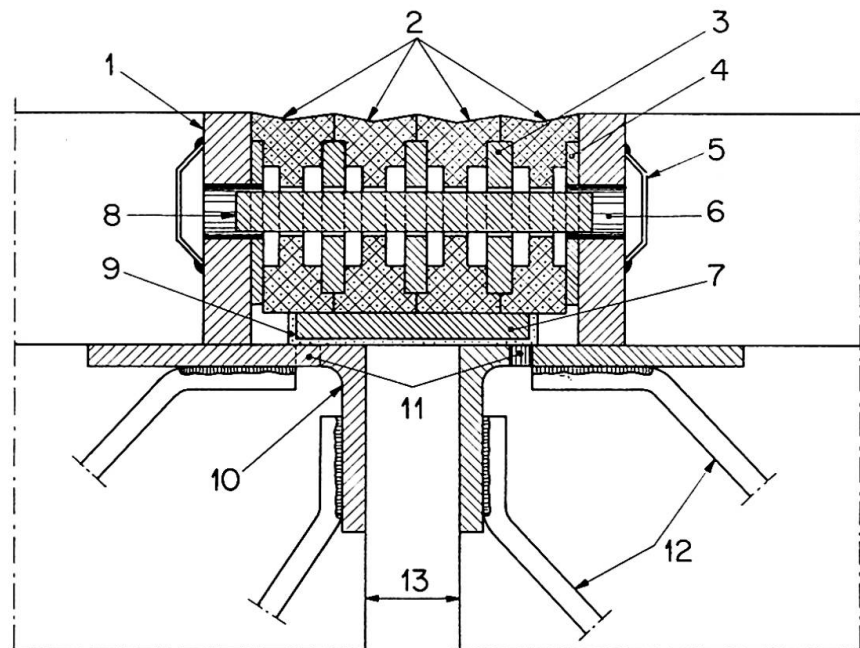


Fig. 5. Joint de chaussée P.B.S.

- | | |
|--------------------------------|---|
| 1 Plac 100 × 20 | 8 Broche \varnothing 16 |
| 2 4 profilés de néoprène moulé | 9 Enrobage caoutchouc 3 mm |
| 3 Plac 60 × 10 | 10 Cornière 120 × 80 × 10 |
| 4 Plac 70 × 5 | 11 Trous événements \varnothing 10 tous les 20 cm |
| 5 Coupelle | 12 Ancrages \varnothing 10 |
| 6 Trou \varnothing 22 | 13 Ouvert 4 cm — fermé 2 cm |
| 7 Plac 100 × 12 | |

qui ont une forme en I, on vient intercaler un plat métallique vertical. L'ensemble est percé de trous où l'on passe des broches horizontales.

Les profilés de néoprène sont mis en place avec une compression initiale suffisante pour qu'ils restent comprimés quand le joint est complètement ouvert.

Le jeu total est de 1, 1,5, 2 cm suivant le nombre de profilés. Lorsque le joint se referme, la poussée peut atteindre plus de 3 tonnes par mètre linéaire. Si le pont est biais, la composante de cette poussée transversalement à l'ouvrage peut être importante, et il faut alors prévoir des dispositifs spéciaux pour l'équilibrer.

La forme des profilés a été étudiée de manière que leur écrasement ne provoque pas de déformation sensible dans le sens vertical (fig. 6).

Les trous ménagés dans le néoprène servent à faciliter l'expansion de celui-ci. Les pièces métalliques sont assemblées à l'avance par éléments de 3,20 m, ce qui rend la mise en place assez rapide.

L'étanchéité du joint est bonne. Elle a été améliorée par l'interposition d'un mortier à la résine époxyde entre les plats métalliques verticaux et le béton.

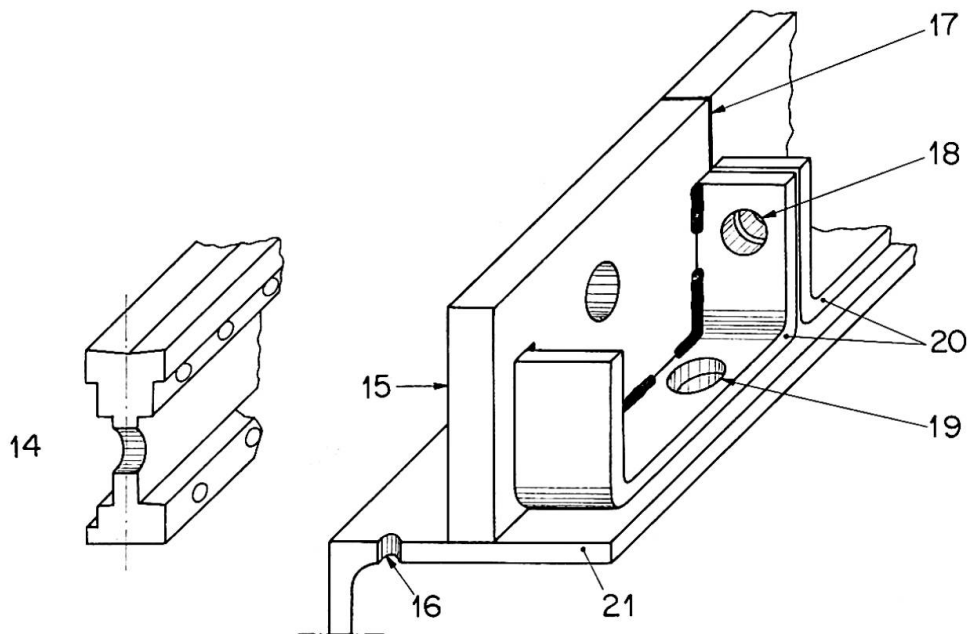


Fig. 6. Joint de chaussée P.B.S. Perspective.

- | | |
|---|--|
| 14 Profilé de néoprène moulé | 19 Vis indesserrable traversant la cornière et se vissant dans un écrou borgne soudé sous l'aile (fixation des flasques sur les cornières, tous les 40 cm) |
| 15 Flasque 100 × 20 | 20 U de fixation courante et d'extrémité |
| 16 Event \varnothing 10 | 21 Cornière 120 × 80 × 10 |
| 17 Feuille de caoutchouc | |
| 18 Boulon \varnothing 16 ordinaire (liaison des flasques entre elles) | |

La qualité de roulement est très bonne. Grâce à la forme spéciale des éléments, la surface du joint reste pratiquement horizontale dans tous les cas.

Des joints de ce type sont en service depuis plus de 5 ans, sur des itinéraires à forte circulation, notamment dans la région parisienne. Ils ont fort bien résisté jusqu'ici et n'ont nécessité aucune réparation ni aucun travail d'entretien.

C'est un système qui paraît donc très intéressant mais qui présente l'inconvénient d'être relativement coûteux à cause des formes assez compliquées de ses éléments.

2.222. Joint Propec

Ce joint est constitué d'un bloc de néoprène d'un seul tenant, serré entre deux éléments métalliques ancrés dans le béton.

Dans les premières réalisations, le bloc avait une forme de M en coupe transversale. L'expérience a montré que dans la position fermée, le bombement de la surface du joint était assez sensible, de l'ordre de 1 cm, provoquant

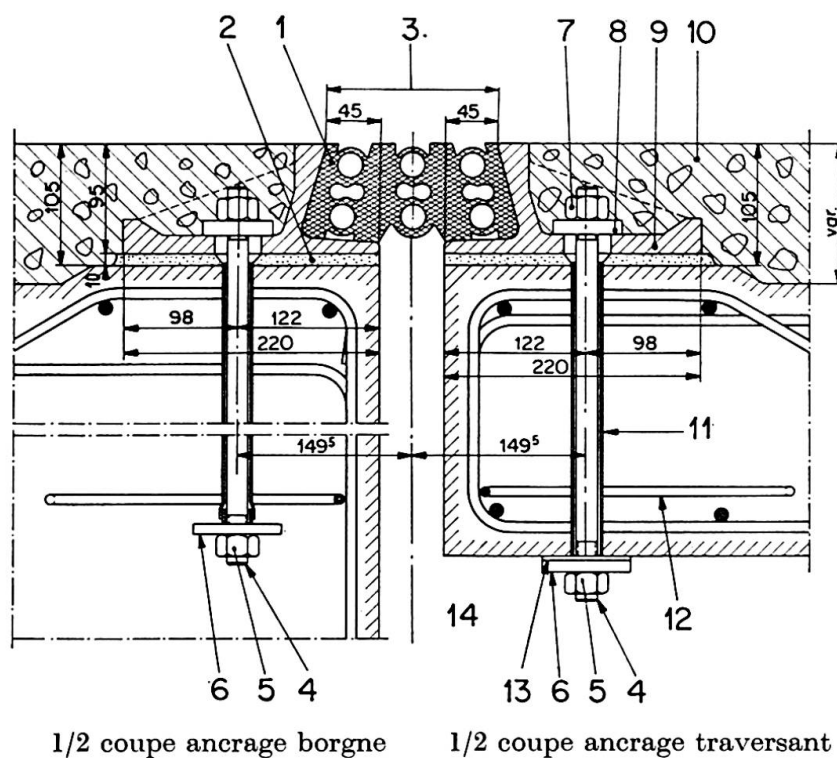


Fig. 7. Joint Propec C 50.

- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1 Profil en néoprène | 8 Plaque de répartition |
| 2 Mortier de pose | 9 Profilé métallique C 50 |
| 3 Joint ouvert 14,5 cm | 10 Revêtement de chaussée |
| 4 Tige filetée \varnothing 18 enduite de bitume et mise en tension contrôlée (3 p. m.) | 11 Gaine en chlorure de polyvinyle |
| 5 Ecrou | 12 Frette au droit de chaque tirant |
| 6 Plaque de répartition | 13 Plaque de Néoprène |
| 7 Ecrou | 14 Ouvert 5,5 cm — fermé 0,5 cm |

un choc pour les véhicules et des efforts importants dans le néoprène. Par la suite, on a amélioré la forme extérieure du bloc, qui au surplus a été percé de trous longitudinaux dont la disposition a été spécialement étudiée, de manière que la surface libre reste toujours sensiblement horizontale quelle que soit l'ouverture du joint. La forme des éléments en acier moulé a été elle aussi améliorée, de même que les dispositifs d'ancrage.

Ce joint existe en deux modèles, dont les jeux théoriques sont de 2,5 cm et 5 cm.

Il est mis en place avec une compression initiale assez forte de manière à rester toujours comprimé. Dans sa position la plus fermée, il exerce donc une pression de plus de 3 tonnes par mètre linéaire. Des précautions particulières doivent donc être prises dans le cas de ponts biais.

L'étanchéité de ce joint est bonne.

Le relevage dans les trottoirs nécessite des éléments spéciaux (fig. 8).

Pour le réglage des parties métalliques, on utilise un mortier de pose à base de résine époxyde.

Ce type de joint a été choisi pour un assez grand nombre de ponts et de viaducs actuellement en construction. Son prix est du même ordre que celui du joint P.B.S.

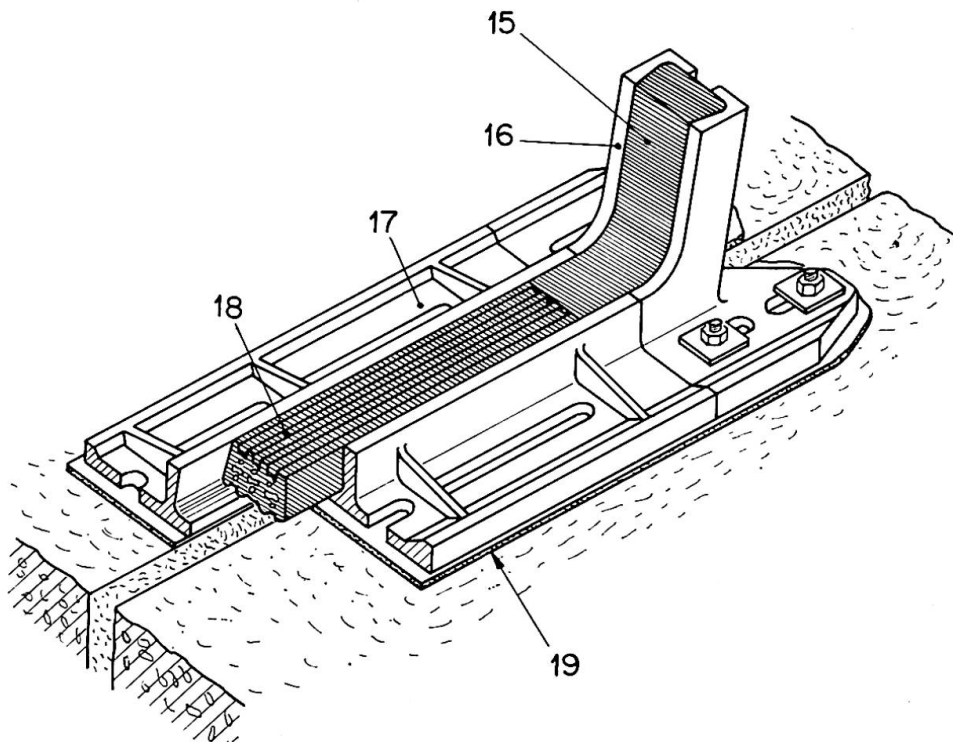


Fig. 8. Relevement de joint de chaussée Propec.

- | | |
|--|--|
| 15 Profil élastique | 18 Profil élastique du joint de chaussée |
| 16 Élément métallique | 19 Mortier de pose |
| 17 Élément métallique du joint de chaussée | |

2.23. A peigne en néoprène et en acier

Joint F.T.

Ce joint est très différent des précédents. Il est basé sur le même principe que les anciens joints à peigne, qui ont été très utilisés dans le passé, notamment dans les vieux ponts suspendus. Mais ici, la tôle qui recouvre la coupure est appuyée de part et d'autre sur du néoprène.

Ce joint se compose de deux éléments en néoprène comportant à leur partie inférieure une tôle qui leur est fixée par vulcanisation à chaud. Une tôle de 12 mm fixée elle aussi par vulcanisation à chaud à l'un des éléments permet le franchissement de la coupure. Cette tôle est recouverte d'une mince couche de gravier collée à sa surface pour la rendre antidérapante.

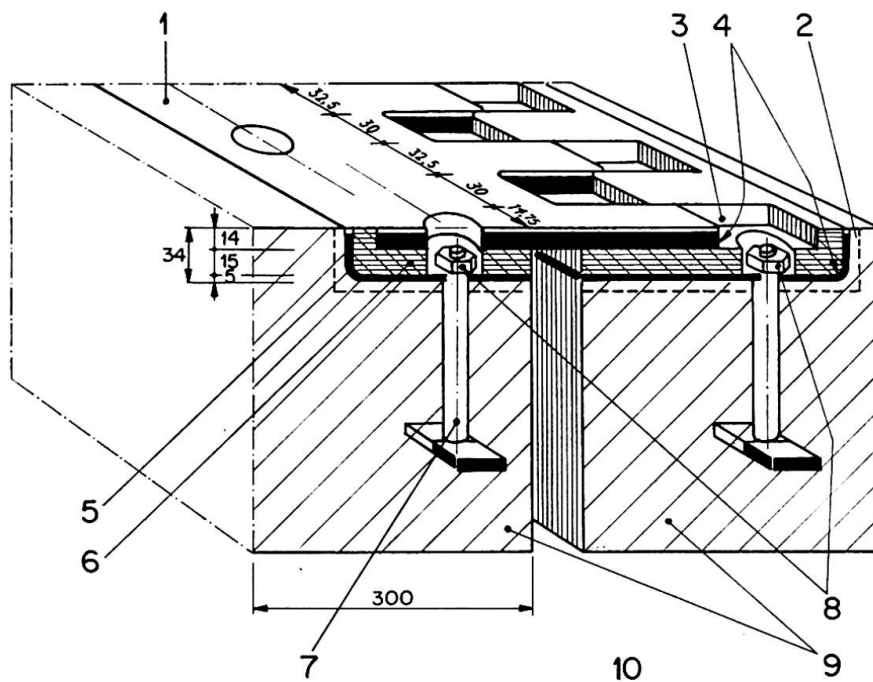


Fig. 9. Joint de chaussée F.T.

- | | |
|----------------------|-----------------------|
| 1 Gravier collé | 6 Néoprène |
| 2 Mortier de calage | 7 Tige filetée |
| 3 Peigne en néoprène | 8 Boulons de fixation |
| 4 Tôle | 9 Béton |
| 5 Tôle | 10 Jeu de 5 cm |

Le calage précis des éléments se fait au moyen d'un mortier à base de résine époxyde. Ils sont fixés par des tiges filetées noyées dans le béton. Les logements des écrous sont ensuite remplis de mastic ou de plomb fondu.

Le jeu de ce type de joint peut être plus grand que celui des précédents. Jusqu'ici il n'a été réalisé que pour un jeu de 5 cm (ce qui correspond à une longueur dilatable d'environ 80 m). Mais rien n'empêche, en gardant le même principe, de construire des joints dont le jeu serait plus important.

Ce type de joint a l'avantage de n'introduire aucun effort dans le tablier. On peut l'envisager en particulier pour des ouvrages biais, à condition bien entendu de tailler les dents dans le sens de la dilatation de l'ouvrage.

De plus, il est relativement économique.

En revanche, il n'est pas étanche, et son relevage dans les bordures n'est pas possible.

Plusieurs prototypes de ce joint ont été placés en 1959 dans un tronçon de chaussée expérimentale en béton précontraint, sur un itinéraire à grande circulation proche de Paris. Jusqu'ici ils se sont très bien comportés. Mais leur fonctionnement n'est pas identique à celui d'un joint de pont, puisque la fondation est continue de part et d'autre de la coupure dans le béton.

Plus récemment, des joints de ce type ont été mis en place sur des ouvrages d'art d'une autoroute qui a été ouverte à la circulation en mai 1964. Jusqu'à présent (janvier 1965) ils ont donné toute satisfaction.

Il reste à savoir combien de temps ils pourront résister à une circulation très intense et très rapide.

3. Conclusion

Ces quelques exemples montrent que beaucoup d'imagination a été dépensée pour améliorer les joints de chaussée; les constructeurs français disposent maintenant d'un choix de joints de types divers, dont plusieurs sont très prometteurs.

L'intérêt de l'emploi des caoutchoucs artificiels a été confirmé par les premières expériences; ces matières permettent d'éviter ou d'atténuer sensiblement les ressauts et les chocs au passage des véhicules et en même temps d'améliorer l'étanchéité des joints.

Cependant, tous les problèmes ne sont pas résolus. On ne peut rien affirmer notamment sur la durée de ces nouveaux types de joints, tant qu'une expérience assez longue n'a pas été faite. Les ancrages et les collages devront être encore améliorés, de même que la surface des joints et les dispositifs de relevage dans les bordures. Il faudra chercher en même temps à faciliter leur mise en place et leur remplacement éventuel et à diminuer leur prix de revient.

Des études et des recherches sont donc encore à faire. Nous souhaitons vivement qu'une collaboration internationale s'établisse et se développe dans ce domaine afin d'accomplir plus vite de nouveaux progrès.

Résumé

Plusieurs types nouveaux de joints de chaussée utilisant des caoutchoucs artificiels ont été récemment expérimentés en France. La communication ci-dessus donne des indications sur les caractéristiques de ceux qui paraissent les plus intéressants, et sur les résultats obtenus.

En conclusion, il est noté que tous les problèmes posés par les joints de chaussée ne sont pas encore résolus et qu'une collaboration internationale est souhaitable dans ce domaine.

Zusammenfassung

Verschiedene neue Typen von Dehnungsfugen aus synthetischem Gummi wurden kürzlich in Frankreich geprüft. Der Beitrag gibt eine Übersicht über die interessantesten Typen sowie über die damit erzielten Versuchsergebnisse.

Abschließend wird festgestellt, daß noch nicht alle an die Dehnungsfugen gestellten Anforderungen erfüllt sind und daß eine internationale Zusammenarbeit auf diesem Gebiet wünschenswert ist.

Summary

Several new types of road joint using synthetic rubbers have recently been tested in France. The above paper gives data on the characteristics of those which appear to be of greatest interest, and on the results obtained.

In conclusion, it is pointed out that all the problems connected with road joints have not yet been solved and that international collaboration in this field would be desirable.

VIa 2

Gelenke aus Stahlbeton

Reinforced Concrete Hinges

Articulations en béton armé

A. RÖSLI

Dr. dipl. Ing. ETH, Zürich, Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf

An der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich-Dübendorf (EMPA), werden gegenwärtig zwei Überprüfungsversuche an Brückendetails im Maßstab 1 : 1 durchgeführt, nämlich an sogenannten Betonfedergelenken für eine Eisenbahnbrücke sowie an einer neuartigen Gelenkkonstruktion für Straßenbrücken in Gerberträgerausbildung.

A. Betonfedergelenke

Betonfedergelenke sind bei der in Fig. 1 dargestellten Brücke an Stelle von Linienkipplagern aus Stahl vorgesehen. Sie bestehen — wie Fig. 2 zeigt — im wesentlichen aus einer starken Einschnürung im Stützenkopf, durch welche gekreuzte Armierungsstäbe geführt werden. Solche Betongelenke sind bekanntlich schon vor vielen Jahren insbesondere von MESNAGER, MÖRSCH, MAILLART, FREYSSINET und andern vorgeschlagen und eingebaut worden. In letzter Zeit haben sie wieder eine zunehmende Bedeutung gewonnen dank den Entwicklungen auf dem Gebiet der Betontechnologie sowie sorgfältiger experimenteller Untersuchungen in verschiedenen Laboratorien, vorwiegend in Deutschland, aber auch in der EMPA. Dabei sind etwa folgende wichtigste Dimensionierungsgrundsätze erarbeitet worden:

1. Möglichst starke Einschnürung in der Gelenkpartie mindestens auf $\frac{1}{3}$ des vollen Querschnittes.
2. Unter der Wirkung von Eigengewicht und voller Nutzlast — das heißt im Gebrauchszustand — dürfen bei Vernachlässigung der Armierung im eingeschnürten Querschnitt die Prismendruckfestigkeit des Betons oder sogar noch höhere Werte erreicht werden. Es wird hier somit mit Spannungen ganz anderer Größenordnung als üblicherweise gerechnet.
3. Die Stahlarmierung wird so bemessen, daß — nun ohne Berücksichtigung des Betons — im Gebrauchszustand die Fließ- oder Streckgrenze des Stahles erreicht wird.

4. Die unmittelbar über und unter dem Gelenk liegenden Stützenpartien müssen gegen die auftretenden Querkzugkräfte genügend armiert werden, und zwar für etwa 20 bis 25% der totalen Gelenkkraft sowie über eine Höhe entsprechend einer Kraftausbreitung unter dem Winkel von 90° .

Derartig dimensionierten Gelenken können insbesondere bei statischer Belastung ohne weiteres Verdrehungen von $\pm 1\%$, entsprechend einem Bogenmaß von $\pm 0,01$ zugemutet werden.

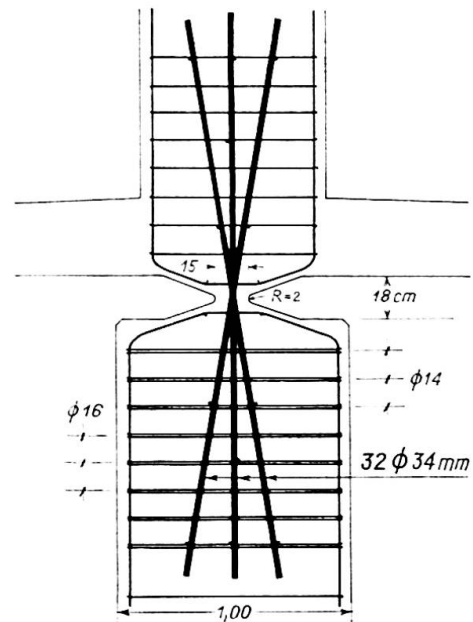
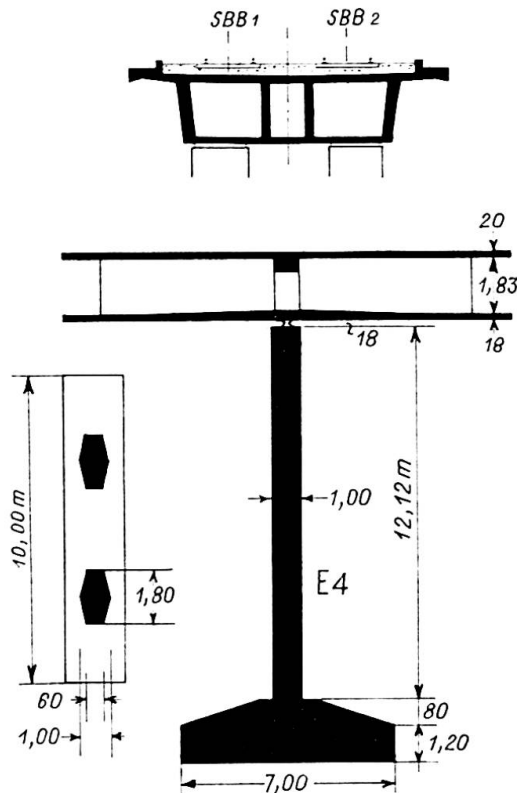


Fig. 2. Detail des Betonfedergelenkes.

Fig. 1. Brückenpfeiler des Hardturmviaduktes mit Betonfedergelenk zwischen Brückenträger und Pfeiler. Projektverfasser: Ingenieurgesellschaft Dr. C. Menn, Dr. H. Hugi und D. J. Bänziger.

Bei der geplanten Eisenbahnbrücke ist mit folgenden größten Verdrehungen zu rechnen:

1. Einmalige Auslenkung infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen der als durchlaufender Balken ausgebildeten Brückenkonstruktion von $0,6\%$.
2. Wechselnde Verdrehung infolge Verlängerung und Verkürzung der Brücke aus Temperaturänderung im Ausmaß von weiteren $\pm 0,2\%$.
3. Die Verdrehung infolge Verkehrsbelastung kann vernachlässigt werden. Hingegen erzeugt die Verkehrsbelastung im Gelenk eine stark wechselnde Normalkraft, die pro Stütze von 400 t infolge Eigengewicht der Brücke bis auf 900 t bei voller Nutzlast ansteigen kann.

In den Versuchen ist nun das Verhalten des Gelenkes unter dieser oft wiederholten Belastung und bei verschiedenen, stufenweise und nach beiden Richtungen zunehmenden Auslenkungen abzuklären, wobei in jeder Lage 1 bis 2 Millionen Lastpulsationen aufgebracht werden. Das Gelenk wird somit nicht beliebig oft, sondern nur einer vorgegebenen Zahl von Auslenkungen unterworfen, muß jedoch in den verschiedenen Positionen die volle Gebrauchslast beliebig oft, das heißt praktisch 2 Millionen mal aufnehmen können.

Fig. 3 zeigt die Prüfeinrichtung und den in natürlicher Größe ausgebildeten Versuchskörper, der einzig mit 80 cm nur die halbe Tiefe aufweist wie in Wirklichkeit.

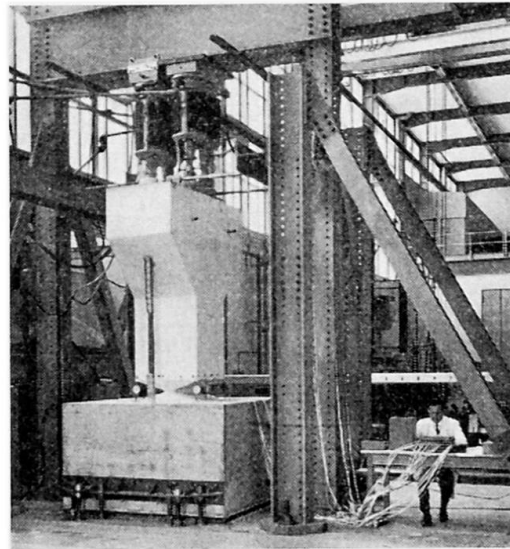


Fig. 3. Ermüdungsversuch an einem Betonfergelenk in natürlicher Größe. Die ruhende Belastung von 250 t entsprechend dem Eigengewicht der Brücke wird durch zwei Vorspannkabel erzeugt. Die zwischen 20 t und 200 t wechselnde Verkehrsbelastung wird mit Hilfe von vier Preßtöpfen und zwei Pulsatoren 250mal pro Minute aufgebracht.

Das Gelenk befindet sich zwischen der Stütze und dem unteren Fußkörper. Die jeweilige Auslenkung ergibt sich durch ein Verschieben des auf einem Walzenlager ruhenden Fußkörpers gegenüber dem oben festgehaltenen Stützentil.

Die Belastung wird aufgebracht:

250 t als *ruhende Belastung* insbesondere infolge Eigengewicht der Brücke mit den zwei seitlich angebrachten Vorspannkabeln.

Pulsierende Belastung zwischen 20 t und 200 t, und zwar 250mal in der Minute mit vier hydraulischen 50-t-Preßtöpfen und zwei gekuppelten Amsler-Pulsatoren.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind nun folgende:

1. Rißbildung:

Auftreten der ersten Haarrisse bei der erstmaligen Auslenkung auf 0,2%. Bis zu 0,4% Auslenkung: Beschränkte Rißbildung mit Rißbreiten von 0,2 bis 0,4 mm. Bei 0,6% Auslenkung Rißbreiten von 0,6 bis 0,8 mm, die eindeutig größer sind als allgemein zulässig; mit zunehmender Auslenkung nehmen auch die Rißbreiten weiter zu.

Bei Auslenkungen über 0,6% merkliches Ausbrechen des Betons in der jeweiligen Druckzone, das abhängig ist von der Zahl der Lastwechsel. Fig. 4 und 5 zeigen das Gelenk nach Auslenkungen von 1% in beiden Richtungen und insgesamt 20 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Rißbeobachtung ist die Gelenkpartie geweißelt.

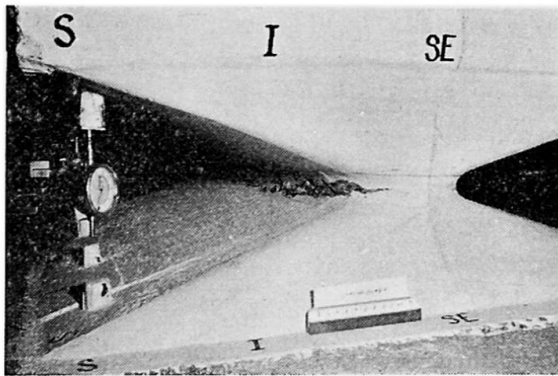


Fig. 4. Betongelenk nach Auslenkung von 1% in beiden Richtungen und insgesamt 20 Millionen Lastwechseln. Zustand des Gelenkes auf der momentanen Zugseite.

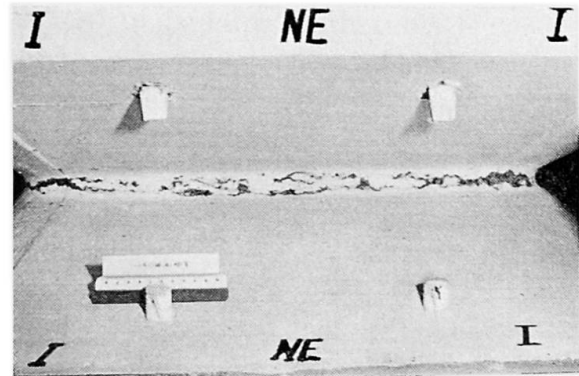


Fig. 5. Zustand auf der momentanen Druckseite.

2. Auch nach über 20 Millionen Lastwechseln und Auslenkungen von $\pm 1\%$ konnte am ersten Versuchskörper eine Bruchsicherheit, das heißt ein Verhältnis von Bruchlast zu Gebrauchslast von mehr als 2 nachgewiesen werden.
3. Am zweiten Versuchskörper konnte die Auslenkung bei Ermüdungsbeanspruchung bis auf 2,4% getrieben werden. Insgesamt wurden über 35 Millionen Lastwechsel aufgebracht, und anschließend gelang es — wie dies in Fig. 6 dargestellt ist — die Auslenkung bis auf 14% zu steigern, ohne daß ein Bruch auftrat.

Aus den durchgeführten Versuchen können folgende Folgerungen gezogen werden:

Festigkeitsmäßig erfüllen diese Betongelenke die erforderlichen Bedingungen auch bei Ermüdungsbeanspruchung.

Die auftretenden Rißbreiten überschreiten jedoch deutlich das Maß, das für einen genügenden Korrosionsschutz der Armierungsstähle normalerweise als erforderlich erachtet wird. Nach unseren Erfahrungen ist dies:

bei geschützten Bauteilen:

- 0,3 mm unter der maximalen Last,
- 0,2 mm unter ständiger Last;

bei ungeschützten Bauteilen:

0,2 mm unter der maximalen Last,
0,1 mm unter ständiger Last.

Die Anwendung von Stahlbetongelenken für größere Brücken unter oft wiederholter Belastung macht somit einen besonderen Schutz der Gelenkpartien notwendig und bedingt eine regelmäßige Kontrolle des Gelenkes.

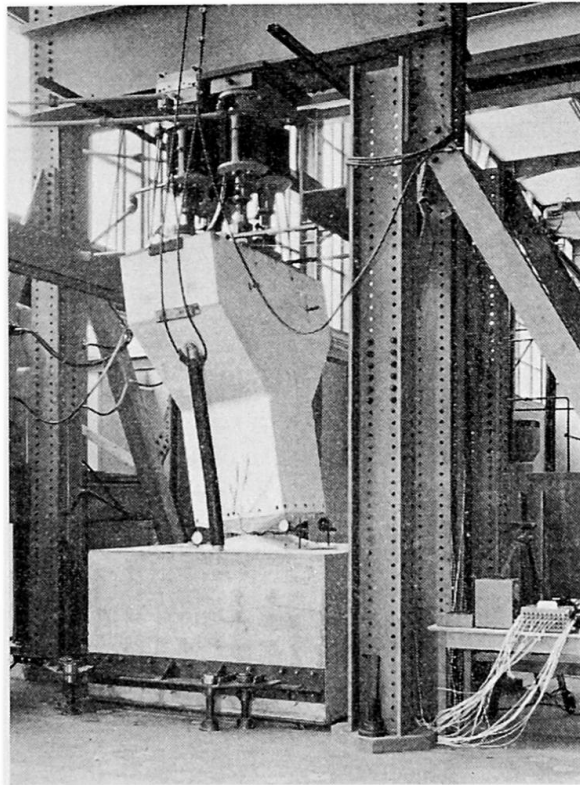


Fig. 6. Erprobung eines Betonfedergelenkes für eine Eisenbahnbrücke. Unter statischer Belastung entsprechend dem Eigengewicht der Brücke Auslenkung bis 14 %.

B. Gelenk für Gerberträger

Fig. 7 zeigt eine als Gerberträger ausgebildete Brücke mit zwei Gelenken im Mittelfeld. Solche Ausführungen eignen sich zum Beispiel bei schlechten Bodenverhältnissen, wo mit größeren Fundamentalsetzungen — etwa in aufgeschütteten Dämmen — zu rechnen ist. Infolge der eingeschalteten Gelenke können sich solche Setzungen für die Brücke zwängungsfrei abspielen; falls ein bestimmtes Maß an Setzungen erreicht wird, lassen sich die Brückenteile zum Beispiel mit hydraulischen Pressen wieder anheben.

In Fig. 8 ist links eine übliche Ausführung eines solchen Gelenkes für eine vorgespannte Brücke dargestellt mit

- den beiden ausgeklinkten Balken und dem dazwischen angeordneten Stahlgelenk,
- der Armierung der beiden Kragarme,

- der Verankerung der Vorspannkabel für beide Brückenteile,
- der Fugenausbildung in der Fahrbahn mit dem Problem der Isolation und den hier häufig auftretenden Belagsbeschädigungen.

Besonders bei kleineren Brücken sind solche Ausführungen verhältnismäßig aufwendig.

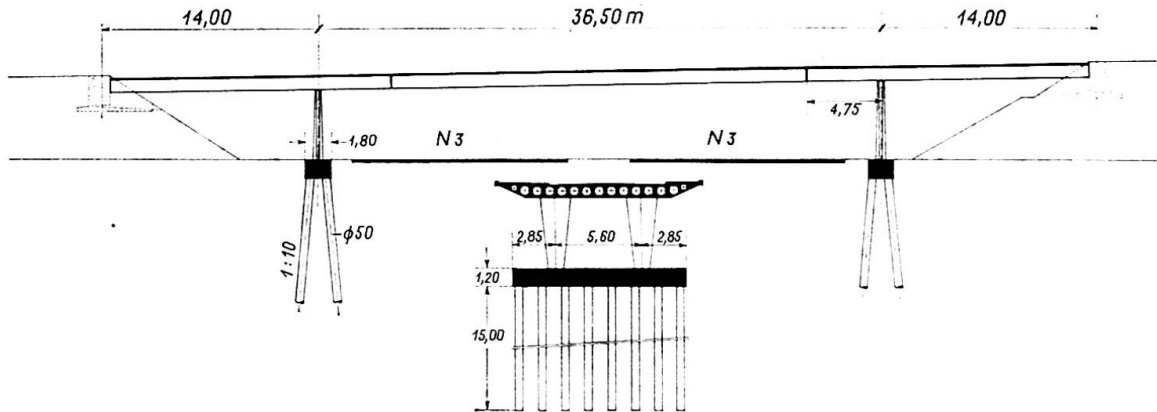


Fig. 7. Als Gerberträger ausgebildete Brücke über die Nationalstraße. Projektverfasser: Ingenieurbüro Fietz und Hauri, Zürich.



Fig. 8. Gelenk für Gerberträger. Links nach der üblichen Ausbildung, rechts nach Vorschlag von Prof. H. Hauri, ETH.

Im rechten Teil von Fig. 8 ist nun eine neuartige, von Prof. HAURI, ETH, entworfene Gelenkkonstruktion dargestellt. Sie besteht im wesentlichen aus einem bis auf 16 cm vom oberen Rand geführten Einschnitt in der 86 cm dicken Brückenplatte.

Der verbleibenden Betonzone wird nun im Gebrauchszustand ein Rotationsvermögen von etwa $\pm 0,5\%$ eventuell bis zu $\pm 1\%$ zugemutet, das heißt es sollen bei der gezeigten Brücke Widerlagerbewegungen von mindestens ± 6 cm zugelassen werden können.

Die Gelenkpartie ist für die Aufnahme der Querkräfte armiert sowie zur Verbesserung des Spannungszustandes noch vorgespannt, wobei die Kabel nun durch beide Brückenteile hindurch geführt werden können. Unter Eigengewicht und ungünstigster Nutzlastbeanspruchung treten im Gelenkquerschnitt nominelle Schubspannungen, das heißt die Querkraft dividiert durch die Gelenkfläche von $19,5 \text{ kg/cm}^2$ auf. Mit Berücksichtigung der Vorspannung von 125 kg/cm^2 beträgt damit die größte Hauptzugspannung 5 kg/cm^2 .

Diese Ausführung ist wesentlich einfacher als die übliche Gelenkkonstruktion. Sie weist insbesondere den Vorteil auf, daß der Fahrbelag unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßnahmen über das Gelenk hinüber und ohne Fuge durchgezogen werden kann.

Die Erprobungsversuche an der EMPA werden an dem in Fig. 9 dargestellten, 7,32 m langen Versuchsbalken durchgeführt. Dieser stellt einen 1 m breiten Streifen der Brückenplatte mit dem Gelenk in natürlicher Größe dar. Er ist als Balken über zwei Öffnungen auf drei Stützen gelagert. Durch Hebung und Senkung der linken Stütze kann die gewünschte, in Wirklichkeit durch die Widerlagerbewegung erzeugte Gelenkverdrehung aufgebracht werden.

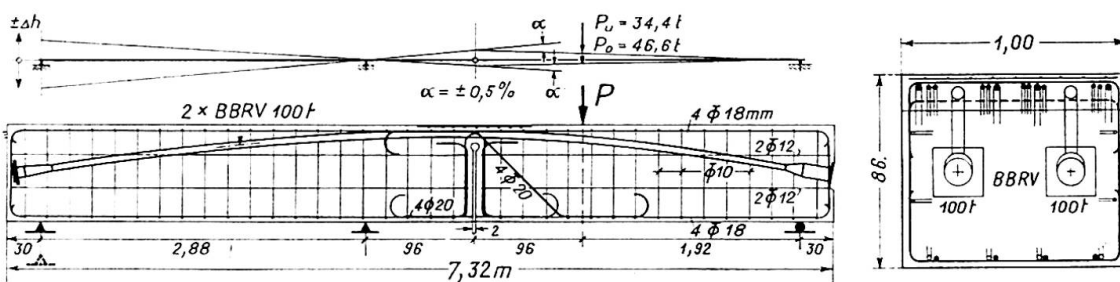
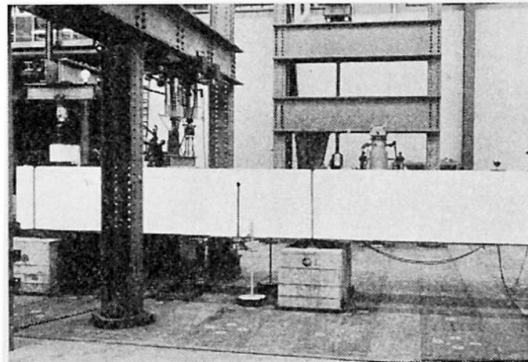


Fig. 9. Versuchsbalken für die Überprüfung eines Brückengelenkes für einen Gerberträger: stellt einen 1 m breiten Ausschnitt der Brücke in natürlicher Größe dar.

Fig. 10. Versuchsbalken für Gerbergelenke mit den zwei festen Abstützungen links und der regulierbaren Stütze auf der rechten Seite sowie dem Gelenk links von der Mittelstütze und daneben die hydraulischen Preßtöpfe. (Der Rahmen im Hintergrund gehört zu einer Versuchseinrichtung für Ermüdungsversuche an einem 240-t-Spannkabel.)



Mittels hydraulischer Pressen und einem modernen Amsler-Pulsator wird die erforderliche Belastung aufgebracht. Sie pulsiert mit 250 Lastwechseln pro Minute zwischen einer unteren Grenze von 34,4 t und einer oberen Grenze von 46,4 t und erzeugt damit im Gelenkquerschnitt die dem Gebrauchszustand entsprechende Querkraftbeanspruchung.

Fig. 10 zeigt die Versuchseinrichtung:

- mit dem Versuchskörper auf den zwei festen Abstützungen und der regulierbaren Stütze auf der rechten Seite,
- mit dem Gelenk links von der Mittelstütze und daneben die hydraulischen Preßtöpfe.

Das Versuchsprogramm ist den zu erwartenden Verhältnissen angepaßt:

- Von der Nullage aus wird das Gelenk in 2 Stufen bis auf $-0,5\%$ ausgelenkt, entsprechend einer sukzessiven Widerlagersetzung. In jeder Stufe werden 500 000 Lastwechsel aufgebracht.
 - Hierauf wird das Gelenk von $-0,5\%$ direkt auf $+0,5\%$ gebracht, ähnlich einer Regulierung des Brückenteiles über die Nullage hinaus, gefolgt von Lastwechseln bei Verdrehungen von $+0,5\%$, $+0,25\%$, 0% , $-0,25\%$ usw. entsprechend weiteren Widerlagersetzungen.
- Dieser ganze Vorgang wird dreimal wiederholt.

Fig. 11 zeigt die Gelenkpartie nach der zweiten Auslenkung auf $+0,5\%$ und insgesamt 4,5 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Erkennung sind die Risse nachgezeichnet.

Die größte Rißbreite beträgt dabei 0,4 bis 0,5 mm direkt über dem Gelenk-ansatz. Auf der Balkenoberseite, das heißt in der momentanen Druckzone sind die beiden früher aufgetretenen Risse geschlossen.

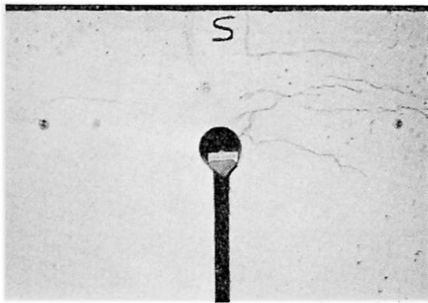


Fig. 11. Gelenkpartie nach zweimaliger Auslenkung bis auf $\pm 0,5\%$ und insgesamt 4,5 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Erkennung sind die Risse nachgezeichnet.

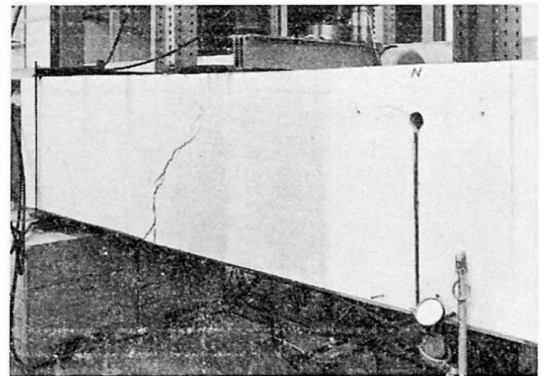


Fig. 12. Bruch des zweiten Versuchskörpers bei 154,8 t.

Bei der Auslenkung auf $-0,5\%$ schließen sich die größten Risse in den Seitenflächen bis auf eine Breite von 0,2 bis 0,3 mm, dagegen öffnen sich die Risse oben auf 0,2 bis 0,3 mm.

An einem ersten, etwas weniger stark armierten Versuchskörper wurden die Versuche bis zu Auslenkungen von $\pm 1,5\%$ mit über 15 Millionen Lastwechseln getrieben. Dabei ist im allgemeinen eine stärkere Rißbildung aufgetreten als im zweiten Versuch. Hingegen konnte nach Abschluß der erwähnten Ermüdungsversuche ein statischer Bruchversuch durchgeführt werden, wobei der Bruch bei 93 t auftrat und damit dort schon eine Bruchsicherheit von 2,0 nachgewiesen werden konnte.

Fig. 12 zeigt den nun nicht mehr durch das Gerbergelenk verlaufenden Bruch des zweiten Versuchskörpers mit einer Bruchlast von 154,8 t und einer sich daraus für den Nutzlastzustand ergebenden Bruchsicherheit von 3,35.

Die bis jetzt durchgeführten Versuche haben damit gezeigt, daß diese neuartige Gelenkausbildung eine zweckmäßige Lösung darstellt für eine Brücke in Gerberträgerausbildung. Sie weist die notwendige Bruchsicherheit auf, und im Gebrauchszustand treten bei Rotationen bis zu $\pm 0,5\%$ auch bei oft wiederholter Belastung keine größeren Rißbreiten als 0,4—0,5 mm auf. Es empfiehlt sich immerhin, die Fahrbahnplatte direkt über dem Gelenk sorgfältig zu isolieren und gegebenenfalls Maßnahmen zu treffen, damit die lokal großen Dehnungen nicht direkt auf den Belag übertragen werden.

Zusammenfassung

Es werden zwei Ausführungen von Stahlbetongelenken beschrieben, an denen in der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich-Dübendorf, gegenwärtig Bewährungsversuche in natürlicher Größe durchgeführt werden.

A. *Betonfedergelenke*. Die Versuche zeigen, daß Betonfedergelenke, nach modernen Grundsätzen entworfen, in festigkeitstechnischer Hinsicht auch den Anforderungen für Eisenbahnbrücken genügen. Die Gelenkpartien müssen aber wegen der stärkeren Rißbildung als diese üblicherweise zugelassen wird, besonders geschützt werden und kontrollierbar bleiben.

B. *Gelenke für Gerberträger*. Es wird eine neuartige, von Prof. H. HAURI, ETH, entworfene Gelenkkonstruktion für Gerberträger beschrieben, die besonders für kleinere Straßenbrücken geeignet ist und vor allem den Vorteil aufweist, daß in der Fahrbahn keine Fugen anzuordnen sind.

Summary

Two types of reinforced concrete hinges are described, on which extensive fatigue tests under actual working conditions (scale 1 : 1) were carried out at the Federal Testing Laboratories, Zürich-Dübendorf (EMPA).

A. *Reinforced concrete hinges*. The tests show that reinforced concrete hinges designed according to modern design conceptions may also satisfy the conditions for railway bridges, especially with respect to structural resistance. The formation of cracks is, however, more extensive than is usually permissible, and necessitates special protection and regular inspection of the hinge parts.

B. *Hinges for cantilever bridges*. A new type of hinge designed by Prof. H. HAURI, ETH, mainly for smaller road bridges of cantilever construction, is described. With such hinges, the joints normally provided in the deck of the bridge are unnecessary.

Résumé

L'auteur décrit deux types d'articulations en béton armé dont les modèles en grandeur naturelle font présentement l'objet d'un examen de leur com-

portement, au Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et Institut de recherches (LFEM) à Dübendorf près de Zurich.

A. *Articulations en béton armé en général.* Les essais démontrent que des articulations en béton armé, conçues selon des principes modernes, répondent également, du point de vue de leur résistance, aux exigences requises pour des ponts-rails. Comme la fissuration est plus forte que celle ordinairement admise, les parties articulées devront néanmoins être soigneusement protégées et permettre un contrôle suivi.

B. *Articulation pour poutres cantilevers.* On présente une nouvelle articulation pour poutres cantilevers, créée par le Prof. H. HAURI de l'EPF (Zurich); convenant spécialement bien pour de petits ponts-routes, cette articulation présente surtout l'avantage de ne pas nécessiter la pose de joints de chaussée.