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 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: 02.10.2025

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

A. Joints de chaussée

Depuis un passé récent la constitution des joints de chaussée est devenue un problème. Ce qui est dû, à la fois, semble-t-il à l'évolution du trafic et à celle des ponts routiers. La vitesse et le nombre, sinon le poids maximal, des véhicules ont considérablement augmenté. La modernisation des réseaux routiers a multiplié les ponts à poutres et accru leurs longueurs dilatables moyennes. La mauvaise tenue de beaucoup de joints, qui en est résulté, a eu surtout jusqu'ici des conséquences d'ordre financier. Le problème des joints pourrait bientôt apparaître comme un problème de sécurité, la sévérité de leurs sollicitations ne pouvant que s'aggraver.

Les diverses conditions que doit remplir un joint ont été excellemment énoncées par MM. W. Black et H. C. Adams dans leur contribution: liberté de la dilatation du pont; continuité de la surface de roulement; absence de

bruit et de vibrations; pérennité ou facilité de remplacement; étanchéité ou bonne évacuation des eaux, des poussières et des grains pierreux. Conditions auxquelles il faut ajouter pour maints types de joints, comme le signale le rapport de M. GRATTESAT, la possibilité et la facilité d'accès «par en dessous» pour visite et entretien, lesquelles ne peuvent être offertes que par des dispositions convenables du pont lui-même et de ses appuis.

L'aptitude de tel dispositif à remplir les conditions requises dépend en premier lieu de l'amplitude des variations de largeur du joint. Ce mouvement ne dépend pas seulement de la longueur dilatable, mais évidemment aussi du climat du lieu et du type même de la structure du pont. A cet égard MM. W. BLACK et H. C. ADAMS apportent un ensemble de résultats de mesures qui nous paraissent inaugurer l'étude scientifique des joints de chaussée. La température moyenne d'un pont, estimée d'après sa dilatation linéaire, est égale à celle de l'atmosphère pour une période de cinq jours consécutifs. Les oscillations autour de cette moyenne sont amorties par rapport à celles de l'atmosphère dans une proportion qui varie avec le type d'ouvrage. Sur ce point, l'étude en est à son début et nous souhaiterions qu'au cours de la discussion les auteurs puissent nous apporter des résultats complémentaires.

Ces mêmes auteurs nous apportent l'expérience britannique sous la forme des résultats d'une enquête, de même que M. GRATTESAT apporte sous la même forme l'expérience française. Ces expériences se confirment l'une l'autre et elles se complètent. Les points faibles des joints de chaussées ne sont pas exactement les mêmes dans les deux pays parce que les solutions qui y ont été essayées ne sont pas identiques. La comparaison est très instructive et nul doute que les constructeurs de ponts n'en retirent un grand profit. Cependant, la vérité nous oblige à dire que cette expérience n'est encore que préscientifique, faute d'être suffisamment analytique.

Pour les faibles longueurs dilatables, le mieux est de se passer de dispositif apparent et de faire le revêtement bitumineux de chaussée continu au dessus d'un simple plat ou té d'acier posé sur le vide du joint. Pour les grandes longueurs dilatables des grands ouvrages, l'on peut consentir à des solutions coûteuses qui semblent en général s'être bien comportées. Entre ces deux extrêmes on trouve les joints apparents en acier, très nombreux et de beaucoup les plus délicats. Ils sont, sauf exceptions, établis entre deux éléments de béton armé dont l'un appartient à l'appui, l'autre à la travée elle-même (un pont métallique a généralement une couverture en béton armé, un pont en béton précontraint n'est plus précontraint au voisinage du joint et normalement à ce dernier).

A lire les résultats de l'enquête, il semble que parmi les problèmes que soulève la tenue d'un joint, ceux qui se posent avec le plus d'acuité sont les suivants:

1. La tenue du revêtement au contact des dormants métalliques: il tend à se creuser ou se boursoufler.

2. La tenue des attaches des ancrages sur les dormants du joint eux-mêmes: les boulons en acier peuvent se corroder; les boulons en bronze ou laiton peuvent périr par fatigue (fait mis en lumière par MM. M. ELLINGER et F. CICHOCKI); les soudures des pattes ou tiges d'ancrage sont sensibles à la fatigue.

3. La désorganisation du béton sous les dormants. Pour l'éviter, il faut une exécution très soignée, point souligné par les enquêtes britannique et française. Il faut aussi, comme nous l'a montré notre propre expérience, une conception correcte des tracés des armatures du béton armé et des tiges d'ancrage et de leur liaison mutuelle par adhérence — ou par précontrainte.

Sur tous ces points, l'observation et la réflexion ne semblent pas suffire et le recours à l'expérimentation paraît indispensable.

L'enquête montre aussi la tendance à l'évolution des types de joints en vue de résoudre les problèmes que nous venons de signaler. A cet égard, la contribution de MM. M. ELLINGER et F. CICHOCKI qui décrit des dispositifs récemment mis en service est fort intéressante. Pour des mouvements de dilatation allant jusqu'à ± 30 mm un couvre joint d'acier moulé tenant, sans attache, par son propre poids, s'est fort bien comporté sous un trafic intense et lourd. Mais c'était à Vienne, ce trafic était semble-t-il urbain. Pourrait-on oser supprimer toute attache pour un pont d'autoroute parcouru par des véhicules lourds à grande vitesse sans avoir prouvé expérimentalement la convenance de cette suppression?

Les mêmes auteurs décrivent un autre type de joint combinant l'emploi de métal et de caoutchouc qui s'est également bien comporté à l'autre extrémité du même pont. D'autres joints métal-caoutchouc sont en voie de réalisation en divers pays. Il est souhaitable que certains d'entre eux puissent être présentés lors de la discussion[1]).

Une manière de faciliter la solution d'un problème de joints est de réduire la longueur dilatable. MM. M. ELLINGER et F. CICHOCKI décrivent un dispositif hydraulique remarquablement ingénieux qui a été employé à cet effet et qui permet de fixer le milieu d'un ouvrage à travées continues en ne demandant qu'aux culées d'équilibrer des efforts longitudinaux.

Il est très désirable que la discussion du Thème VI a lors du Congrès s'oriente vers les moyens d'étudier le problème des joints de chaussée dans un esprit résolument scientifique, c'est-à-dire à la fois analytique et expérimental:

1. Compléments à l'étude de la prévision des mouvements de dilatation.

2. Compléments aux enseignements des enquêtes par l'étude analytique détaillée de cas précis mettant en évidence les facteurs en cause (ceux en particulier que nous avons signalés plus haut).

3. Description de nouveaux types de joints, en particulier joints métal-caoutchouc.

4. Rôle et nécessité de l'expérimentation. Nous n'avons pas caché que

[1]) M. O. ROTT a présenté une description assez tôt pour qu'elle figure à la présente publication.

l'observation nous a paru décevante surtout en ce qui concerne la liaison béton métal. Pour dégager des modèles de joints satisfaisants et économiques il convient d'expérimenter.

D'autre part, de nouveaux types de joints apparaissent. Ils peuvent révéler des défauts imprévus. Eu égard aux vitesses croissantes, l'essai in situ pourra être alors générateur d'accidents. Ne faut-il prévoir le jour où il ne paraîtra plus tolérable?

5. Moyens d'expérimenter. Reproduire les conditions réelles d'aujourd'hui sur un circuit expérimental serait ruineux et lent. Il convient, semble-t-il, d'aggraver et d'accélérer les sollicitations comme on le fait par exemple dans les essais de fatigue des métaux. Des manèges de roues lourdement chargées roulant à des vitesses supérieures à celles des véhicules actuels ne pourraient-ils convenir?

B. Etanchéité et évacuation des eaux pluviales

La contribution de M. G. Grattesat rend compte d'une enquête en France et expose la technique pratiquée en ce pays. Essentiellement, la chape d'asphalte coulé est préférée aux autres qui ont déçu. Une indication intéressante: les travées indépendantes en béton armé peuvent se passer de chape parce que leur dalle entièrement comprimée est étanche. Les travées indépendantes en béton précontraint ne le peuvent pas parce que les parties de leur hourdis qui, coulées sur place, relient les poutres préfabriquées ne sont pas comprimées longitudinalement et ne sont pas étanches.

La contribution de M. J. Aichhorn décrit un procédé de pose de lés de chape souple bitumineuse dit «à la flamme» qui paraît très satisfaisant.

C. Protection des usagers et des éléments structuraux contre les accidents de la circulation

M. W. Klingenberg expose pourquoi le développement considérable du trafic routier en nombre, poids unitaire et vitesse a mis au premier rang le problème de la sécurité; comment les préoccupations qui en découlent influent toujours davantage sur la conception des routes, tout spécialement des autoroutes et de leurs ouvrages d'art; comment l'urgence a imposé d'imaginer des solutions et de les appliquer sans retard; et enfin quelle est la doctrine qui s'est dégagée et généralisée à cet égard en Allemagne fédérale. L'ampleur des réalisations dans ce pays donne une importance et un intérêt particuliers à la contribution de cet auteur.

Le seul problème important que pose la protection des ouvrages eux-mêmes est celui de leurs appuis qui pourraient être exposés aux chocs des véhicules d'une voie franchie. La solution adoptée, renforcement et protection, ne semble pas pouvoir être différente en son principe.

En ce qui concerne les usagers, évoquons tout d'abord certaines causes spéciales de danger. En premier lieu le vent transversal qui peut surprendre les conducteurs s'engageant sur le viaduc de franchissement d'une vallée. La protection en est là à la période des essais. Certaines combinaisons de grillages se sont cependant avérées efficaces. En second lieu l'éblouissement de nuit sur les ouvrages où deux chaussées voisines sont circulées en sens contraires. Là encore on en est aux essais bien que des haies artificielles à lamelles transversales semblent promettre de bons résultats. M. W. KLINGENBERG n'a pas évoqué le verglas, sans doute parce que le problème de son élimination, même en des zones sensibles limitées, n'a pas reçu de solution satisfaisante. Il nous paraît souhaitable que la discussion apporte du nouveau sur ce point, de même que des compléments sur les derniers progrès en matière de protection contre le vent transversal et contre l'éblouissement.

Mais le problème principal de la protection des usagers est celui des dispositifs destinés à empêcher les véhicules de quitter accidentellement la chaussée. La plus grande partie de la contribution de M. W. KLINGENBERG, la totalité de celles de MM. M. ELLINGER et V. J. JEHU leur sont consacrées. Ce problème est particulièrement difficile sur les ouvrages d'art.

En terrain libre, la glissière de sécurité souple et continue doit ramener le véhicule qui la heurte vers la chaussée sans provoquer son renversement, et de façon progressive de manière à éviter de blesser les passagers par un choc trop brutal. La contribution de M. V. J. JEHU analyse théoriquement l'intensité des chocs auxquels peuvent être soumises les glissières de sécurité, et la manière dont ces dernières fonctionnent, rend compte des essais de chocs par véhicules réels auxquels il a procédé et fournit ainsi des bases de caractère scientifique au calcul. Une glissière de sécurité, même semi-rigide, fonctionne surtout comme un câble ou une chaîne, ce que signale aussi M. W. KLINGENBERG. Son efficacité dans les conditions de progressivité souhaitées est liée à la possibilité de flèches importantes, de l'ordre du mètre, qui permettent l'annulation de la composante transversale de la vitesse, en particulier en intéressant un nombre suffisant de supports de la glissière, supports dont la détérioration est acceptée. Comment trouver ces possibilités de déformation sur un pont dont la largeur est limitée? M. V. H. JEHU pose le problème et suggère des solutions.

M. M. ELLINGER souligne l'importance de certains détails, tels que de disposer la glissière et la bordure de chaussée dans le même plan vertical et d'aménager des sections faibles dans les poteaux de support de la glissière de manière que la structure du pont ne puisse être endommagée. Mais il semble bien que les dispositions qu'il décrit se rapportent à un trafic semi-urbain à vitesse modérée et pourraient ne pas convenir à des ponts en rase campagne.

La doctrine allemande, exposée par M. W. KLINGENBERG, a écarté l'emploi sur les ponts de glissières souples. Les glissières, qui sont estimées nécessaires, doivent être assez résistantes pour ne pas présenter latéralement de flèches importantes. La série des dessins qui accompagnent la contribution de ce der-

nier auteur montrent l'application de cette idée. Il y a lieu de noter tout d'abord que les dispositions correspondantes sont telles que des avaries par choc à une glissière ne doivent pas intéresser l'ossature porteuse du pont, et que les bordures de chaussée sont très peu hautes de façon à ne pouvoir former tremplin qui ferait franchir la glissière aux véhicules, dispositions qui s'accordent avec les préoccupations de M. M. ELLINGER. Les profils des glissières et des trottoirs qui les précèdent sont de plus dessinés pour tendre à renvoyer les véhicules sur la chaussée.

De telles dispositions sont-elles satisfaisantes sous des chocs survenant sous des angles aussi ouverts et à des vitesses aussi élevées que les envisage M. V. J. JEHU? Le basculement des véhicules lourds dont le centre de gravité est haut n'est-il pas à craindre? D'autre part le choc d'un véhicule sur une glissière rigide paraît de nature à endommager sérieusement ses roues et à blesser ses occupants. Le renvoi sur la chaussée d'un véhicule ainsi avarié et dont le conducteur a été lésé dans ses facultés ne peut-il constituer un danger tout particulier pour les autres usagers de la même chaussée? Il est souhaitable que la discussion apporte sur tous ces points et sur la valeur comparée des diverses conceptions des glissières de sécurité, les résultats de l'observation et de l'étude des accidents ainsi que ceux des essais qui auraient pu éventuellement être récemment exécutés.

Generalbericht

A. Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen

Die Ausbildung der Fahrbahnübergänge ist in jüngster Zeit ein wichtiges Problem geworden. Es ist dies einerseits eine Folge der Verkehrsentwicklung, Frequenz, Geschwindigkeit und Höchstgewicht der Fahrzeuge haben stark zugenommen, und des intensiven Straßenausbaues, der immer mehr Brücken mit größerer Dehnungslänge erfordert. Die Schäden an den Fahrbahnübergängen hatten bis anhin vorwiegend finanzielle Folgen. Mit der ständigen Zunahme der Beanspruchungen könnte das Problem der Fugenabdeckungen jedoch bald zu einem Problem der Verkehrssicherheit werden.

In ihrem ausgezeichneten Beitrag stellen W. BLACK und H. C. ADAMS folgende Anforderungen an einen einwandfreien Fahrbahnübergang: Dehnungsfreiheit; Kontinuität der Fahrbahnoberfläche; Lärm- und Erschütterungsfreiheit; Dauerhaftigkeit bzw. leichte Ersetzbarkeit; Dichtigkeit und gute Ableitung von Wasser, Staub und Sand.

GRATTESAT fügt diesen Bedingungen in seiner Arbeit noch eine weitere hinzu: Die leichte Zugänglichkeit «von unten her» für Kontrolle und Unterhalt, eine Bedingung, die durch geeignete Ausbildung von Brücke und Widerlager erfüllt werden kann.

In welchem Maße eine bestimmte Übergangskonstruktion die angeführten Bedingungen erfüllen kann, hängt in erster Linie von der Größe der Fugenbewegung ab, die ihrerseits wieder eine Funktion der Abschnittslänge, der Bauart der Brücke und des Klimas ist.

Der Beitrag von W. Black und H. C. Adams enthält eine diesbezügliche Zusammenstellung von Meßergebnissen, die als Beginn einer wissenschaftlichen Untersuchung angesehen werden können. Die mittlere Temperatur einer Brücke — aus ihrer Längenänderung berechnet — entspricht demnach derjenigen der Atmosphäre für eine Periode von fünf aufeinanderfolgenden Tagen. Die Schwingungen um diesen Mittelwert erfahren in der Brücke gegenüber denjenigen der Atmosphäre eine Dämpfung, die von Bauerk zu Bauwerk verschieden ist. Damit ist die Studie leider zu Ende; es wäre wünschenswert, wenn die Verfasser anläßlich der Diskussion weitere Ergebnisse bekanntgeben könnten.

In der Arbeit von W. Black und H. C. Adams finden sich auch die Ergebnisse einer Umfrage bezüglich der Erfahrungen mit Fahrbahnübergängen in England. In ähnlicher Form hat Grattesat auch die Ergebnisse einer Untersuchung in Frankreich zusammengestellt. Da die angewandten Lösungen in den beiden Ländern nicht identisch sind, wurden auch nicht die gleichen Mängel an den betreffenden Übergangskonstruktionen festgestellt. Der Vergleich ist aber sehr interessant und zweifellos werden die Brückeningenieure hieraus großen Nutzen ziehen. Die analytische, wissenschaftliche Beurteilung und Auswertung fehlt jedoch diesen Untersuchungen noch.

Bei kleinen Dilatationslängen verzichtet man am besten auf eine sichtbare Fugenabdeckung und zieht einen bituminösen Fahrbahnbelag über eine einfache Stahlplatte oder ein T-Profil, das auf die Fugenöffnung gelegt wird. Bei großen Dilatationslängen großer Bauwerke sind kostspielige Lösungen, die sich im allgemeinen gut bewährt haben, gerechtfertigt. Zwischen diesen Extremen findet man zahlreiche einfache, aber oft sehr empfindliche Übergangskonstruktionen in Stahl. Sie sind ausnahmslos zwischen zwei armierten Betonelementen angeordnet, wovon eines zum Widerlager, das andere zum Brückenträger gehört. (Stahlbrücken besitzen im allgemeinen eine Stahlbeton-Fahrbahnplatte. Bei Spannbetonbrücken liegen die gleichen Verhältnisse vor, da die Umgebung der Fuge nicht vorgespannt ist.)

Wie aus den Untersuchungsergebnissen hervorgeht, bereiten bei Fugenkonstruktionen folgende Probleme die größten Schwierigkeiten:

1. Das Verhalten des Belages an der Berührungsstelle mit den Stahlprofilen. Der Belag verwölbt sich und bröckelt ab.

2. Die Befestigung der Ankereisen an den Profilen der Fugenkonstruktion. Stahlbolzen werden durch Korrosion, Bolzen aus Bronze oder Messing infolge Ermüdung zerstört (s. Beitrag von M. Ellinger und F. Cichocki). Schweißnähte an Laschen und Schlaudern sind ebenfalls empfindlich gegen Ermüdung.

3. Die Zerstörung des Betons unter den Stahlprofilen der Fugenkonstruktion. Die Betonierarbeit muß an der Fuge besonders sorgfältig ausgeführt

werden, eine Forderung, die in den englischen und französischen Berichten besonders unterstrichen wird. Auch unsere eigenen Erfahrungen haben gezeigt, daß der richtigen Anordnung der Stahleinlagen der Verankerungen und der gegenseitigen Verbindung von Ankern und Armierungen größte Bedeutung zukommt.

Es ist klar, daß zur Abklärung dieser Probleme Beobachtungen und theoretische Überlegungen nicht genügen; der Rückgriff auf das Experiment wird unumgänglich sein.

Die Untersuchungen zeigen auch die Tendenz zur Entwicklung neuer Fugentypen, mit denen eine Lösung der angeführten Probleme möglich sein sollte. In dieser Hinsicht ist der Beitrag von M. Ellinger und F. Cichocki sehr interessant. Sie beschreiben Vorrichtungen, die unlängst in Betrieb genommen wurden. Für Dehnwege bis zu ± 30 mm hat sich eine Fugenabdeckung aus Profilstahl, die ohne Befestigung, nur durch ihr Eigengewicht gehalten wird, bei intensivem und schwerem Verkehr gut bewährt. Es ist aber zu berücksichtigen, daß die Beobachtungen in Wien gemacht wurden, wo der Verkehr innerstädtischen Charakter aufweist. Es ist fraglich, ob man es wagen könnte, auf einer Autobahnbrücke, die von schweren Fahrzeugen mit großer Geschwindigkeit befahren wird, jede Befestigung wegzulassen, ohne vorher den experimentellen Beweis für die Zweckmäßigkeit einer derartigen Konstruktion zu erbringen.

Die gleichen Verfasser beschreiben auch noch einen anderen, aus einer Kombination von Stahl und Gummi bestehenden Fahrbahnübergangs-Typ, der sich am anderen Ende der gleichen Brücke ebenfalls gut bewährt hat. Weitere Stahl-Gummi-Fahrbahnübergänge sind in verschiedenen Ländern in Ausführung begriffen. Es ist wünschenswert, daß einige davon anläßlich der Diskussion gezeigt werden[1]).

Eine Möglichkeit, die Lösung des Fugenproblems zu vereinfachen, besteht in der Verkleinerung der Dilatationslänge. M. Ellinger und F. Cichocki beschreiben eine bemerkenswerte sinnreiche, hydraulische Vorrichtung, die zu diesem Zweck entwickelt wurde und es erlaubt, die Mitte einer durchlaufenden Balkenbrücke festzuhalten, wobei die Längskräfte doch nur auf die Endwiderlager abgeleitet werden.

Es ist sehr zu wünschen, daß die Diskussion von Thema VI a anläßlich des Kongresses in betont wissenschaftlichem Rahmen geführt wird und sich vor allem auf die analytischen und experimentellen Mittel zum Studium der Probleme von Fahrbahnübergängen konzentriert.

1. Ergänzungen zum Studium der Bestimmung der Fugenbewegungen.

2. Ergänzungen zu den Ergebnissen der Umfragen durch ausführliches, analytisches Studium eines speziellen Falles, das die zur Diskussion stehenden Fragen erläutert.

---

[1]) Herr O. Rott hat noch rechtzeitig eine Arbeit eingesandt, so daß sie ebenfalls im «Vorbericht» erscheinen konnte.

3. Beschreibung neuer Fugentypen, insbesondere Stahl-Gummi-Konstruktionen.

4. Bedeutung und Notwendigkeit von Versuchen. Es muß nochmals darauf hingewiesen werden, daß die durchgeführten Beobachtungen an Fahrbahnübergängen zahlreiche Mängel, vor allem in der Verankerung, aufgedeckt haben. Um so mehr scheinen experimentelle Untersuchungen zur Entwicklung einwandfreier und wirtschaftlicher Fahrbahnübergänge notwendig zu sein.

Die neuen Typen, die auf dem Markt erscheinen, können mit unvorhergesehenen Mängeln behaftet sein. In Anbetracht der wachsenden Fahrzeuggeschwindigkeiten könnte der Versuch in situ zur Unfallquelle werden.

Dürfen solche Gefahren in Kauf genommen werden?

5. Versuchsdurchführung. Die Reproduktion der tatsächlichen Bedingungen auf einer Versuchsstrecke ist sicher zu teuer und zu langwierig. Geeignet scheint demnach die Verstärkung und Beschleunigung der Beanspruchungen, wie sie bei Ermüdungsversuchen angewendet werden. Versuchsanlagen mit hohen Radlasten und hohen Geschwindigkeiten werden sich vielleicht gut eignen.

B. Isolierung und Entwässerung von Brückenfahrbahnen

Der Beitrag von G. Grattesat berichtet über eine diesbezügliche Umfrage in Frankreich und beschreibt die in diesem Lande hiefür angewandten konstruktiven Maßnahmen. Von den untersuchten Belagsarten hat sich nur Gußasphalt bewährt. Eine interessante Angabe betrifft die Dichtigkeit von Betontragwerken. Einfache Balken in armiertem Beton benötigen keine spezielle Isolationsschicht, da ihre durchwegs gedrückte Platte wasserdicht ist. Bei Ausführung mit Spannbeton-Fertigteilen ist dies nicht der Fall, da die in Ortsbeton hergestellte Fahrbahnplatte, die die vorfabrizierten Träger miteinander verbindet, in Längsrichtung nicht unter Druck steht und deshalb nicht wasserdicht ist.

Der Beitrag von J. Aichhorn beschreibt ein Verfahren zur Herstellung dichter bituminöser Brückenbeläge.

C. Sicherung von Verkehrsteilnehmern und Konstruktionsteilen bei Verkehrsunfällen

W. Klingenberg erläutert in seinem Beitrag den Zusammenhang zwischen der großen Entwicklung im Straßenverkehr bezüglich Frequenz, Gewicht und Geschwindigkeit und dem Problem der Sicherheit. Die sich daraus ergebenden Erkenntnisse beeinflussen immer stärker die Konzeption der Straßen und Autobahnen sowie deren Kunstbauten. Es ist dringend, hier Lösungen zu suchen und sie unverzüglich zu verwirklichen. Im weiteren befaßt sich die Arbeit mit den Maßnahmen, die in Westdeutschland zur Lösung dieser Pro-

bleme getroffen werden. Der große Umfang der in diesem Lande ausgeführten Bauwerke gibt dem Beitrag KLINGENBERGS ein besonderes Gewicht.

Das einzig wichtige Problem, das der Schutz der Bauwerke an sich stellt, betrifft die Abstützungen, die den Stößen der aus der Fahrbahn geratenen Fahrzeuge ausgesetzt sind. Die gewählten Lösungen, Verstärkung und Schutz, werden grundsätzlich nicht sehr verschieden voneinander sein.

Was die Verkehrsteilnehmer betrifft, so seien einige besondere Gefahrenursachen erwähnt. In erster Linie kann der Seitenwind den Fahrzeuglenker überraschen, wenn er auf einen ein Tal überquerenden Viadukt einfährt. Die Schutzmaßnahmen hiefür sind noch im Versuchsstadium. Gewisse Kombinationen von Gittern haben sich immerhin als wirksam erwiesen. An zweiter Stelle steht die Blendwirkung auf Brücken, wo zwei benachbarte Fahrbahnen in entgegengesetzter Richtung befahren werden. Auch hier steht man noch im Versuchsstadium. Es scheint, daß mit künstlichen Hecken aus quergestellten Lamellen eine Lösung gefunden werden kann.

W. KLINGENBERG hat das Glatteis nicht erwähnt, wahrscheinlich, weil diesbezüglich nicht einmal für begrenzte, besonders empfindliche Strecken befriedigende Gegenmaßnahmen bekannt sind. Es ist wünschenswert, wenn die Diskussion von neuem auf die Fragen und die neuesten Fortschritte zum Schutz der Verkehrsteilnehmer gegen Seitenwind und Blendwirkung eingeht.

Das Hauptproblem zum Schutz der Verkehrsteilnehmer betrifft die Abschrankungen, die verhindern, daß die Fahrzeuge bei Unfällen die Fahrbahn verlassen.

Mit diesem Problem, es ist bei Kunstbauten besonders schwierig, befaßt sich der größte Teil der Arbeit KLINGENBERGS und die Beiträge von M. ELLINGER und V. H. JEHU beziehen sich ausschließlich auf dieses Thema.

Im freien Gelände muß eine elastische Leitplanke das auffahrende Fahrzeug in die Fahrbahn zurücklenken, ohne sein Umkippen zu verursachen. Dies muß so vor sich gehen, daß Verletzungen der Passagiere durch einen zu starken Stoß vermieden werden. Der Beitrag von V. H. JEHU untersucht theoretisch die Stoßkraft, der die Leitplanken ausgesetzt sind und ihr diesbezügliches Verhalten. Im weiteren enthält die Arbeit Angaben über die Stoßwirkung von Versuchsfahrzeugen und liefert wissenschaftliche Grundlagen für die Stoßberechnung. Selbst relativ steife Leitplanken verhalten sich grundsätzlich ähnlich wie ein Kabel oder eine Kette, eine Eigenschaft, die auch von W. KLINGENBERG bestätigt wird.

Die progressive Wirkung einer Leitplanke beruht auf der Entstehung großer Ausbuchtungen, die in der Größenordnung von 1 m liegen. Dadurch werden mehrere Abstützungen der Leitplanke in Mitleidenschaft gezogen und die Zerstörung einzelner Abstützungen wird in Kauf genommen. Wie die Möglichkeit zur Bildung großer Auslenkungen auf einer Brücke begrenzter Breite geschaffen werden kann, ist jedoch fraglich. V. H. JEHU deutet hiefür gewisse Lösungsmöglichkeiten an.

M. ELLINGER unterstreicht die Bedeutungen verschiedener Details, wie die Anordnung der Leitplanken genau vertikal über dem Fahrbahnrand und die Ausbildung schwacher Querschnitte in den Leitplankenabstützungen, damit bei Stoßwirkungen keine Schäden an der Fahrbahnkonsole der Brücke entstehen können. Es scheint allerdings, daß sich diese Maßnahmen vorwiegend auf innerstädtischen Verkehr mit mäßigen Geschwindigkeiten beziehen und sich möglicherweise bei Überland-Bauwerken kaum bewähren.

In Deutschland gelangen — wie aus der Arbeit von M. KLINGENBERG zu entnehmen ist — die elastischen Leitplanken auf Brücken nicht zur Anwendung. Man ist der Ansicht, daß seitliche Auslenkungen auf Brücken nicht zulässig sind und die Leitplanken deshalb genügend starr ausgebildet werden müssen. Zahlreiche Zeichnungen veranschaulichen die in Deutschland verwendeten Konstruktionen, bei denen vor allem auf die beiden folgenden Punkte größter Wert gelegt wird:

1. Bei Unfällen darf die eigentliche Tragkonstruktion der Brücke nicht beschädigt werden.

2. Der Fahrbahnrand muß niedrig sein, damit er nicht als Sprungschanze wirkt und Fahrzeuge zum Überspringen der Leitplanken veranlaßt. Diese Maßnahmen stehen im Einklang mit den Forderungen von M. ELLINGER. Leitplankenprofile und vorgelagerte Gehwege werden immer so ausgebildet, daß sie die bestmögliche Gewähr zum Zurücklenken der Fahrzeuge bieten.

Es stellt sich jedoch die Frage, ob diese Leitplankentypen auch bei den offenen Aufprallwinkeln und den hohen Geschwindigkeiten genügen, die V. J. JEHU in Betracht gezogen hat. Es ist auch abzuklären, ob bei schweren Fahrzeugen mit hohem Schwerpunkt nicht doch Umkippen befürchtet werden muß. Im übrigen scheint es doch wahrscheinlich, daß bei starren Leitplanken die Räder der Fahrzeuge schwer beschädigt und die Insassen verletzt werden können. Ein derart beschädigtes Fahrzeug, dessen Führer möglicherweise verletzt ist, kann — in die Fahrbahn zurückgeschleudert — eine erhebliche Gefahrenquelle für die anderen Straßenbenützer darstellen. Es wäre wünschenswert, wenn in der Diskussion diese Punkte geklärt werden könnten. Im weiteren sollten Beobachtungen und Unfallablauf bei verschiedenen Leitplankentypen miteinander verglichen und eventuell in letzter Zeit durchgeführte Versuche dargestellt werden.

General Report

A. Expansion Joints in the Bridge Deck

In recent years the formation of expansion joints in bridge decks has become a problem. This is due, it would seem, both to the growth of the traffic and the development of road bridges. The speed and number, if not the maximum

weight, of the vehicles have increased considerably. The modernisation of road systems had led to a rise in the number of girder bridges and has increased their average expansible lengths. The poor performance of many joints, which has thereby resulted, has hitherto had consequences that have been mainly of a financial nature. The problem of these joints might soon become a problem of safety, since the forces to which they are subjected are bound to increase.

The various conditions which a joint must satisfy have been excellently stated by Messrs. W. BLACK and H. C. ADAMS in their contribution: freedom of the bridge to expand; continuity of the wearing course; absence of noise and vibrations; durability or ease of replacement; good sealing or satisfactory drainage of water and removal of dust and particles of stone. To these conditions there must be added, for many types of joints, as pointed out in the report by Mr. GRATTESAT, the possibility of easy access «from below» for purposes of inspection and maintenance, which can only be provided by suitable arrangement of the bridge itself and of its supports.

The ability of such a device to satisfy the required conditions depends, in the first place, on the amplitude of the variations in width of the joint. This movement does not depend solely on the expansible length, but obviously also on the local climatic conditions and on the particular type of bridge structure. In this connection, Messrs. W. BLACK and H. C. ADAMS provide a series of results of measurements which seem to us to initiate the scientific study of expansion joints for bridge decks. The mean temperature of a bridge determined in accordance with its linear expansion, is equal to that of the atmosphere for a period of five consecutive days. The fluctuations around this mean value are damped down as compared with those of the atmosphere to an extent which varies with the type of structure. On this point the study is only in its initial stages and it is to be hoped that during the discussion the authors will be able to give us some additional results.

These same authors give us the benefit of British experience in the form of the results of a survey as Mr. GRATTESAT does, in the same form, for French experience. These experiences confirm and supplement one another. The weak points in the expansion joints of bridge decks are not precisely the same in both countries, because the solutions which have been tried out there are not identical. The comparison is highly instructive and there can be no doubt that bridge constructors will derive great benefit from it. However, if the truth must be told, we are obliged to say that this experience is, so far, only pre-scientific, owing to the fact that it is insufficiently analytical.

For short expansible lengths, the best solution is to dispense with a definite device and to make the bituminous surfacing of the bridge deck continuous above a simple flat bar or steel T-piece placed over the joint gap. For the long expansible lengths of large engineering structures, it is possible to accept expensive solutions which seem, in general, to have behaved satisfactorily. Between these two extremes there are large numbers of apparent steel joints

and these are far more troublesome. With a few exceptions, they are arranged between two reinforced concrete elements one of which belongs to the support and the other to the actual span of the bridge (a steel bridge usually has a deck of reinforced concrete; a prestressed concrete bridge is not prestressed in the vicinity of the joint and perpendicularly to the joint).

From an inspection of the results of the survey, it would seem that among the problems arising from the performance of a joint, those which most emphatically claim attention are as follows.

1. The behaviour of the deck surfacing in contact with the steel dormants: it tends to become hollow or to swell.

2. The behaviour of the fastenings of the anchorages on the dormants of the joint: steel bolts may suffer corrosion; bronze or brass bolts may fail owing to fatigue (a fact brought to light by Messrs. M. ELLINGER and F. CICHOCKI); the welds of the anchoring clamps or pins are liable to fatigue.

3. The breakdown of the concrete under the dormants. In order to avoid it, very careful execution is necessary, a point emphasised by the British and French surveys. It is also essential, as we have found from our own experience, that there should be a correct design of the lay-outs of the reinforcement bars of the reinforced concrete and of the anchoring pins and of their mutual connection by bond — or by prestressing.

On all these points observation and reflection do not appear to be sufficient and recourse to experimental work would seem to be indispensable.

The survey also shows the tendency towards the development of types of joints for the purpose of solving the problems to which we have just drawn attention. In this connection, the paper by Messrs. M. ELLINGER and F. CICHOCKI, which describes devices recently put into service, is extremely interesting. For movements of expansion of up to ± 30 mm, a cover-plate made of cast steel held in position, by its own weight, without fastenings, behaved in a thoroughly satisfactory manner under a large volume of heavy traffic. But this was in Vienna, and the traffic was presumably urban. Could one dare to eliminate all fastenings for a motorway bridge over which heavy vehicles are to travel at high speed without having tested experimentally the suitability of such elimination?

The same authors describe another type of joint in which metal is used in combination with rubber and which also behaved satisfactorily at the other end of the same bridge. Other metal-rubber joints are in course of construction in various countries. It is to be hoped that information regarding some of them may be given during the discussion[1]).

One way of facilitating the solution of the problem of joints is to reduce the expansible length. Messrs. M. ELLINGER and F. CICHOCKI describe a remark-

---

[1]) M. O. ROTT has presented a description soon enough for its inclusion in the present publication.

ably ingenious hydraulic device which has been used for this purpose and which makes it possible to fix the centre of a structure with continuous spans while only requiring the abutments to balance the longitudinal forces.

It is highly desirable that the discussion of Theme VI a during the Congress should be orientated towards means for investigating the problem of the expansion joints in bridge decks in a resolutely scientific spirit, that is to say, both analytically and experimentally:

1. Further work on the study of the prediction of expansion movements.

2. Data to supplement the findings of surveys by the detailed analytical study of actual cases exhibiting the factors in question (those, in particular, to which we drew attention earlier).

3. Description of new types of joints, more particularly metal-rubber joints.

4. Role and need of experimental work.

We have not concealed the fact that observation appears to us to be deceptive, more especially as regards the concrete-metal connection. In order to design satisfactory and economic types of joints it is advisable that experiments should be conducted.

Furthermore, new types of joints are making their appearance. They may reveal unforeseen defects. In view of the increasing speeds, a test in situ could then be a cause of accidents. Must we not foresee a time when such a test will no longer appear to be tolerable?

5. Means for carrying out experiments.

To reproduce the actual conditions prevailing at the present time on an experimental circuit would be ruinous and slow. It would seem advisable to aggravate and accelerate the action of forces as is done, for example, in the case of fatigue tests on metal. Might roundabouts of not heavily loaded wheels, travelling at higher speeds than those of the vehicles now in use, be suitable?

B. Sealing and Drainage of Bridge Decks

The paper by Mr. GRATTESAT gives a report on a survey made in France and describes the technique employed in that country. Basically, a waterproofing course of mastic asphalt is preferred to other solutions which have proved disappointing. One interesting indication is that it is possible to dispense with a waterproofing course in the case of independent reinforced concrete spans, because their fully compressed slab is waterproof. Independent spans made of prestressed concrete cannot be watertight because those parts of their decking which are cast in situ and connect the prefabricated girders are not compressed longitudinally and are not watertight.

The paper by Mr. J. AICHHORN describes a method for laying strips of flexible bituminous waterproofing course known as the «flame process» which appears to be highly satisfactory.

C. Protection of Users and Structural Parts Against Traffic Accidents

Mr. W. KLINGENBERG explains why the considerable development of road traffic in regard to the number, unit weight and speed of the vehicles has brought the problem of safety to the forefront; how the resulting concern for safety is exerting a constantly increasing influence on the design of roads, more especially motorways and their engineering structures; how the urgent nature of the problem has made it obligatory to devise solutions and to apply them without delay; and finally the point of view that has become apparent and has been generally adopted in this respect in the Federal German Republic. The extent of what has already been achieved in this connection in Germany lends a special importance and interest to the paper by this author.

The only important problem that arises from the protection of the structures themselves is that of their supports which might be exposed to the impacts of vehicles of an overcrossed way. It seems that the solution adopted, reinforcement and protection, cannot be chosen different in its principle.

As regards the users, reference should first of all be made to certain special sources of danger. In the first place there is the cross wind which may take drivers unawares when they enter on a viaduct crossing a valley. In this case, means of protection are still in the trial stage. Certain combinations of wire netting, however, have proved effective. In the second place, there is the dazzle at night on structures where traffic is running on opposite directions on two adjacent ways. Here again, solutions are still in the experimental stage, although artificial hedges with transverse slats seem promising and likely to give good results. Mr. W. KLINGENBERG makes no reference to icing, doubtless because no satisfactory solution to the problem of its elimination even in limited sensitive areas has yet been found. It seems to us that it would be desirable that the discussion should throw fresh light on this point, as well as bringing additional information on the most recent progress in regard to protection against cross winds and against dazzle.

However, the chief problem as regards the protection of users is that of devices designed to prevent vehicles from leaving the carriageway accidentally. The greater part of the paper by Mr. W. KLINGENBERG, and the whole of the papers by Messrs. M. ELLINGER and V. J. JEHU are devoted to it. This problem is particularly difficult on engineering structures.

In open country, a flexible and continuous safety guard rail should bring back on to the roadway a vehicle which runs against it, without causing the vehicle to overturn, and in a gradual manner, to avoid injuring the passengers by too hard an impact. The paper by Mr. V. J. JEHU gives a theoretical analysis of the intensity of the impacts to which safety rails may be subjected, and the manner in which such guard rails operate, reports the results of the impact tests on actual vehicles carried out by the author and thus provides bases of a scientific nature for purposes of calculation. A safety rail, even semi-rigid,

functions mainly as a cable or a chain, a fact to which Mr. W. KLINGENBERG also draws attention. Its effectiveness under the desired conditions of gradualness is connected with the possibility of considerable deflections, of the order of a metre, which make it possible to annul the transverse component of the speed, in particular by involving a sufficient number of supports of the rail, supports whose destruction is accepted. How are such possibilities of deformation to be found on a bridge whose width is limited? Mr. V. H. JEHU states the problem and suggests solutions.

Mr. M. ELLINGER emphasises the importance of certain details such as the arrangement of the rail and the kerb of the carriageway in the same vertical plane and the provision of weak sections in the posts supporting the rails so that the structure of the bridge is not damaged. But it seems that the arrangements he describes relate to semi-urban traffic travelling at moderate speeds and might not be suitable for bridges in the open country.

The German point of view, put forward by Mr. W. KLINGENBERG, rules out the use of flexible rails on bridges. The rails, which are regarded as necessary, must be sufficiently resistant so that they do not exhibit any considerable lateral deflections. The series of drawings which accompany the paper by this last-mentioned author demonstrate the application of this idea. It should be noted in the first place that the corresponding arrangements are such that the damage to a guard rail as a result of impact should not involve the supporting framework of the bridge, and the kerbs of the carriageway are squat, so that they are unable to form a spring-board which would cause the vehicles to be carried over the guard-rail, arrangements that tally with the considerations with which Mr. ELLINGER is concerned. Furthermore, the sections of the guard-rails and footways are so designed that they tend to send the vehicles back on to the carriageway.

Are such arrangements satisfactory under impacts occurring at such wide angles and at such high speeds as those envisaged by Mr. V. J. JEHU? Is there not a danger that heavy vehicles with a high centre of gravity would overturn? Moreover, the impact of a vehicle on a rigid guard rail would seem likely to cause serious damage to its wheels and to injure its occupants. Would not the return to the carriageway of a vehicle damaged in this way and whose driver had suffered injury to his faculties, constitute a source of exceptional danger to the other users of the road? It is desirable that on all these points, and on the comparative value of the various designs for safety rails, the discussion should provide the results of observation and of the study of accidents as well as the results of any tests which may have been made recently.

VIa 1

Survey of Expansion Joints and Bearings in Britain

Recherches sur les joints de dilatation et les appuis mobiles en Grande-Bretagne

Untersuchungen über Dilatationsfugen und bewegliche Auflager in Großbritannien

W. BLACK
Road Research Laboratory, Great Britain

H. C. ADAMS
Ministry of Transport, Great Britain

1. Introduction

A programme of road improvements was begun in Britain in 1952 and has accelerated rapidly in recent years. It has resulted in the construction of many new bridges. In the previous 50 years the majority of road bridges were of spans of less than 50 ft. whereas now a considerable proportion of all bridges built are of 100 to 200 ft. span, and there is a significant number of bridges of even larger spans.

It is this large increase in construction of bridges of 100 ft. to 200 ft. span which has emphasised problems in design and construction of joints and bearings. The simplest of treatments of expansion joints consisting of laying a continuous surfacing over a very thin gap filled with compressible fibre board, is in the main satisfactory for spans of less than 40 ft., for spans in excess of 200 ft., joints such as the toothed joint have proved reliable if, at times, expensive; but many different designs have been tried to achieve a simple, satisfactory and economic joint for bridges of intermediate lengths.

The purpose of the present survey is:

1.1. To study the temperature movements which must be accommodated by joints and bearings.

1.2. To compare the effectiveness of various joints and bearings in common use.

1.3. To recommend the most suitable form of joints and bearings which can accommodate various loads and movements for different types of structure.

2. Study of Temperature Movements of Bridges

Some work has begun on items 1.1 and 1.2 and results of the survey to date are outlined below.

Movements of the expansion joints are being measured on a number of bridges for comparison with meteorological data. The bridges have been selected to represent a number of different types of construction.

Changes in the length of the Hammersmith Flyover have been recorded continuously by measurements at the expansion joint since mid-1962. The Flyover has a free length of 2,043 ft. and all the movement is carried to one expansion joint. On four other bridges simple movement gauges are attached at the expansion gap. These gauges are read weekly and record the movement of the bridge from a fixed datum point, as well as the range of movement which occurred during the week. It is planned to fit autographic recorders to these and other bridges as soon as reliable instruments have been developed. The results of measurements made on the Hammersmith Flyover and on three of the other four bridges, are given in Figs. 1 and 2.

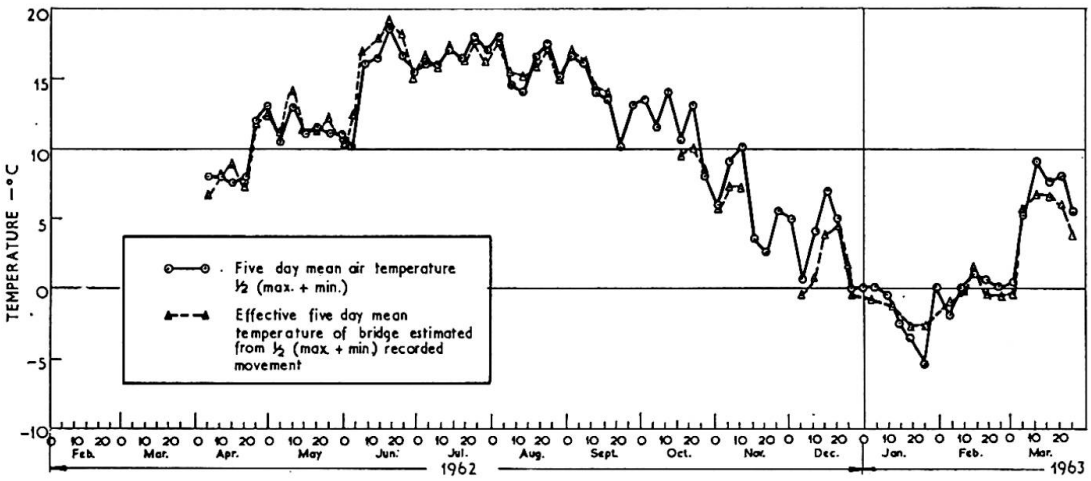

Fig. 1. Comparison of five day mean air temperatures and effective five day mean temperatures of the Hammersmith flyover, estimated from recorded movements at the expansion joint.

In Fig. 1 a comparison was made of the five-day mean air temperatures at Kew, the nearest Meteorological Station to Hammersmith ($1\,^1/_2$ miles distant), and the effective five-day mean temperature of the bridge. The effective five-day mean temperature was estimated on the following assumptions:

1. Free length of bridge, $l, = 2{,}043$ ft.
2. Thermal coefficient of expansion, $\gamma = 12 \times 10^6$ per °C.
3. All changes in length are due to temperature changes only.

The effective bridge temperature range was then calculated as

$$\frac{\Delta l}{l x} \tag{1}$$

and the result was superimposed on the measured five-day mean temperatures in Fig. 1. This diagram shows that the seasonal and weekly fluctuations of the five-day mean effective bridge temperatures closely follow the five-day mean air temperatures. The agreement is good when it is considered that the effective temperature of the bridge is not necessarily the same as the air tem-

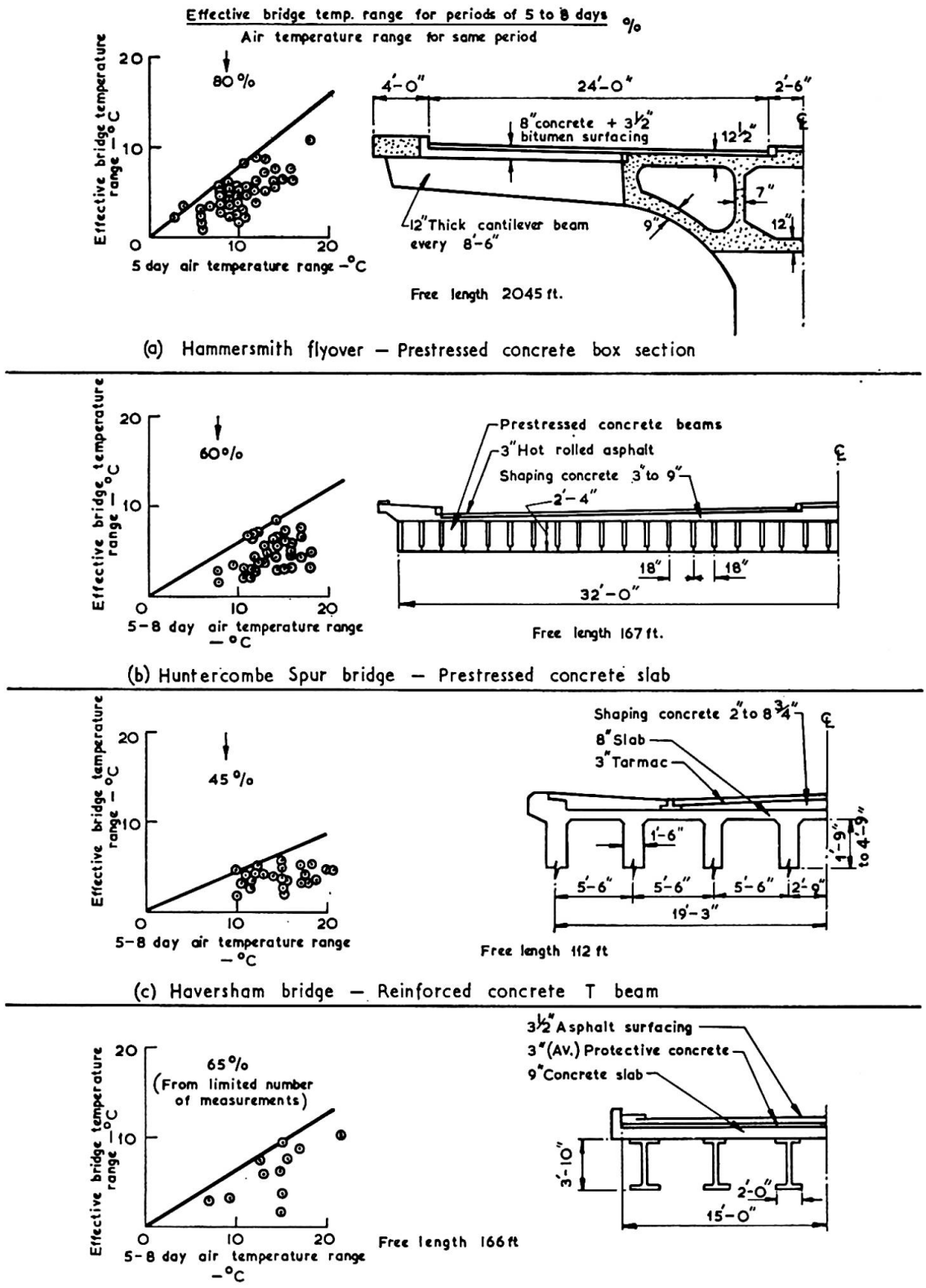

Fig. 2. Comparison of 5 to 8 day air temperature ranges with the 5 to 8 day effective bridge temperatures for various bridges.

perature. A few measurements made on a bridge of more massive construction suggests that this relation is likely to be general. This would enable the probable range of five-day mean movements to be computed from published five-day mean air temperatures.

For British conditions for instance, the maximum range of 5-day means observed at Kew, in the South of Britain is 27° C, and at Aberdeen in the north it is 21° C for the same period. Hence the changes in length between periods of five days can be estimated from average values quoted for coefficients of thermal expansion and the free length of the structure.

Superimposed on the movement due to the five-day mean temperatures variation is that due to the diurnal temperature cycle. This diurnal movement does not correlate so well with ambient temperature, because the high frequency fluctuations are influenced to a greater extent by the size and nature of the structure.

Some assessment of the weekly range of temperature changes can be gained from Fig. 2. In this figure, the effective bridge temperature range for periods of 5 to 8 days was plotted against air temperature range for the same period, for four bridges. These results showed that the maximum effective temperature range of these bridges for the 5 to 8 day periods considered was from 45 per cent to 80 per cent of the 5 to 8 day air temperature range. Analysis of weekly air temperature ranges is not complete, but the minimum value must be at least equal to the maximum daily range of temperature, which, for instance, is 21° C at Kew. An estimate of the minimum effective temperature range can then be derived by adding to the maximum range of 5-day mean air temperatures, taken over many years, the fraction of the daily range of temperature, as given in Fig. 2. Thus for a concrete beam and slab type bridge at Kew, the minimum effective temperature range is $(27° + 21° \times 45/100)$ ° C = = 36° C. The corresponding figure for Aberdeen is 30° C. For the light box section shown in Fig. 2a, the minimum effective temperature ranges at Kew and Aberdeen are 44° C and 38° C respectively. The significance of these figures in relation to a survey of joints is that a joint filler in a light bridge at Kew of 100 ft. span would suffer the same extension as the joint filler in a more massive bridge at Aberdeen of 150 ft. span.

Some measurements of the transverse movement of the Huntercombe Spur Bridge, Fig. 2b, relative to the abutment are being made. Between November, 1962 and April, 1963, the greatest movement measured was 0.024 in., which is equivalent to an effective temperature difference between the bridge and the abutment of $2^1/_2$° C.

3. The Effectiveness of Various Joints in Common Use

A limited number of the more common joints are discussed which have been inspected during the part of the survey completed. The period of detailed

observation has been too short for firm and final conclusions to be reached and the results of the survey are amplified from the experience of the Bridges Branch of the Ministry of Transport over the past 35 years.

The qualitative assessment of performance of joints was based on the following requirements:

3.1. It should allow unrestricted movement of the bridge so as to relieve stresses due to temperature, creep, shrinkage and loading, unless the bridge is designed to accept the temperature stresses.

3.2. It should give a good riding quality and generate neither noise nor vibration due to traffic.

3.3. It should have a life at least equal to the life of the surfacing and, preferably, the life of the bridge.

3.4. It should have provision for easy replacement, if its life is less than the life of the bridge.

3.5. It should either be water-tight, or have provision for carrying away water and grit.

Fig. 3a and 3b. These illustrate a type of joint having many minor variations consisting of tiles or plates bridging a gap and covered with the surfacing. Invariably in the past, these types of joints have given trouble. When a bent copper strip was used as the gap-bridging material, the metal strip cracked, the surfacing material fretted and infiltration of surface water often damaged the fabric of the bridge. However, this joint is still being experimented with and after two years' service in the North of England, including the very cold winter of 1962/63, no cracking has occurred above any of the joints designed as in Fig. 3a. None of these bridges has a free length greater than 60 ft. Several joints designed as in Fig. 3b have withstood 5 winters without any visible cracking, although many of the joints do allow some water to pass through. The maximum length of bridge with this joint is 120 ft.

Fig 3c. In this joint a high quality concrete plinth was brought to the surface at the joint and the top $1\frac{1}{2}$ inches of joint was filled with a polysulphide rubber. This type of sealer can make a very strong bond with the concrete; spalled concrete edges are more common with this sealer than with those which do not bond so well to the concrete.

Figs. 3d, 3e and 3f. The use of angles with the vertical leg turned upwards has given very serious trouble and these joints are no longer accepted by the Ministry of Transport. Large numbers of joints of this type have had to be replaced. There are, however, numerous cases where these have been tried with various modifications in recent years. Several examples of the simplest type shown in Fig. 3d, composed of a compressed butyl-rubber strip between 3 in. $\times$ 4 in. $\times$ $\frac{3}{8}$ in. angles, failed rapidly. The deformation in the vertical leg amounting in some cases to $\frac{1}{2}$ in. over a length of 1 ft. A number of other cases designed as in Fig. 3e still with $\frac{3}{8}$ in. angles but the vertical leg only

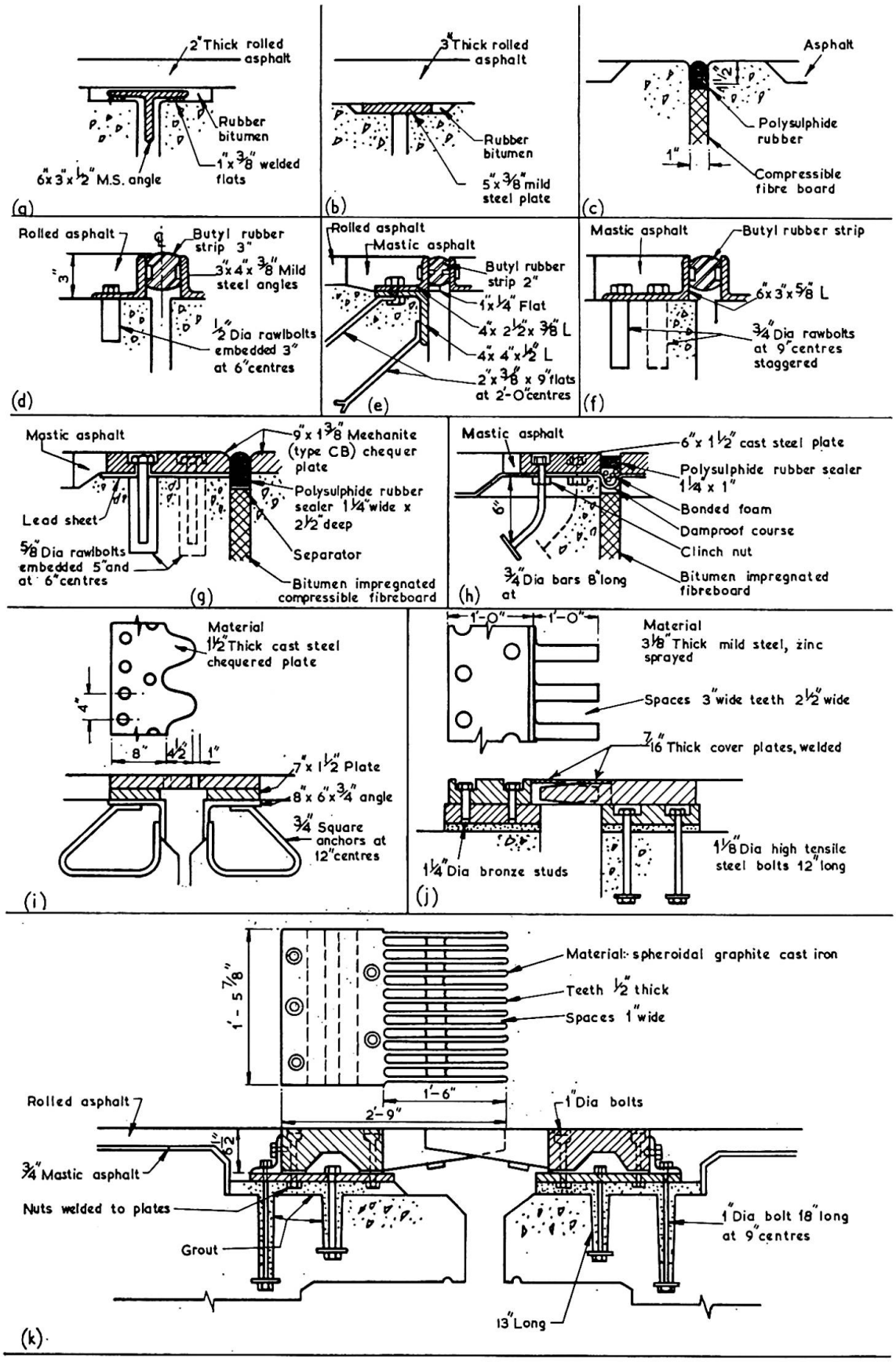

Fig. 3. Examples of joints.

$2^1/_2$ in. high have shown signs of deformation after two years of service. So far the deformation is not greater than $^1/_4$ in. over a 5 ft. length in the worst case seen. Two examples of the 6 in. × 3 in. × $^5/_8$ in. as in Fig. 3f are satisfactory after 2 years' service, but several others have failed by extrusion of the lead sheet and loosening of the Rawlbolts. Angles braced with triangular fillets at frequent intervals have been tried; a few examples using 6 in. × 3 in. × $^1/_2$ in. braced angles show no signs of deformation after 2 years. Both of these latter types will be examined at intervals to determine their effective life. Most of the joints of this type allow some surface water to pass through. Joints in Fig. 3d—3f are used for bridges having lengths between 60 ft. and 200 ft.

Fig. 3g and 3h. These joints comprising thick steel or mechanite plates, held down with substantial bolts, are becoming increasingly popular for bridges between 80 ft. and 200 ft. in length. The bolt heads are well recessed and protected with a bitumen filling. If the joint between the plates is left open the gap is sloped back gradually below the plates so that any loose material dropping into the opening may fall clear. A drainage channel is then required: these channels soon get filled with grit and require frequent rodding. In most cases seen to date, however, the joint is sealed. No perfect sealing material has yet been found, but initially at least, polysulphide rubbers have been shown to give a good bond to steel or cast iron and after two years' service satisfactory bond is still achieved. For good bond, the joint must be clinically clean, the metal not galvanised and the sealer needs to be poured at a suitable temperature to the manufacturers' instructions. Fig. 3h illustrates the use of clinch nuts as levelling devices. These enable heavy plates to be set up accurately before grouting beneath them.

Fig. 3i, 3j and 3k. These illustrate examples of toothed joints used to accommodate the temperature movements of free bridge lengths of 300 ft., 800 ft. and 2,043 ft., respectively. Very little trouble has been reported from toothed joints and, so far, there is no criterion for judging whether an economic as well as an effective joint is achieved in any given case.

The examples in the figures were chosen to illustrate several features. A wide range of materials are used including mild steel, cast steel and spheroidal graphite cast iron. Simple plate joints may be flame cut. Thicker teeth such as in Fig. 3j may be either machined from the solid or fabricated by welding. Lighter joints are commonly held down with anchor bars embedded in concrete, as in 3i, but heavier joints invariably use holding down bolts of a minimum diameter of 1 in. Joint 3j employs bronze set screws to hold down the cover plates, which is uncommon. But there is at least one example of joints working loose after 20 years due to corrosion of holding down bolts. In that case, replacement of the bolts would have been simple but for the fact that the sockets into which they were screwed were also corroded beyond repair. One problem of toothed joints is the provision of an adequate drainage system.

Even 6 in. diameter channels quickly silt up and, if access to the channel is not easy or maintenance infrequent, defacement of piers or abutments occurs, bearings are corroded and water may enter the fabric of the bridge. A type of joint which is fairly common, but has not yet been included in the survey, is the one in which the expansion gap is covered by a plate fixed to one side and sliding on a metal surface on the other. Previous experience has shown that thicknesses of plate, sections of angle and size and number of anchor bolts for securing the plate to the angle on the one side of the joint, which gave satisfactory service before 1939, are now inadequate because of the great increase in weight and frequency of the heavier vehicles on the public highway. It has been found essential to thicken up the sliding plate very considerably and to secure it with two rows of very substantial anchor bolts. It has been found that more efficient registering of the plate on the angles is obtained by reducing the area of contact and confining this to a number of small areas. Again first-class workmanship is essential. The use of inadequate sections has led to the bursting of the holding-down bolts, and to undesirable noise and vibration as the vehicles pass over the joint. Many joints fail because bolts are inadaquately secured against loosening by vibration.

4. Notes of Bearings

In old bridges, failure of two types of bearings was not uncommon. The plain steel bearings corroded rapidly and became ineffective; the multiple roller bearing failed prematurely because of the difficulty of maintaining even loading of the rollers. Neither of these types of bearing are in common use now. In plain bearings, copper strips bearing on steel have been tried, but cold welding of asperities between the metals has occurred in some cases so that there is little improvement from the use of copper. A qualitative assessment can be made of the performance of bearings in terms of the degree to which they achieve the following desirable characteristics:

4.1. They should give adequate support.
4.2. They should permit rotation and translation in the direction and to the extent which the designer requires. They should not permit any movement in other directions.
4.3. They should have a predictable performance as it ages.
4.4. They should require no maintenance and last the life of the bridge or be easily replaceable.

During the present survey no serious case of bearing failure has been detected and hence no new guidance can be given on the choice of bearings on grounds of serviceability. The choice of the type of bearing depends largely on four factors namely, cost, loading, available headroom, resistance to move-

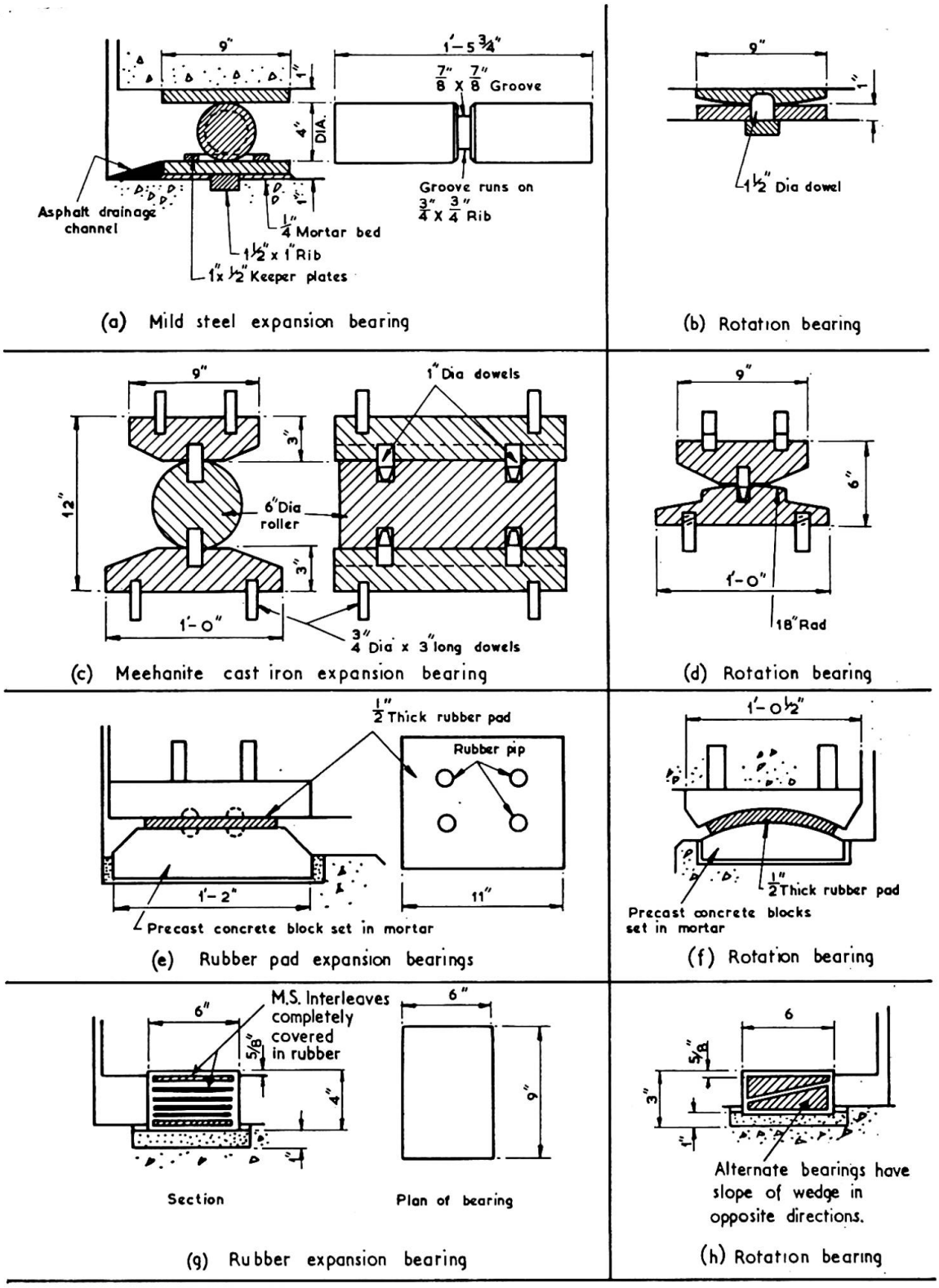

Fig. 4. Examples of expansion and rotation bearings for bridges up to 200 ft. free length.

ment. True costs are difficult to evaluate, whilst the two latter factors may be interconnected. Lack of headroom may require a very slender bridge and in that case low friction bearings may be required even on a short span to limit the moments applied by the bearings to the bridge deck. On the other hand, where a more massive bridge is designed, plain bearings may be satisfactory if the structure can accept the loading applied by the bearings during expansion.

A few examples of bearings commonly used on motorway bridges up to say 200 ft. span are illustrated and discussed below.

Fig. 4a and 4b. Simple mild steel rollers and rockers of the type shown in Figs. 4a and 4b were in common use some years ago. Corrosion protection was by coating with water repellant grease. For larger spans, mild steel rockers are still commonly used and are frequently encased in grease boxes.

Fig. 4c and 4d. Since mechanite cast iron has better corrosion resistance than mild steel, these rollers are becoming increasingly popular, and are replacing those shown in Figs. 4a and 4b. Location of the rollers can be either by dowels, as shown, or by an integral tooth cast either on the end of the rollers or on the plates. It is common practice to use rollers only at the expansion gap and to use rockers, 4d, on intermediate piers. The piers then have concrete hinges at their base to allow for movement at the bearings.

Fig. 4e and 4f. For short span bridges, simple rubber pad bearings are being widely adopted. The example shown has rubber locating dimples but in many cases pads are used without any means of location. The pads may also be glued in position.

Fig. 4g and 4h. Rubber bearings composed of laminations of rubber (or other elastomeric materials) and steel are also being widely adopted. The steel interleaves may be either exposed or encased in rubber, as shown, for corrosion protection and for reduction of the surface stresses which cause cracking of the rubber. One type of rotation bearing is shown. Alternate bearings are placed with the slope of the wedges in opposite directions.

The use of rubber bearings is a recent innovation, and considerable development is taking place of a variety of different types. It is, therefore, too soon to assess their relative merits or durability, but it is felt that in these early stages some provision should be made to facilitate their replacement in the event of premature failure. In an attempt to achieve minimum standards of serviceability and life, rules for the use of rubber bearings in highway bridges have recently appeared in Britain as the Ministry of Transport Memorandum No. 802. By the time this paper is published, a form of rubber bearing, in which the rubber is confined laterally by a steel cylinder, known as a pot bearing, will have been installed in several bridges in Britain. This bearing can accept heavy loads, and has low rotational stiffness. Steel rollers or a disc of polytetrafluoroethylene may be interposed between the top of the pot and a stainless steel plate to accommodate translational movement.

Summary

This paper gives the preliminary results of a survey of expansion joints and bearings in Britain, being undertaken by the Road Research Laboratory.

The magnitude of the movement to which joints and bearings are subjected in bridges is being measured, and an attempt is made to correlate the results with the expected temperature range and the type of structure. A number of joints and bearings have been examined, and the paper summarises the main features of their performance.

Résumé

On rapporte ici les premiers résultats obtenus par le Road Research Laboratory au cours des recherches qu'il poursuit sur les joints de dilatation et les appuis mobiles en Grande-Bretagne.

On a mesuré les déplacements des joints et des appuis dans divers ponts, et on tente de rapporter ces mesures aux variations de température attendues, selon les différents types de construction. Plusieurs sortes de joints et d'appuis sont étudiées, et on présente brièvement les principales caractéristiques de leur comportement.

Zusammenfassung

Die Verfasser berichten über die ersten Ergebnisse einer vom Road Research Laboratory in England durchgeführten Untersuchung an Dilatationsfugen und beweglichen Auflagern.

Bei verschiedenen Brücken wurde die Bewegung der Fugen und der verschieblichen Auflager gemessen, und es wurde versucht, die Größe der Bewegung in Funktion des Temperaturverlaufs und des Brückentyps darzustellen. Der Beitrag enthält überdies eine kurze Beschreibung der gebräuchlichsten Fugen- und Lagerkonstruktionen, die in bezug auf ihre Eignung geprüft werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa2

L'expérience des joints de chaussée dans les ponts-routes français

Erfahrungen bei Fahrbahn-Dehnfugen an französischen Straßenbrücken

Experience with Expansion Joints in the Decks of Road Bridges in France

G. GRATTESAT
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
Chef du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics, Paris, et
LES INGÉNIEURS DU S.C.E.T.

Pour contribuer à l'étude entreprise par l'A.I.P.C., une enquête a été effectuée auprès des Ingénieurs ayant à surveiller et à entretenir les ponts français, c'est-à-dire essentiellement les Ingénieurs des Ponts et Chaussées et de la Société Nationale des Chemins de Fer Français. Le présent rapport résume les résultats généraux de cette enquête.

Il convient de noter d'une part que l'attention a été spécialement portée sur les ouvrages les plus courants (de quelques mètres à une centaine de mètres de longueur dilatable), d'autre part, qu'il a été surtout insisté dans cette enquête sur les dispositions qui ont donné lieu à des désordres, comme le demandaient «les commentaires relatifs au Thème VI».

I. Les joints à tôle glissante

Le problème des joints de chaussée s'est posé au moment de la construction des premiers ponts à poutres et des grands arcs métalliques, dans la deuxième moitié du 19e siècle. Divers dispositifs ont été imaginés dont quelques-uns sont encore en service. Le dispositif le plus courant, qui s'est rapidement généralisé à cause de sa simplicité, est le joint à tôle glissante qui a été utilisé jusqu'en 1961 dans de très nombreux ouvrages.

1. Description du joint (voir fig. 1)

Le joint comporte (avec quelques variantes de détail) une tôle striée fixée en général à la partie mobile, glissant sur une tôle lisse ancrée dans la partie fixe (en général à la partie supérieure du mur garde-grève de la culée).

L'espace libre entre la partie fixe et la partie mobile est calculé en tablant sur un écart de température de $\pm 27°$. Pour les ponts en acier ceci correspond sensiblement à une dilatation ou une contraction linéaire de $\pm 0{,}0003$. Pour les ponts en béton armé, il faut évidemment y ajouter la contraction linéaire due au retrait. Il faut aussi tenir compte, le cas échéant, des rotations dues aux charges ou au vent, du fluage du béton, etc.

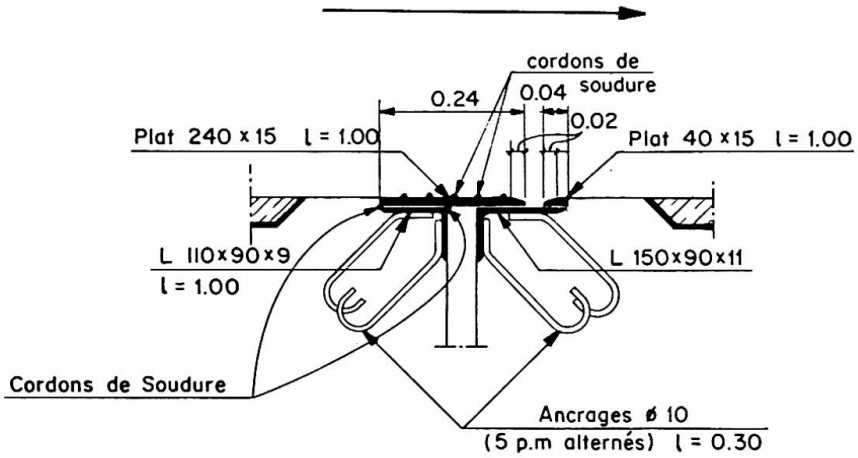

Fig. 1.

2. *Inconvénients constatés*

L'enquête a montré que ce type de joint présente de nombreux inconvénients: il ne donne satisfaction que dans à peine 10% des cas signalés.

2.1. *Inconvénients pour les usagers*

2.1.1. Le joint est souvent très bruyant au passage des véhicules. Cet inconvénient est particulièrement sensible en ville où ce bruit incommode les habitants des maisons voisines.

2.1.2. On note souvent un choc désagréable pour l'usager au passage du joint.

2.2. *Désordres constatés dans le joint*

2.2.1. Dans certains cas, le béton dans lequel sont ancrés les éléments métalliques du joint a été désagrégé.

2.2.2. Le plus souvent les cornières ont été arrachées à la suite de la cassure de leurs attaches à leurs aciers d'ancrage.

2.2.3. Dans certains cas c'est la tôle de recouvrement qui s'est elle-même arrachée. Ceci se produit aussi bien pour les tôles fixées par soudure que pour les tôles fixées par vis ou par rivets.

Ces désordres ont provoqué quelques accidents matériels et en tous cas, ont exigé des réparations difficiles et coûteuses.

2.3. Accessoirement, il a été souvent noté que l'étanchéité de ce joint est très mauvaise et que les infiltrations d'eau ont produit des taches sur les parements, ainsi qu'une rapide oxydation des abouts des travées métalliques.

3. *Causes des désordres constatés*

3.1. Le mauvais fonctionnement de ce type de joint provient essentiellement de sa conception. La tôle de recouvrement est mal appliquée sur la tôle sur laquelle elle doit glisser. Elle peut donc se déformer sous l'effet de la température, auquel s'ajoute l'effet de la rotation éventuelle de l'about du pont.

3.2. Mais les désordres proviennent essentiellement des efforts violents et des chocs produits par la circulation. Ce sont ces chocs répétés qui entraînent la désagrégation du béton et l'arrachement des éléments métalliques.

Les inconvénients de ce joint ne sont d'ailleurs apparus que dans un passé récent, lorsque la circulation routière est devenue beaucoup plus dense, plus rapide et plus lourde: jusque là, le problème ne se posait pas et, maintenant encore, ce type de joint donne satisfaction lorsqu'il se trouve sur un itinéraire à circulation faible ou modérée (moins de 4000 véhicules par jour environ). Enfin, il est très net que le claquement du joint est beaucoup plus fort au passage des véhicules très rapides et que les principales détériorations sont constatées au droit des voies réservées aux poids lourds.

4. Conclusion

A cause de ces inconvénients, ce type de joint n'est plus utilisé pour les ouvrages neufs. Mais les désordres constatés comportent des enseignements valables pour d'autres types de joints.

4.1. Ancrages

Les ancrages des cornières dans le béton subissent des efforts très importants et doivent être particulièrement robustes. Lorsque les aciers d'ancrage sont verticaux ou horizontaux, il est prouvé que le dispositif se dégrade rapidement, soit par cassure des attaches de ces aciers aux cornières, soit par désagrégation du béton détruisant le scellement: ces aciers doivent donc être placés obliquement, généralement à 45°.

Ces ancrages sont constitués soit d'aciers ronds terminés par des crochets, soit de fers plats. Dans les deux cas, ils doivent être très longs pour intéresser un volume de béton suffisant, et la couture du béton de la zone d'ancrage avec le reste du tablier doit être particulièrement soignée. La soudure des ancrages sur les cornières est à surveiller spécialement: elle est à faire de préférence en atelier, les éléments de cornières avec leurs ancrages arrivant tout préparés sur le chantier.

Les ancrages sont disposés en général en quinconce suivant deux files, l'une étant fixée à l'aile horizontale de la cornière et l'autre à son aile verticale. L'espacement entre ces deux files, mesuré dans un plan vertical, doit être au moins de 10 à 15 cm.

Dans le sens transversal au pont, l'espacement des ancrages successifs ne doit pas être trop grand. Les résultats obtenus montrent que, pour les aciers ronds, cet espacement e (entre un acier d'une file et l'acier le plus proche de l'autre file) doit être voisin de:

$$e = 5\,(\varphi - 6)\,.$$

e étant exprimé en cm, et φ, diamètre des aciers d'ancrage, en mm (formule empirique valable pour $10 \leqq \varphi \leqq 16$).

4.2. Il est difficile de bien remplir de béton le volume situé sous la cornière, surtout lorsque le ferraillage est dense: La mauvaise qualité du béton est quelquefois à l'origine des dégradations.

4.3. L'expérience montre que l'épaisseur de la tôle de recouvrement est importante pour la tenue du joint et qu'on a mis quelquefois des tôles trop minces par rapport à leur largeur: Cette épaisseur doit être calculée avec une grande marge de sécurité.

4.4. Il semble ressortir de l'enquête que cette tôle résiste mieux lorsque la circulation se fait dans le sens de la flèche indiquée sur la fig. 1.

4.5. Enfin, l'expérience de ce joint montre qu'il y a un gros intérêt à scinder la tôle de recouvrement en éléments discontinus dans le sens transversal au pont. On comprend en effet que l'application de cette tôle sur la cornière dépend du profilage de la tôle qui est d'autant meilleur que sa longueur est plus faible. Ce découpage de la tôle en éléments discontinus a en plus l'avantage de faciliter l'entretien et la réparation du joint.

II. Les joints à ressort

Pour supprimer les inconvénients constatés dans le type précédent et qui tiennent en grande partie à la fixation rigide de la tôle de recouvrement et des cornières, un nouveau type de joint a été étudié et généralisé pour les ouvrages d'assez grande portée, sous l'impulsion de M. le Professeur Robinson, à partir de 1950.

Un exemple de ce joint est installé au nouveau pont de la Guillotière à Lyon depuis 1958.

1. Description du joint (voir fig. 2)

La différence essentielle de ce joint par rapport au précédent est que la tôle de recouvrement n'est plus fixée à une cornière, mais qu'elle est appliquée

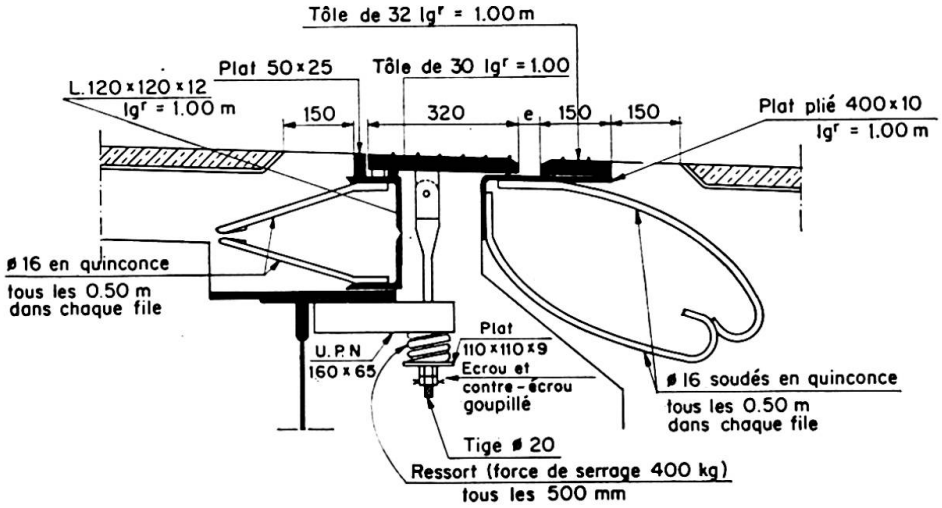

Fig. 2.

sur les deux bords du joint au moyen d'une tige de rappel tendue par un ressort.

Depuis les premières expériences, quelques perfectionnements de détail y ont été apportés: la tôle de recouvrement qui était au début une tôle striée, est maintenant constituée par une tôle plus épaisse dont la glissance est supprimée par le dépôt de quelques cordons de soudure.

Le frottement de cette tôle sur la cornière, qui se faisait par un petit plat soudé, est maintenant réalisé par un simple cordon de soudure. A l'autre extrémité de la tôle, l'appui sur la cornière a été simplifié.

Ce type de joint a été repris par beaucoup de projeteurs qui lui ont apporté quelques variantes. L'une de celles-ci consiste à remplacer les ressorts par des rondelles «Belleville» placées dans des boîtes à graisse pour les protéger de l'oxydation.

2. Résultats obtenus

Ce type de joint s'est révélé beaucoup plus satisfaisant que le précédent et les résultats obtenus sont bons dans plus de la moitié des cas recensés. Les quelques déboires notés ont été les suivants:

Quelquefois le joint est bruyant et un choc se produit au passage des véhicules.

Quelques cas de déformation dans les éléments métalliques ont été constatés.

Il arrive que le revêtement de la chaussée forme un bourrelet ou inversement s'arrache en produisant une petite tranchée le long du joint.

Enfin, ce joint n'est pas étanche.

3. Analyse des inconvénients constatés

3.1. Bruits et chocs

Les bruits et les chocs proviennent essentiellement d'une mauvaise application de la tôle de recouvrement sur ses appuis. Pour les atténuer, l'expérience montre qu'il faut prendre de grandes précautions.

3.1.1. Au départ, le réglage du joint doit être excellent. Les cornières ou les plats pliés formant appuis de la tôle doivent être très fortement ancrés dans le béton et doivent suivre exactement le profil en travers de la chaussée. Des précautions spéciales sont à prendre au bétonnage de cette zone délicate. Par exemple, on peut prévoir des trous d'évacuation d'air dans les cornières pour obtenir un bon remplissage.

3.1.2. La tôle de recouvrement doit être coupée dans le sens transversal au pont en éléments relativement courts (de l'ordre de 1 m). C'est la seule manière d'obtenir une application convenable de cette tôle sur les cornières.

3.1.3. L'épaisseur de la tôle doit être assez forte, en rapport avec l'ouverture maximale du joint. En général, le bord de cette tôle est taillé en biseau pour atténuer le ressaut au passage des véhicules: ce biseau ne doit pas être trop allongé pour ne pas affaiblir la tôle.

3.1.4. La force des ressorts de rappel est un élément très important. Dans les premières réalisations, cette force était insuffisante, de l'ordre de 350 kg par mètre de joint. L'expérience montre qu'il faut porter cette force aux environs de 800 kg/m. Chaque élément de tôle doit être fixé par 2 ou 3 ressorts.

De plus, ces ressorts doivent être serrés au maximum pour empêcher tout mouvement de la tôle dans le sens vertical.

3.1.5. Il semble ressortir de l'enquête qu'il y a avantage à placer la tôle de manière que les roues l'abordent en premier du côté de son appui semi-fixe. Même pour les chaussées à double sens de circulation, cette disposition est facile à réaliser lorsque la tôle est coupée en éléments de petite longueur.

3.2. Les dégradations du revêtement

3.2.1. Pour éviter les bourrelets et les tranchées, il semble qu'il y ait avantage à interposer un petit épaulement de béton entre les éléments métalliques et le béton bitumineux de la chaussée. Cette petite bande de béton peut être rendue étanche au moyen d'un enduit superficiel.

3.2.2. Les dégradations de la chaussée proviennent souvent, aux extrémités du pont, d'un tassement du remblai derrière la culée. Dans le cas d'une route à forte circulation, notamment d'une autoroute, il convient de prévoir une «dalle de transition», c'est-à-dire une dalle de béton armé placée sous la chaussée et appuyée d'une part sur la culée et d'autre part sur le remblai stable.

3.2.3. Il est essentiel, bien entendu, que le tapis bitumineux soit d'excellente qualité au voisinage du joint.

3.3. Etanchéité

3.3.1. Pour éviter les inconvénients des infiltrations d'eau dans le joint, il convient d'abord d'évacuer ailleurs la plus grande partie des eaux de ruissellement. Il faut donc placer des gargouilles dans les caniveaux à l'amont du joint et d'autre part, relever la chape d'étanchéité le long du joint, ce qui est facile lorsqu'il est bordé par un petit élément de béton.

3.3.2. Il faut néanmoins toujours prévoir des chéneaux et des gargouilles pour empêcher les eaux qui s'infiltrent dans le joint de couler sur les parements.

4. Conclusion

Ce type de joint présente une amélioration très nette par rapport au précédent. Son prix est aussi plus élevé. Il s'emploie donc essentiellement dans les ouvrages importants. Pour qu'il donne satisfaction, il faut cependant prendre des précautions d'abord dans sa conception (ses divers éléments doivent être largement dimensionnés pour résister aux efforts brutaux qu'il subit) et surtout dans son exécution (montage, réglage et bétonnage).

Enfin, le projet de l'ouvrage doit être établi de manière que sa visite et son entretien soient faciles.

III. Joints recouverts d'un revêtement bitumineux

Pour atténuer les inconvénients (bruits et chocs) des joints métalliques, un certain nombre d'Ingénieurs ont recouvert ces anciens joints d'un revêtement bitumineux. Les résultats obtenus ayant été bons dans beaucoup de cas, d'assez nombreux ouvrages nouveaux ont été construits sans interruption du revêtement de la chaussée au droit du joint.

1. Description

Ce type de joint comporte de nombreuses variantes.

1.1. Pour soutenir le revêtement, l'espace entre les éléments de béton peut être rempli d'une matière plastique capable de subir des déformations relativement grandes, ou encore d'une feuille de cuivre malléable pliée, comportant dans son pli une corde bitumée ou un produit plastique.

1.2. Pour des ouvertures plus grandes, le revêtement est supporté par une tôle qui peut être fixée sur un de ses bords, mais dont l'expérience a prouvé qu'il était préférable qu'elle reste libre des deux côtés (voir fig. 3).

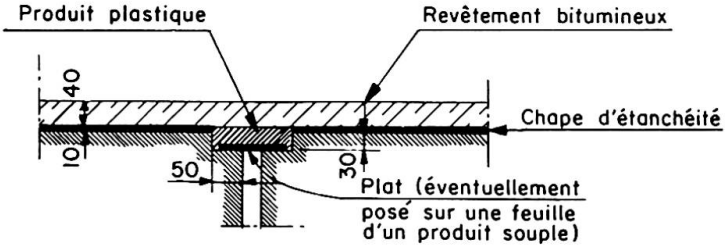

Fig. 3.

1.3. Le revêtement lui-même peut être continu ou bien peut comporter, sur une largeur de quelques centimètres, un produit bitumineux spécial (placé entre deux cornières) susceptible de grandes déformations relatives.

2. Résultats obtenus

2.1.

D'une manière générale, ce système a donné satisfaction, du moins pour les portées moyennes. Les bruits et les chocs ont été supprimés ou très atténués. Dans les anciens joints à tôle glissante ainsi recouverts, aucun arrachement de tôle ou de cornière ne s'est produit.

2.2.

La résistance de l'élément soutenant le revêtement doit être déterminée suivant l'ouverture maximale du joint: quelques déboires ont été signalés dans le cas d'un joint s'ouvrant de quelques centimètres et recouvert par une tôle trop mince et par suite trop déformable.

2.3.

Le problème principal pour ce genre de joints est celui de la tenue du revêtement de la chaussée.

2.3.1. Quand le revêtement recouvre un joint métallique qui se trouve en saillie par rapport au niveau supérieur de la dalle sous chaussée, c'est-à-dire lorsque l'épaisseur du revêtement est réduite au droit du joint, il risque de se produire un bourrelet et une déformation du revêtement.

2.3.2. Quand le revêtement est posé directement sur une tôle relativement large, quelques décollements ont été signalés.

2.3.3. Dans la plupart des cas, il se produit une fissuration du revêtement par temps froid. Cette fissuration ne présente aucun inconvénient tant qu'elle reste limitée. C'est certainement cette fissuration qui doit déterminer le domaine d'emploi d'un tel système: malheureusement, sur ce point, l'enquête n'a pas donné de résultats très nets. Il semble cependant qu'on puisse admettre ce type de joint pour des longueurs dilatables atteignant 50 m (son emploi a même été signalé exceptionnellement pour des longueurs supérieures).

2.3.4. Il ne semble pas intéressant de remplacer le revêtement normal par une petite bande de produit spécial dans laquelle se concentrent les déformations: cette méthode a donné plus de déboires que la précédente.

2.4. Etanchéité

2.4.1. Il ne faut évidemment pas compter sur l'étanchéité du revêtement qui n'est pas étanche par lui-même et qui, au surplus, se fissure au droit du joint.

2.4.2. Il n'est pas prudent de poursuivre la chape d'étanchéité au-dessus du joint car elle serait alors exposée à se déchirer.

2.4.3. Il semble cependant assez facile d'obtenir une bonne étanchéité pour ce type de joint au moyen d'une feuille de cuivre ou en enrobant la tôle sous chaussée dans un produit plastique.

3. Conclusion

Ce système paraît très intéressant par le confort qu'il apporte à l'usager et par l'atténuation des efforts qu'il procure aux éléments de l'ouvrage.

Il reste à déterminer jusqu'à quelle longueur dilatable il peut être employé sans inconvénients trop graves pour la tenue du revêtement: ceci dépend des caractéristiques de ce revêtement et de son ancrage sur la couverture du pont.

Là encore, sur les voies à circulation rapide, il convient de prévoir une dalle de transition au raccordement avec le remblai.

IV. Joints ouverts

Une autre solution pour résoudre le problème de la tôle de recouvrement, a consisté à la supprimer purement et simplement et à laisser le joint ouvert.

Dans ce cas, le revêtement est interrompu et tenu sur ses bords au moyen d'une cornière ou d'un élément de béton.

1. Inconvénients

1.1. Lorsque la circulation est rapide, il peut se produire des chocs en cas de dénivellation des deux bords de la coupure.

1.2. Ce système présente des dangers pour les piétons et les animaux.

1.3. Le fonctionnement du système peut être empêché par les cailloux qui se coincent dans le joint.

2. Conclusion

Ce système parait séduisant par sa simplicité et son prix. Mais il ne présente guère d'avantages par rapport au précédent et il ne doit être employé qu'avec discernement.

V. Joints utilisant le caoutchouc

On a pensé depuis plusieurs années et surtout depuis le développement des appareils d'appui en néoprène, à utiliser dans les joints les qualités du caoutchouc: élasticité, amortissement des chocs, étanchéité. Divers systèmes ont été envisagés, mais jusqu'ici leur utilisation est restée assez limitée.

1. Procédés utilisés

1.1. Quelques ingénieurs ont cherché à améliorer les joints métalliques classiques et notamment les joints à ressort en appuyant les parties métalliques de ces joints sur des feuilles de caoutchouc. Les résultats obtenus semblent prometteurs: les bruits et les chocs ont été fortement atténués.

1.2. Un joint en service depuis 5 ans à Lyon, sous une circulation de l'ordre de 30 000 véhicules par jour, est constitué d'une feuille élastique pincée entre des plats métalliques boulonnés sur les bords du joint. Le vide entre les plats est colmaté par une substance plastique.

L'étanchéité de ce joint est bonne et son fonctionnement a donné satisfaction (fig. 4).

1.3. Plusieurs types de joints comportent une feuille de caoutchouc attachée à des éléments métalliques et supportant directement la circulation. Il s'est avéré qu'une seule feuille de caoutchouc était insuffisante. Un système breveté est constitué d'une feuille couvre-joint posée sur une fourrure souple appuyée sur des cornières de part et d'autre du joint. Le couvre-joint est tenu sur ses bords par serrage entre les cornières et des plats vissés. Employé dans la région parisienne sur plusieurs ouvrages à trafic lourd, ce joint, d'un prix relativement élevé, a donné satisfaction dans la mesure où les ancrages et le réglage ont été exécutés avec soin.

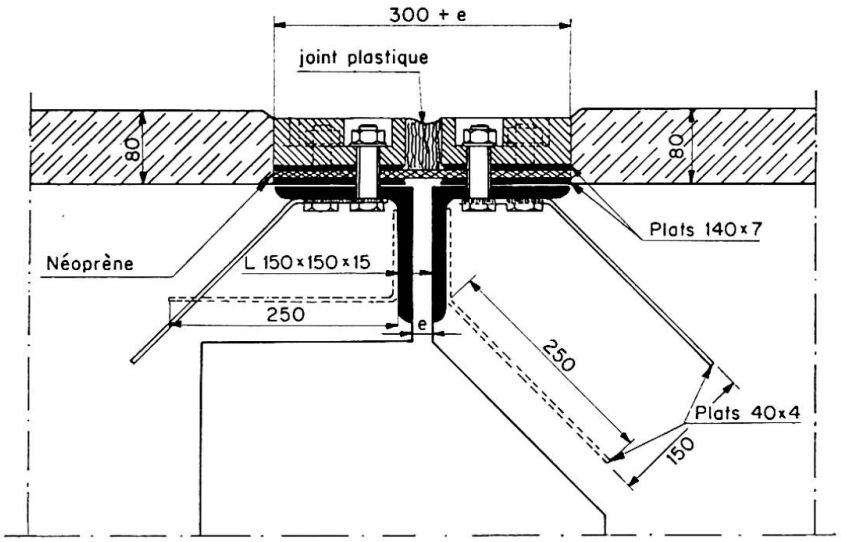

Fig. 4.

1.4. Des systèmes de principe différent comportent des profilés de caoutchouc de forme spéciale pris en compression entre les pièces métalliques formant joues du joint.

2. Conclusion

Il semble que l'utilisation du caoutchouc soit amenée à se développer largement dans les joints de chaussée. Mais les expériences faites jusqu'ici sont trop peu nombreuses et de trop courte durée pour qu'il soit possible d'en tirer des conclusions définitives.

VI. Ouvrages de grande portée

1.

Dans les ouvrages de grande portée (plusieurs centaines de mètres), le joint à tôle de recouvrement était le plus souvent remplacé par des joints à peigne comportant des dentelures de faible largeur. Ces joints ont donné en général satisfaction. On peut citer notamment celui du pont de Rognonas (pont suspendu de 200 m de longueur dilatable) comportant un dispositif breveté constitué de bielles en acier moulé à section rectangulaire pivotant autour d'axes disposés suivant le profil en travers de la chaussée.

Un inconvénient quelquefois signalé des joints à peigne est le danger qu'ils peuvent présenter pour les cyclistes.

2. Pont de Tancarville

Le pont suspendu de Tancarville comporte un tablier continu de 960 m de longueur. L'ouverture calculée pour le joint varie de 0,10 m à 37° à 0,70 m à −17° (les constatations faites sur l'ouvrage confirment sensiblement les

calculs préalables). Le joint de chaussée, dont l'étude détaillée est faite par ailleurs, comporte essentiellement un tapis métallique articulé appuyé sur des chevêtres à profil circulaire et des plaques de jonction fixées aux maçonneries.

Ce joint a donné toute satisfaction depuis sa mise en service en 1959.

VII. Prolongement du joint dans les trottoirs

Lorsque la dalle sous chaussée se prolonge sous le trottoir, le joint y est en général laissé ouvert. C'est au niveau du platelage du trottoir que se pose le problème de la continuité.

Quelquefois le joint est laissé ouvert à ce niveau. Ceci peut entraîner des dangers pour les piétons et le joint risque d'être bloqué par des cailloux.

On utilise encore assez souvent dans les trottoirs le type classique de joint à tôle glissante; ce type donne le plus souvent satisfaction étant donné qu'il n'y est pas soumis aux efforts et aux chocs dus à la circulation.

Quelques exemples ont été donnés de revêtement continu au-dessus du joint ou de joints en caoutchouc qui paraissent eux aussi donner satisfaction.

Il est important que l'étanchéité du joint de trottoir soit assurée ou tout au moins que l'évacuation des eaux soit convenablement étudiée pour éviter que les parements vus soient salis ou dégradés.

Il est également important que le joint se retourne le long de la bordure entre la chaussée et le trottoir. Il a été signalé à plusieurs reprises, lorsque cette partie avait été laissée vide, des éclatements des bordures dus au coincement des cailloux dans cet intervalle.

Conclusions

Les Ingénieurs français se sont toujours efforcés de concevoir des dispositions simples et économiques pour la réalisation des joints de chaussée des ponts courants.

Depuis quelques années, il est apparu que le joint classique comportant une simple tôle glissante n'était plus adapté à des itinéraires à circulation intense, rapide et comportant une forte proportion de poids lourds.

Il ressort de l'enquête effectuée que les systèmes susceptibles de donner satisfaction sont les suivants:

Pour les ouvrages de petite portée, il y a intérêt à maintenir la continuité du revêtement au-dessus du joint. Ceci semble pouvoir être admis jusqu'à des longueurs dilatables atteignant une cinquantaine de mètres.

Pour les longueurs dilatables plus grandes, c'est, parmi les systèmes simples, le joint à ressort qui est le plus indiqué. Toutefois, la conception et l'exécution de ce type de joint nécessitent une grande attention.

Pour les longueurs dilatables allant jusqu'à une centaine de mètres, on peut aussi obtenir de bons résultats avec les joints utilisant le caoutchouc.

Enfin, pour les très grandes portées, le type de joint utilisé au pont de Tancarville apparaît actuellement comme le meilleur.

Il ressort également de cette enquête que tous les types de joints simples présentent des inconvénients plus ou moins graves et qu'on n'est jamais absolument sûr de la réussite. Les échecs tiennent d'ailleurs souvent à de petits détails. Il est donc indispensable d'étudier à temps et de contrôler avec soin la conception et l'exécution de ces éléments. Il faut noter également qu'il est très difficile de les améliorer quand ils n'ont pas été établis correctement au départ.

Des recherches restent donc à poursuivre dans ce domaine: elles se justifient par le souci d'assurer la sécurité et de diminuer les dépenses d'entretien et aussi par la nécessité d'éviter les inconvénients des réparations trop fréquentes et d'améliorer le confort des usagers.

Résumé

Le rapport donne les conclusions d'une enquête effectuée en France sur les joints de chaussée des ponts-routes, à l'occasion du 7e Congrès. Les types anciens de joints ne sont plus adaptés à la circulation actuelle et présentent de graves inconvénients. Quand c'est possible, il y a intérêt à maintenir la continuité du revêtement de la chaussée au droit du joint, et cela semble pouvoir être admis pour des longueurs dilatables atteignant plusieurs dizaines de mètres. Au-delà, il convient de choisir un type de joint à ressort, ou un joint utilisant le caoutchouc dont l'emploi se développe. Les grands ouvrages nécessitent des joints spéciaux plus coûteux.

Des détails sont donnés sur les différents types de joints utilisés, sur les désordres constatés et sur les précautions à prendre pour leur conception et leur exécution.

Zusammenfassung

Der Bericht gibt die Schlußfolgerungen aus einer anläßlich des 7. Kongresses der IVBH in Frankreich durchgeführten Untersuchung über die Fahrbahn-Dilatationsfugen an Straßenbrücken. Die alten Ausführungsarten der Fugen genügen den Anforderungen des heutigen Verkehrs nicht mehr und weisen schwere Unzulänglichkeiten auf.

Wenn immer möglich, ist es zu empfehlen, den Fahrbahnbelag über die Dilatationsfuge hinüberzuführen. Diese Ausführung scheint für Dilatationslängen bis zu einem Mehrfachen von 10 m zulässig zu sein. Darüber hinaus soll eine Fugenausbildung mit Feder gewählt werden. Auch die Anwendung

von Kautschuk entwickelt sich immer mehr auf diesem Gebiet. Die großen Bauwerke benötigen spezielle Konstruktionen, die wesentlich aufwendiger sind.

Es werden genaue Angaben gemacht über die verschiedenen, heute angewendeten Fugenausbildungen, die daran festgestellten Mängel und die bei ihrer Konstruktion und Ausführung zu beobachtenden Vorsichtsmaßnahmen.

Summary

The report gives the conclusions of a survey carried out in France on the expansion joints in the decks of road bridges, in connection with the 7th Congress. The old types of joints are no longer suitable for the present road traffic and suffer from serious drawbacks. When it is possible to do so, it is advantageous to maintain the continuity of the surfacing of the bridge deck at the joint, and this would appear to be permissible for expansible lengths of up to twenty, thirty or more metres. Beyond such lengths it is advisable to adopt a spring type of joint, or a joint in which rubber is used, which is being employed to an increasing extent. Large structures necessitate special joints which are more expensive.

Details are given of the various types of joint employed, the disturbances observed and the precautions that must be taken in their design and construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa 3

Dehnungsfugen in Brückenfahrbahnen

Expansion Joints in Bridge Decks

Joints de chaussée

M. ELLINGER F. CICHOCKI
Österreich

Die an Brückentragwerken auftretenden Winkelverdrehungen, Längenänderungen und fallweise auch Höhenänderungen werden an den Brückenenden gegen die unbeweglichen Widerlager mittels Dilatationskörper ausgeglichen.

Meist sind diese Dilatationskörper aus Stahl, bestehen aus Verankerungen einerseits am Tragwerksende, andererseits am Widerlager; darüber befindet sich ein Gleitkörper aus Stahl, der auf der einen Seite durch Messingschrauben in die Verankerung verbunden ist und auf der anderen Seite senkrecht zur Linienberührung gleiten kann.

Beim Sandstreuen im Winter ist es unvermeidlich, daß einzelne Sandkörner in die Gleitfuge eindringen; es entstehen Spannungen in den Messingschrauben, die meist zum Bruch führen. Wir haben daher bei neueren Konstruktionen die Messingschrauben durch Niederhaltungen aus Stahlfedern ersetzt; solche Konstruktionen sind korrosionsanfällig und schwer zu warten.

Die Brückenbauabteilung der Stadt Wien hat nun auf Grund dieser Erfahrungen eine neue Dehnfugenkonstruktion für Dehnwege bis etwa ± 30 mm entwickelt. Die Leitgedanken dazu waren:

1. Ausführung in Stahlguß (möglichst unempfindlich gegen Korrosion und Gewährleistung einer langen Lebensdauer).
2. Verzicht auf Niederhaltung durch Messingschrauben oder Stahlfedern.
3. Ausführung im Prinzip analog schwerer, befahrbarer Schachtdeckel.

Aus diesen Voraussetzungen ergab sich eine Dehnungsfugenkonstruktion für Brückenfahrbahnen, wie sie schematisch in Fig. 1 dargestellt ist. Der Gleitkörper wurde bewußt schwer (rund 100 kg/m oder 120 kg/Stück) gewählt, einerseits drehbar, andererseits in Linienberührung gelagert. Nach sorgfältigem Versetzen der einzelnen Teile liegt der Gleitkörper ruhig und es kann auf jede Niederhaltung verzichtet werden. Sand, der in die Fugen eindringt, wird in kurzer Zeit durch die Stoßwirkung zermahlen, ohne daß es zu irgendwelchen Unzukömmlichkeiten kommt, die Wartung der Konstruktion ist denkbar einfach.

Diese Art der Ausbildung kam in Wien bei der Heiligenstädter Brücke über den Donaukanal auf der Seite des 19. Bezirkes erstmalig zur Ausführung. Seit der Eröffnung der Brücke am 16. Dez. 1961 hält sie dem starken, schweren Verkehr stand; es konnte nichts Nachteiliges festgestellt werden. Es sei noch darauf hingewiesen, daß vorerst, um Erfahrungen zu sammeln, einige Abschnitte auf dieser Brücke mit Niederhaltung ausgeführt wurden, die sich in der Praxis tatsächlich als überflüssig erwiesen haben.

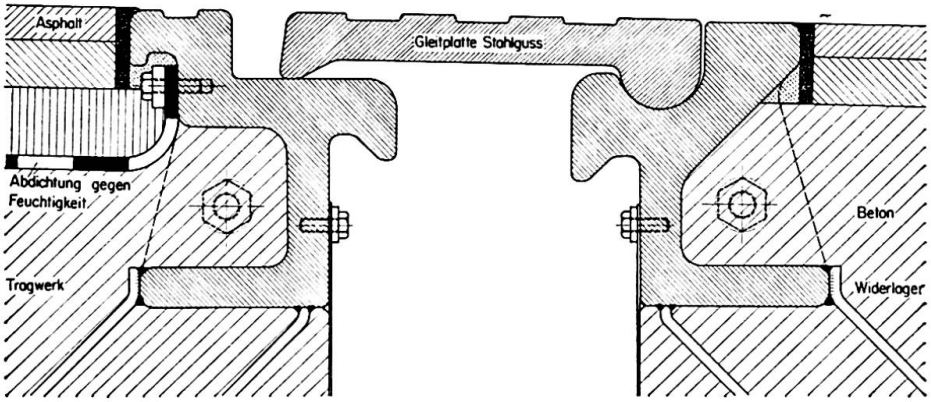

Fig. 1.

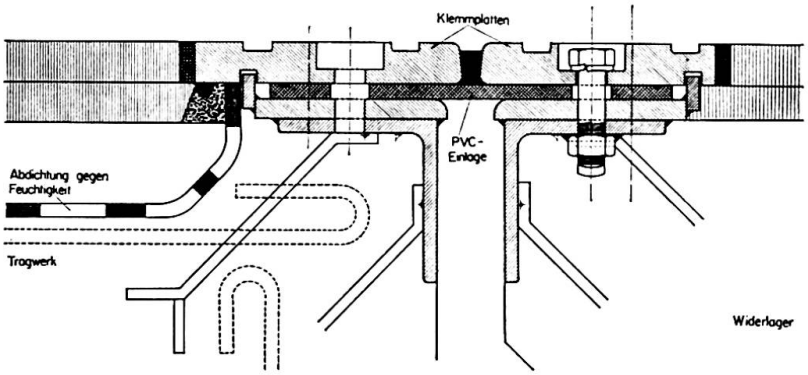

Fig. 2.

Während diese Konstruktionen mit Gleitkörpern bis zu einem Dehnweg bis etwa ± 30 mm Verwendung finden, werden größere Dehnungen vielfach mit Fingerkonstruktionen überbrückt.

Alle diese Dilatationskörper haben den Nachteil, daß in die Fuge zwischen Tragwerk und Widerlager Oberflächenwasser eindringt, dessen unschädliche Ableitung wegen der Enge des verfügbaren Raumes schwierig ist, so daß stets erhebliche Erhaltungskosten entstehen.

Es wurde nun für kleine Bewegungen (bis etwa ± 5 mm) eine Dilatation entwickelt, bei der die Dehnfuge mit einer zwischen Klemmplatten befestigten PVC-Einlage überbrückt wird, wodurch das Eindringen von Oberflächenwasser zur Gänze verhindert wird (Fig. 2).

Auch diese Dilatationen sind bei der Heiligenstädter Brücke (auf der Seite des 20. Bezirkes) seit Dezember 1961 in Betrieb und haben sich, soweit ein so kurzer Zeitraum ein Urteil zuläßt, voll bewährt.

Für Dilatationen größerer Bewegungen ist geplant, vorgespannte elastische Fugenübergänge, System «RUB», zu verwenden. Die auftretenden Verschiebungen werden durch vorgespannte elastische Dehnkörper aus Neoprene-Hohlkörpern aufgenommen. Diese Dehnkörper werden beidseitig in mit Nuten versehene, hochkant stehende, gefräste Stahllamellen eingeklebt. Pro Dehnkörper können Verschiebungen von 20 mm in Längs- und ± 10 mm in Querrichtung der Brückenachse aufgenommen werden. Die Stahllamellen liegen auf wechselseitig angeordneten, an den Randkonstruktionen befestigten Knaggen auf. Die Dilatationskörper an der Fahrbahnplatte bzw. am Widerlager bestehen aus zwei zusammengeschweißten ungleichschenkeligen Stahlwinkeln. Um ein Eindringen von Sand, Feuchtigkeit und dgl. zwischen Dehnkörper und Dilatationskonstruktion zu verhindern, wird die Randlamelle des Dehnkörpers mit dem Randwinkel dicht verschweißt; diese Schweißnaht wird jedoch so schwach gehalten, daß sie bei einer späteren Reparatur leicht ausgekreuzt werden kann. Um ein Hochsteigen bzw. Ausweichen der Stahllamellen zwischen den elastischen Neoprene-Schläuchen zu verhindern, werden in Abständen Zentrierbolzen angeordnet. Außerdem werden im Fahrbahnbereich die Neoprene-Schläuche in zwei horizontale Ebenen eingeklebt, um Kippbewegungen der Stahllamellen auszuschalten (Fig. 3).

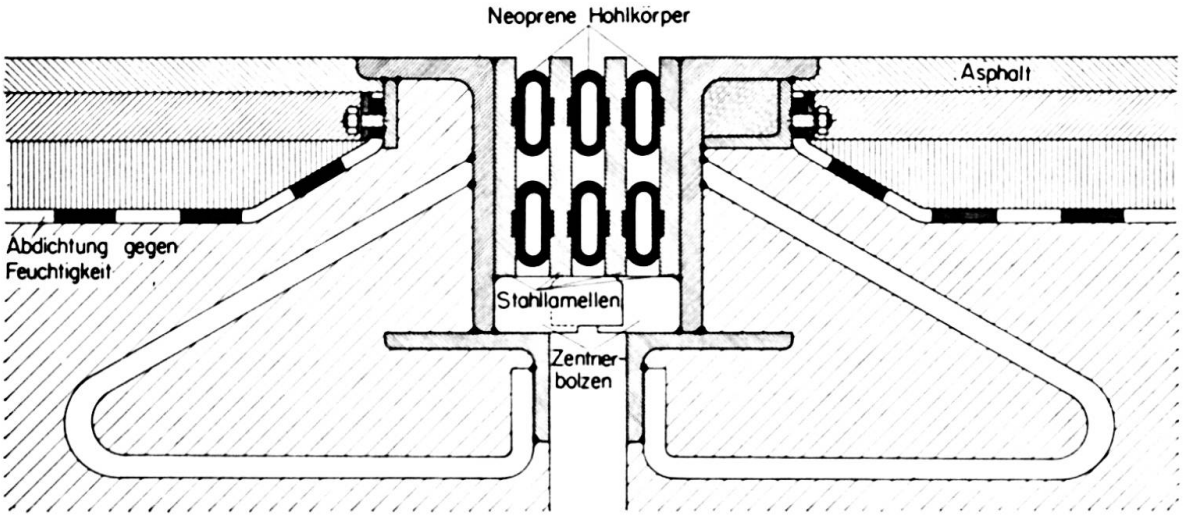

Fig. 3.

Aus fertigungstechnischen Gründen und zur Vereinfachung der Auswechslung bei notwendigen Reparaturen werden die Dilatationspakete (Neoprene-Schläuche und Stahllamellen) der Länge nach alle zwei Meter stumpf gestoßen. Zur Dichtung der Stöße wird Schaumgummi (Moltopren) eingeklebt und gleichzeitig gequetscht. Die Herstellung der Stoßverbindungen erfolgt im Werk; die

Dilatation wird in ihrer gesamten Länge komplett zusammengebaut auf die Baustelle geliefert.

Bei einer Anordnung von mehr als fünf Neoprene-Schläuchen hintereinander ist es notwendig, einen Ausgleichshohlkasten mit einer eigenen Zentriervorrichtung zwischen zwei Lamellenpaketen anzuordnen. Es ergibt sich daher der maximalste Dehnweg einer solchen Dilatation mit $2 \times 5 \times 20 = 200$ mm.

Montagevorgang: Die Übergangskonstruktion wird zusammengebaut und auf die maximale Zusammendrückung vorgespannt geliefert. Die Vorspannung erfolgt durch Spannschrauben, die einreguliert werden können. Die Konstruktion wird mit einer angeschraubten besonderen Montagevorrichtung in die vorgesehenen Aussparungen im Brückentragwerk eingebaut. Nach erfolgter Einjustierung wird bis unter die Spannschrauben betoniert, nach dem Erhärten des Betons werden diese gelöst und die Dehnfugenkonstruktion auf volle Höhe einbetoniert.

Nach Abbinden des Betons wird die Montagevorrichtung abgebaut. Diese Art von Dilatationen ist wasserdicht; es ist keine Entwässerung erforderlich; es ergeben sich keine Stoßgeräusche beim Überrollen durch Fahrzeuge; die Dehnpakete lassen sich verhältnismäßig leicht auswechseln.

Die Überbrückung der großen Dehnwege an den Tragwerksenden kann auch dadurch gemildert werden, daß durch geeignete Konstruktionen der Dehnweg auf zwei Dilatationskörper aufgeteilt, somit halbiert wird.

Bisher wurde das Prinzip durch den Einbau einer maschinellen Einrichtung bewirkt; so wurde bei der Reichsbrücke über den Donaustrom in Wien die Bewegung an der Übergangskonstruktion dadurch verringert, daß zwischen Tragwerk und Widerlager eine mittels Scherenkonstruktion zwangsläufig geführte Platte eingebaut wurde.

An Stelle einer großen Fuge entsteht dadurch auf jeder Seite der Platte eine Fuge der halben Größe.

In neuerer Zeit wurde eine Lösung dieses Problems dadurch angestrebt, daß das Brückentragwerk selbst auf hydraulischem Wege so zentriert wird, daß es sich nur symmetrisch zur Brückenmitte bewegen kann. Die Dehnwege teilen sich dabei je zur Hälfte auf die beiden Übergänge an den Widerlagern auf.

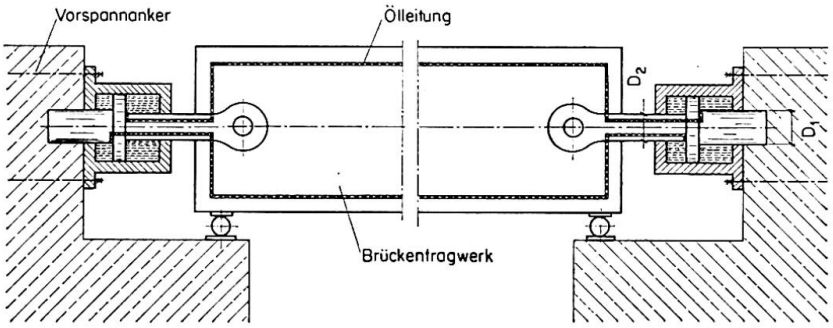

Fig. 4.

Die Einrichtung besteht nach der Prinzipskizze (Fig. 4) aus zwei zwischen Widerlager und Brückentragwerk eingebauten Hydraulikzylindern, welche durch die mit der Brücke verbundenen Kolben in zwei Kammern geteilt werden. Die Kammern sind durch Leitungen wechselseitig miteinander in Verbindung, wie es in der Abbildung angedeutet ist.

Bei der praktischen Ausführung werden die Leitungen zweckmäßig durch die durchbohrte Kolbenstange geführt. Dann können die Leitungen auf der Brücke fest verlegt werden. Die Wirkung besteht darin, daß ein einseitiges Verschieben der Festhaltepunkte nicht möglich ist, weil dadurch die Preßflüssigkeit zusammengedrückt würde, während bei einem symmetrischen Verschieben die Flüssigkeit von einer vorderen Kammer an einem Widerlager in eine rückwärtige Kammer am anderen Widerlager fließt oder umgekehrt, je nachdem ob das Tragwerk kürzer oder länger wird.

Zum Ausgleich der Temperaturkräfte, welche in diesem hydraulischen System dadurch entstehen, daß der kubische Ausdehnungskoeffizient des Öles eine andere Volumenänderung zur Folge hat als die Volumenänderung bei Temperaturänderungen in Rohrleitung und Kolben, sind die Kolbenstangen in den beiden Kammern der Zylinder nicht von gleichem Durchmesser. Dadurch wird gleichzeitig mit der Verschiebung eine geringe Volumenänderung hervorgerufen, welche die Ungleichmäßigkeit kompensiert.

In Fig. 5 ist eine eingleisige Eisenbahnbrücke über die Drau von 428 m Länge bei Bleiburg im südlichen Österreich gezeigt, bei welcher eine solche Konstruktion eingebaut ist.

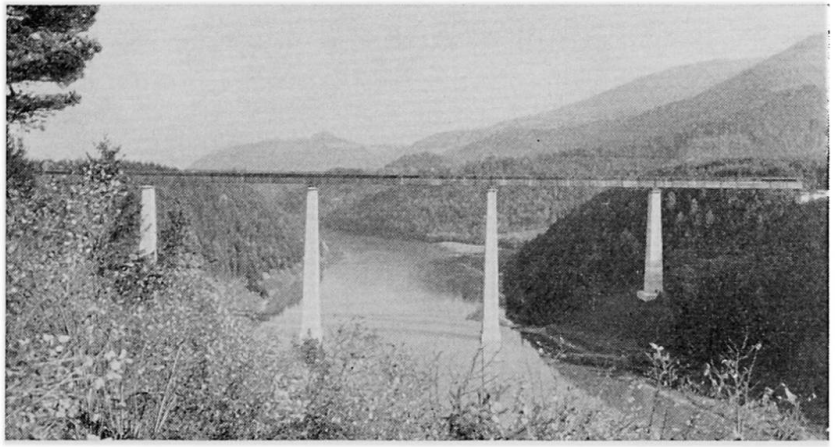

Fig. 5.

Im übrigen soll noch darauf hingewiesen werden, daß diese Konstruktion auch eine Aufteilung der Horizontalkräfte, welche auf die Brücke in Längsrichtung wirken, ermöglicht. (Z. B. aus Bremswirkung von Fahrzeugen.) Die Kräfte werden über die Kolben je etwa zur Hälfte auf die Widerlager übertragen.

Zusammenfassung

Es werden zwei von der Stadt Wien entwickelte Dehnfugenkonstruktionen dargestellt, die erste für Dehnungen bis etwa ± 30 mm, die zweite bis ± 5 mm.

Für größere Bewegungen sind elastische Fugenübergänge System «RUB» geplant, die Bewegungen bis zu 200 mm ermöglichen.

Für die Jauntalbrücke (eine Bahnbrücke aus Stahl) wurde eine Sonderkonstruktion entwickelt, wobei die Dehnungen durch eine Zentrierung der Brücke auf hydraulischem Weg gleichmäßig auf die beiden Endfugen verteilt werden.

Summary

The authors describe two types of expansion joints developed by the Municipality of Vienna, one for movements up to approx. 30 mm, the other one for movements up to ± 5 mm.

For larger movements, elastic expansion joints operating on the "RUB" System are projected (Fig. 3). These joints allow movements up to 200 mm.

For the "Jauntal" Bridge (a Railway Bridge in steel) a special design has been developed allowing the expansion to be distributed equally over both the end joints by centering the bridge hydraulically.

Résumé

Les auteurs décrivent deux dispositifs pour joints de chaussée mis au point par la Ville de Vienne, l'un pour des dilatations ne dépassant pas environ 30 mm, l'autre jusqu'à ± 5 mm.

Pour des dilatations plus élevées, on envisage d'utiliser des joints «RUB» comportant des profilés de caoutchouc et permettant des dilatations atteignant 200 mm.

Pour le pont sur la vallée de la Drave (un pont-rail métallique), on a mis au point un dispositif spécial permettant, à l'aide d'un centrage hydraulique du pont, de répartir les dilatations également sur les deux joints de culée.

VIa 4

Der wasserdichte elastische Fahrbahnübergang

A Waterproof, Elastic Covering Joint for Roads

Le joint de chaussée élastique et étanche

O. ROTT
Dipl.-Ing., VE Projektierungsbetrieb für Autobahnen, Berlin, DDR

1. Vorgeschichte

1.1. Herkömmliche Übergänge und deren Nachteile

Die bisher verwendeten beweglichen Fahrbahnübergänge sind entweder ausschließlich aus Stahl gefertigt oder — wie in letzter Zeit — Stahlkonstruktionen, zwischen deren Teile elastische Stoffe eingebaut sind. Alle bisher bekannten rein stählernen Übergänge, wie Gleitblech-, Finger- oder gegliederte Auszüge bedürfen einer besonderen Entwässerung und einer sorgfältigen Wartung, da Fall- oder Streugut die Übergänge verlegen. Während der Frostzeit neigen sie alle, so sie durchnäßt oder von Schneematsch versetzt sind, zur Vereisung oder Verklemmung. Bei Gleitblechauszügen kommt die Erschütterung der Fahrzeuge hinzu. In den letzten Jahren sind Gliederketten mit eingebauten elastischen Gelenken und sandwichartige Stahl-Elast-Konstruktionen entworfen und angewendet worden; diese zu beurteilen erscheint verfrüht.

1.2. Nutzbarmachen der Elaste für Fahrbahnübergänge

Die Bemühungen des Berichterstatters, einen Übergang zu entwickeln, der die aufgezeigten Mängel nicht hat, führten in den Jahren 1956/57 zu Entwürfen von Übergangskonstruktionen aus Gummi und Stahl. Die ersten Entwürfe in dieser Richtung sahen vor, einen Elast zwischen tragende Stahlteile einzubauen und so ein Fugenelement zu bekommen, das in Richtung der Brücke leicht verformbar und für die Verkehrslasten infolge der Stahllamellen auch hinreichend tragfähig und wasserdicht sein sollte. Fig. 1. Dieser Entwurf stieß aber auf Schwierigkeiten, da der Verklebung von Gummi und Stahl zu wenig

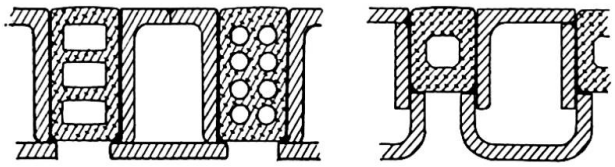

Fig. 1. Elasthohlleisten zwischen tragenden Stahllamellen.

Vertrauen entgegengebracht wurde und die Verklebung nur bei Verwendung des Überganges im Druckbereich hinreichend beständig ist. So verblieb die Vulkanisation als dauerhafte, verläßliche und korrosionsbeständige Verbindung zwischen dem Metall und dem Elast, die sowohl auf Druck als auch Zug oder Schub sehr lange Zeit beansprucht werden kann, ohne daß dabei die Wasserdichtheit leidet. Dieser Konstruktionsgedanke erforderte eine neue Gestaltung der Übergangsteile — Fugenteile —, um die Preßwerkzeuge — Heizformen — in einer einfachen und leicht zu handhabenden Ausführung zu erhalten.

2. Entwicklung des Überganges

Nach der Größe des Bewegungsspieles gibt es eine große Anzahl kleiner Brücken mit einem Spiel bis ± 10 mm; der Fahrbahnübergang für diese Brücken soll aus *einem* Element bestehen. Für Brücken mit einem Dilatationsspiel bis ± 30 mm mögen Doppel- oder Dreifachelemente dienen. Alle übrigen Brücken mit einem Spiel über ± 30 mm — die verhältnismäßig selten sind — erhalten zusammengesetzte Übergänge.

2.1. Der Erfindungsgedanke — die Verbundkonstruktion

Der Abstand der Stahlwangen in den Fugenteilen ist wesentlich größer gewählt worden als bei der sandwichartigen Konstruktion üblich ist. Der Hohlraum im Elast — im Gummi — blieb aus Fertigungsgründen nach unten offen und der Gummiteil erhielt zur Verstärkung und Erhöhung der Tragfähigkeit für vertikale Lasten eine Stahlblecheinlage. So entstand eine *Gummi-Metall-Feder*. Der Elast trägt durch die Vulkanisation *im Verbund* mit den Stahlteilen. Hier werden erstmalig Gummimetallfedern für die Übergänge im Brückenbau verwendet. Der Übergang ist *wasserdicht* und die Oberfläche der Fahrbahn *ohne Unterbrechung*. Dieser neuartige Übergang zeigt bei hoher Verkehrsbelastung eine sehr geringe Verformung; er nimmt die Bewegung aus dem Temperaturspiel ohne erheblichen Widerstand auf. In Fig. 2 ist der Querschnitt dieses Überganges dargestellt. Zwischen den beiden Stahlwangen (a) liegt die Gummi-Metall-Feder; sie besteht aus einem Gummiteil (b), in den eine Blechschale (c) eingebettet ist. Sowohl die Stahlwange als auch die Blechschale sind mit dem Gummi durch Vulkanisation fest verbunden. Die Blechschalen sind nach der quadratischen Parabel gebogen. Der Gedanke, die Parabel im Scheitel etwas auszuweiten, etwa nach $y = C x^{2,3}$ oder $y = C x^{2,4}$, ist nicht weiter verfolgt worden, da die gewonnene Federkennlinie ausreichte.

Bei schiefen Brücken zerlegt sich nach Fig. 3 die Bewegung aus der Dilatation (d) in eine Bewegung senkrecht zum Übergang (a) und in Richtung des Überganges (v). Durch letztere Bewegung entsteht eine leichte Verzerrung des Elementes. Damit die Blechschale dieser Verzerrung nachkommen kann, erhält

sie seitliche Einschnitte. Zur besseren Verankerung im Gummi kann der Rand des Einschnittes gebördelt werden.

2.2. Aufbau der drei Elemente des Überganges

Die Fahrbahnübergänge sind 135 mm, die Gehbahnübergänge 75 mm hoch; beide sind über dem Gummiteil 120 mm breit. Die Stahlwangen sind geschweißt oder aus Profilstahl gefertigt. Außenseitig sind kleine Steifen angeschweißt (vgl. Fig. 2). Die Länge der Übergangsteile sind von den Fertigungsmöglich-

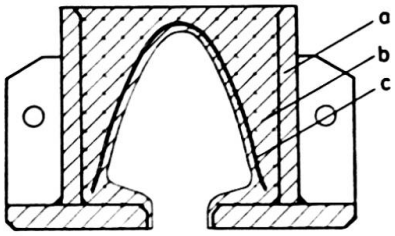

Fig. 2. Aufbau der Gummimetallfeder.

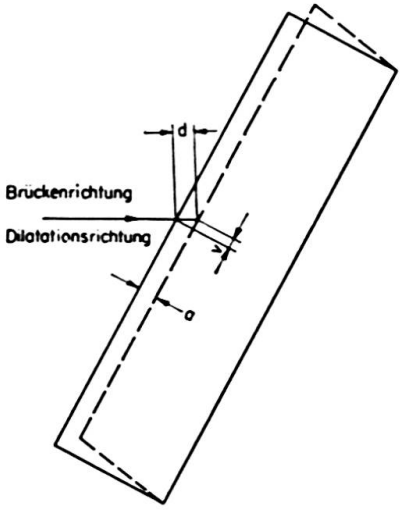

Fig. 3. Beanspruchung schiefer elastischer Übergänge.

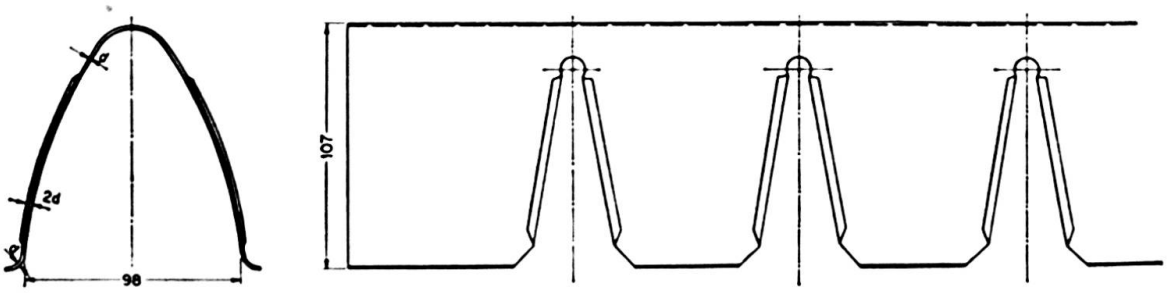

Fig. 4. Form der Blecheinlage für schiefe elastische Übergänge.

keiten des Gummiwerkes abhängig. Bisher sind diese nur in der Nennlänge von 1250 mm hergestellt worden. Die Blechschalen sind in Fahrbahnelementen 1,25 mm und in Geh- und Radbahnelementen 0,8 mm dick. Die Schlitze sind, wie Fig. 5 zeigt, im Schenkel der Blechschale in etwa 150 bis 200 mm Abstand gegenüberstehend vorzusehen.

Die Verbindung der Fahrbahnelemente mit den Rad- oder Gehbahnelementen stellt ein Schrammbordelement her. Es hat im Gummiteil eine Breite von 144 mm. Seine Wangen greifen über die Wangen des Fahrbahnelementes, mit dem sie verschraubt werden, seine Länge beträgt 250 mm. Das Schrammbordelement ist eine Sonderanfertigung; es wird nach dem Kreuzungswinkel

und der Schrammbordhöhe hergestellt; seine seitlichen Schlaufen umschließen den Schrammbordstein. Fig. 6. Der Gummikörper erhält keine Blechschale, dafür aber mehrere Aussparungen, um eine leichtere Verformbarkeit zu haben.

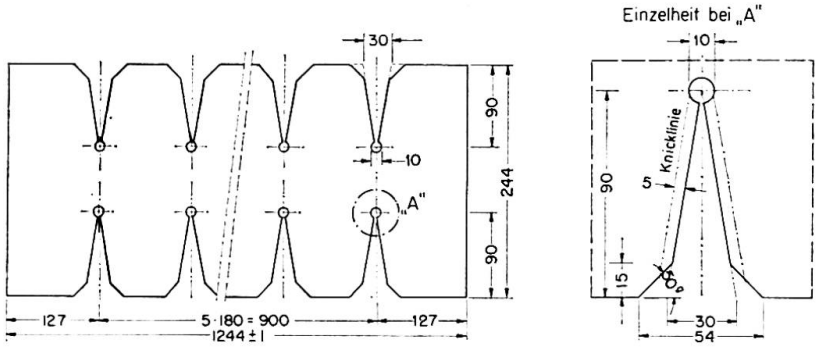

Fig. 5. Zuschnitt der Blecheinlage für schiefe elastische Übergänge.

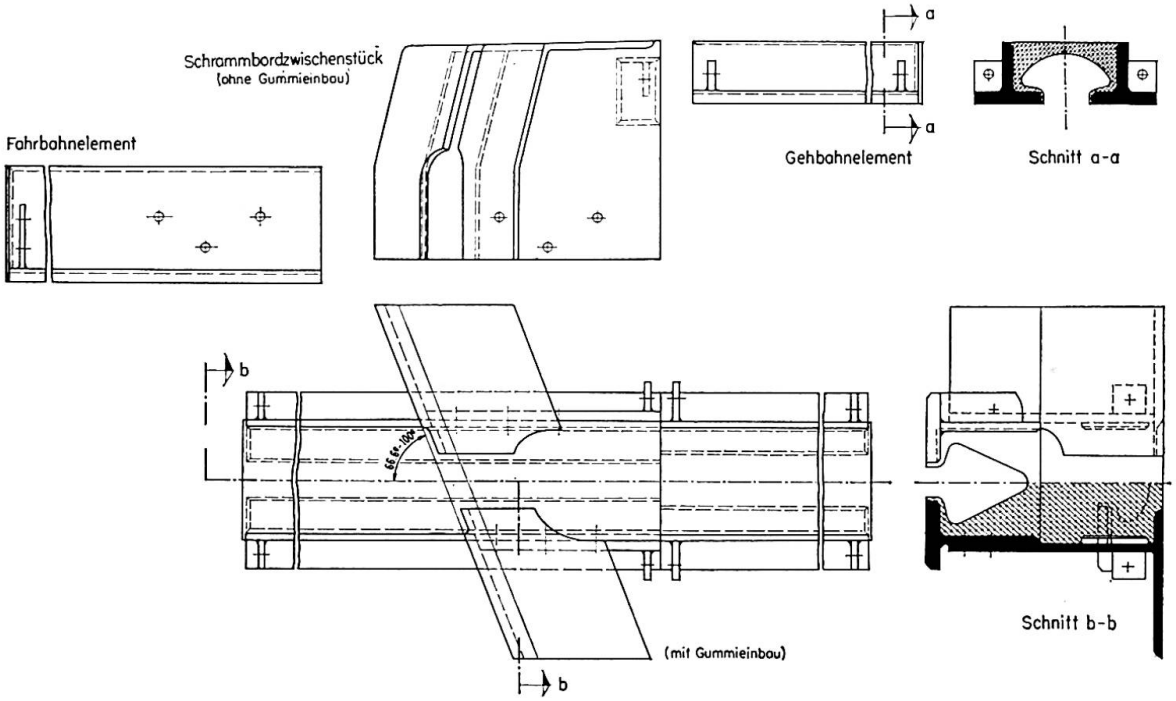

Fig. 6. Das Schrammbordzwischenstück.

Die Stoßfuge zwischen den Elementen ist mit einer Dichtungsscheibe aus weichem Gummi, die eingeklebt wird, zu dichten; die Elemente sind hierauf zusammenzuschrauben. Als Kleber wird ein Karosseriekleber verwendet.

Die Wangenteile der Elemente sind aus unlegiertem, normalberuhigtem Baustahl mit einer Zugfestigkeit von 38 kp/mm² anzufertigen. Für die Blecheinlage genügt ein Feinblech aus unlegiertem Baustahl mit der gleichen Zugfestigkeit.

Der elastische Stoff der drei Elemente ist Neoprene oder Buna. Die physikalischen Werte des vorwiegend verwendeten Buna-Gummis sind:

		Fahr- u. Gehbahnelemente	Schrammbordelemente Dichtungsscheiben
Reißfestigkeit	kp/cm²	110	100
Bruchdehnung	%	220	400
bleibende Dehnung	%	10	28
Shorehärte	°	70 ± 4	60 ± 4
Rückprallelastizität	%	35	30
Kerbzähigkeit	kp/cm²	15	15
Kältebeständigkeit:			
Gefrierpunkt	°C	−55	−55
Grenze, bei der der Gummi noch arbeitet	°C	−30	−40

Die mehrteiligen Fahr- oder Gehbahnelemente erhalten symmetrische Mittelwangen. Sie können als zwei- oder dreiteilige Elemente gefertigt werden. Den Querschnitt eines dreiteiligen Elementes zeigt Fig. 7. Die zugehörigen Schrammbordelemente sind in gleicher Art gebaut; sie erhalten ebenfalls Mittelwangen.

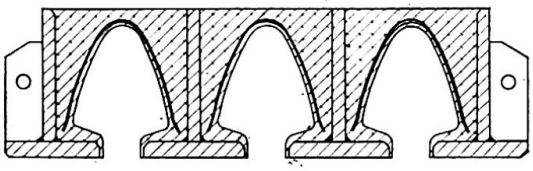

Fig. 7. Querschnitt eines dreiteiligen Elementes.

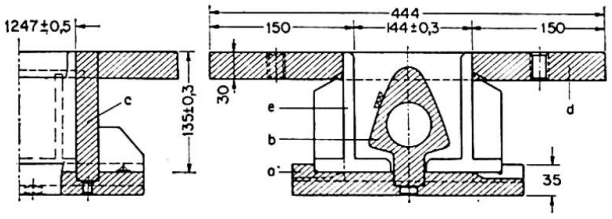

Fig. 8. Preßwerkzeug — Heizform — für Fahrbahnelemente.

3. Die Preßwerkzeuge und die Herstellung der Elemente

Die drei Elemente für die Fahrbahn, die Gehbahn und den Schrammbord werden in besonderen Vulkanisationsformen — Preßwerkzeugen — gefertigt. Das Preßwerkzeug für einfache Fahrbahnelemente zeigt Fig. 8. Es besteht aus einer Grundplatte (a), dem Kern (b), den beiden Stirnblechen (c) und dem Rahmen (d). Die Längsseiten des Vulkanisationsraumes bilden die Wangenteile, die Bestandteile des Fahrbahnelementes sind. Die Vulkanisation erfolgt bei ungefähr 150° C und 30 atü in der beheizten Presse. Die Vulkanisationsform für das Gehbahnelement ist ähnlich gebaut. Die Form für das Schrammbordelement ist nicht so einfach wie die beiden soeben beschriebenen Formen, da in dieser Form ein Gummimetallteil hergestellt wird, der nach dem Kreuzungswinkel und der Schrammbordhöhe veränderlich ist. Zu dieser Form gehören einige auswechselbare Teile.

4. Laboratoriumsversuche

Es wurden 500 mm lange Versuchsstücke mit verschieden dicken Einlagsblechen, und zwar 0,8 mm, 1,0 mm, 1,25 mm und 1,5 mm hergestellt und glei-

chen Prüfungen unterworfen. Zunächst erfuhren die Versuchsstücke auf der 20-t-Amslermaschine vertikale und horizontale statische und dann in gleicher Art am 10-t-Zug- bzw. Druckpulser dynamische Beanspruchungen. Bei den statischen Versuchen ist auch die Hysteresis der Gummistahlkonstruktion beobachtet worden. Die vertikale Belastung des Probestückes geschah sowohl in der Nullstellung als auch in den Extremstellungen, wobei das Probestück vorher 10 mm zusammengedrückt oder 10 mm auseinandergezogen wurde. Durch Belastungsproben an unterkühlten ($-30°$ C) sowie stark erwärmten Probestücken ($+40°$ C) erfuhren diese Versuche eine Ergänzung. Abschließend erfolgten die Bruchversuche.

Die vertikale Belastung wurde langsam und stufenweise aufgebracht; verwendet wurde bei voller Belastung ein Stempel 100×200 mm, Fig 9a, und halbseitiger Belastung ein Stempel 50×200 mm, Fig. 9b.

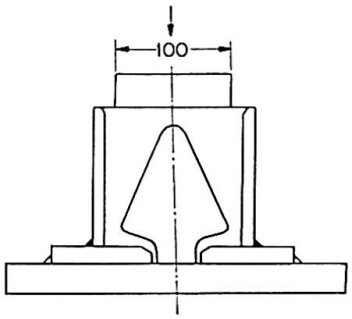

Fig. 9a. Vertikale Belastung mittig (Versuchsanordnung).

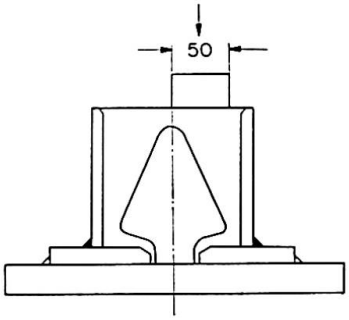

Fig. 9b. Vertikale Belastung seitlich (Versuchsanordnung).

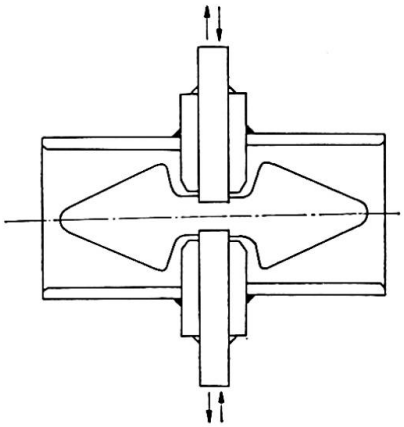

Fig. 9c. Horizontale Belastung.

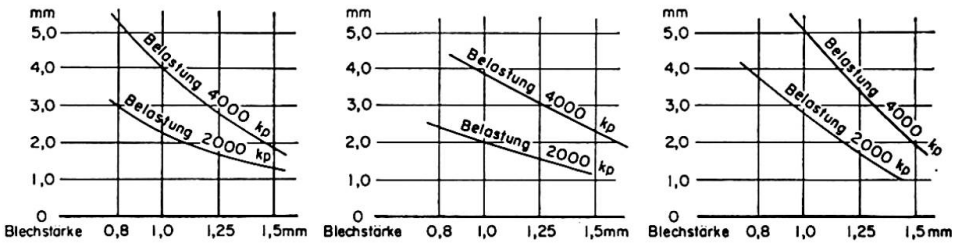

Fig. 10. Verformung unter vertikaler Belastung bei verschiedener Blechstärke.
a) Fahrbahnübergang in Nullstellung.
b) Fahrbahnübergang um 10 mm zusammengedrückt (-10 mm).
c) Fahrbahnübergang um 10 mm auseinandergezogen ($+10$ mm).

Die Verformungen zeigen Fig. 10a in der Nullstellung sowie in den beiden Extremstellungen Fig. 10b und c in Abhängigkeit von der Dicke der Blecheinlage.

Die auftretenden Kräfte für die horizontale Verformung sind — nach der Versuchsanordnung Fig. 9c — für die Amplitude von 5 mm und 10 mm gemes-

sen worden und in Fig. 11a für das Zusammendrücken, in Fig. 11b für das Auseinanderziehen des Fahrbahnüberganges angegeben. Fig. 11c zeigt den Kraftaufwand für verschiedene Bewegungsphasen bei Blecheinlagen verschiedener Dicke. Bei Gegenüberstellung der vertikalen und horizontalen Lasten und Verformungen ergaben sich die notwendigen Blechdicken; für schwerste Lasten genügt eine Dicke von 1,25 mm. Die Kraft für die Verzerrung der Versuchsstücke, wie sie bei schiefen Übergängen auftritt, ist gering. Die beiden Temperaturversuche zeigten, daß das Fahrbahnelement bis zu diesen Temperaturen gebrauchsfähig bleibt.

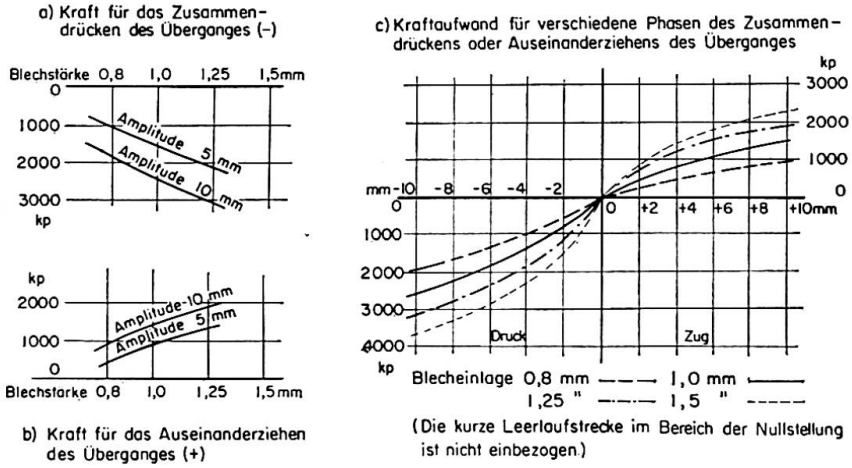

Fig. 11. Verformung unter horizontaler Belastung bei verschiedener Blechstärke.

Nach den statischen Versuchen sind an denselben Versuchsstücken die dynamischen Erprobungen kurzzeitig durchgeführt worden. Sie gehen infolge der Zeitraffung unter veränderten Bedingungen vor sich, so daß ihre Deutung schwierig ist. Nach 3750 Belastungen bis 4000 kp auf einer Fläche von 100×200 mm im Laufe einer halben Stunde ließ der darauffolgende statische Versuch keine Veränderung der Probe erkennen. Die weitere Dauerprüfung erfolgt in Funktionsmustern. Die horizontale Verformung hängt hauptsächlich vom Temperaturspiel ab; sie geschieht langsam und bewegt sich entsprechend den Tagesschwankungen in einem kurzen Bereich. Das Spiel über die ganze Amplitude, also von -10 mm bis $+10$ mm wird sehr selten, d. h. nur in Jahresintervallen eintreten. Die Erprobung ist darnach gewählt. Auf dem Zug- bzw. Druckpulser erfuhr der Fahrbahnübergang bei einer Amplitude von 5 mm in einer halben Stunde 3750 Lastwechsel jeweils im Zug- als auch im Druckbereich. Nach jeder dieser Beanspruchungen wurde das elastische Verhalten durch einen Belastungsversuch überprüft. An den Versuchsstücken wurden keine Veränderungen festgestellt. Die Beanspruchung durch zweimal 3750 Lastwechsel erscheint hinreichend, da diese den Temperaturtagesschwankungen von mehr als 20 Jahren entspricht.

Schließlich ist an den so vielfach beanspruchten Versuchsstücken noch der

Bruchversuch unternommen worden. Die Last ist mittig aufgebracht und stufenweise um 200 kp je Minute erhöht worden. Es zeigte sich, daß bis 2200 kp die Einsenkung des Stempels 50 × 200 mm ungefähr proportional der Kraft verläuft, dann aber wesentlich rascher zunimmt. Die ersten bleibenden Verformungen traten bei einer Dicke der Blecheinlage von 1,25 mm bei 2800 kp auf; sie nahmen zu, ohne daß das Versuchsstück zerstört wurde. Bei 10000 kp hatte sich der Druckstempel zwar 30 mm tief in das Probestück eingedrückt und den Gummi an drei Stellen eingerissen; ein Durchscheren des Versuchsstückes ist nicht eingetreten.

Die Alterung und der Abrieb sind nicht geprüft worden. Die Beständigkeit der Autoreifen und sonstiger im Verkehrswesen verwendeter Gummiteile gleicher Qualität geben einen hinreichenden Anhalt für die Alterungsbeständigkeit des Gummis.

Das zugelassene Bewegungsspiel eines Elementes beträgt ± 10 mm. Bei Brücken unter 60° Kreuzungswinkel nehmen die Elemente ein etwas vermindertes Bewegungsspiel auf; es beträgt bei 60° Schiefe noch ± 10 mm und fällt bei 45° Schiefe auf ± 7 mm ab.

5. Entwurfsbearbeitung

Der elastische Fahrbahnübergang, gleichgültig ob einfach oder mehrfach, überträgt eine horizontale Kraft auf die Kammermauer und das Widerlager. Diese Kraft ist aus dem Diagramm 11c zu entnehmen und in die statische Berechnung einzubeziehen. Die erforderlichen Sonderlängen werden durch Zersägen der Elemente oder in der vorgesehenen Länge mittels Einbauteilen in der Heizform hergestellt. Der Übergang kann der jeweiligen Querneigung durch Einlegen keiliger Zwischenfelle angepaßt werden. Fig. 12a zeigt einen Anschluß des Fahrbahnelementes, Fig. 12b den des Gehbahnelementes. Darnach trägt eine stählerne Unterkonstruktion den elastischen Fahrbahnübergang. Mehrfache Übergänge sind nach Fig. 7 zu entwerfen.

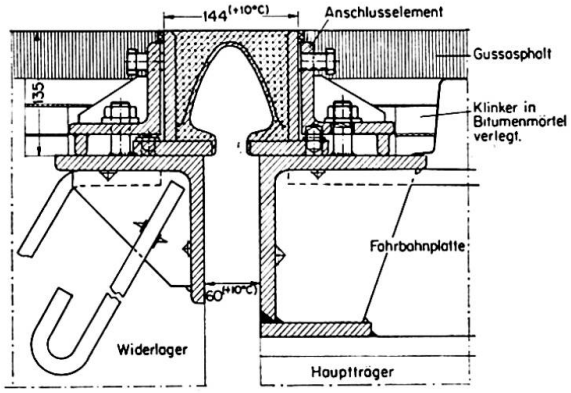

Fig. 12a. Anschluß des Fahrbahnüberganges an die Unterkonstruktion.

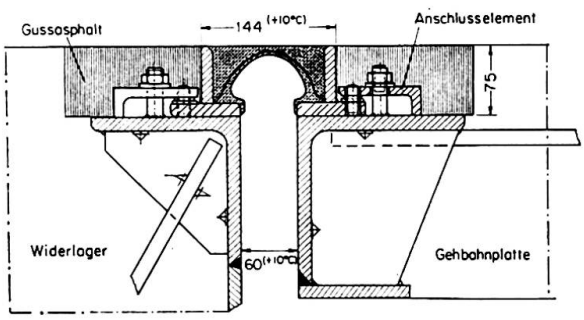

Fig. 12b. Anschluß des Gehbahnüberganges an die Unterkonstruktion.

6. Montage

Der Einbau des elastischen Fahrbahnüberganges kann unter Anleitung von Bauarbeitern und Bauhilfsarbeitern ausgeführt werden. Die augenblickliche Temperatur des Brückenüberbaues ist zu beachten. Die Fahrbahnelemente sind bei höheren Temperaturen mit Schraubzwingen etwas zusammenzudrücken, bei niederen Temperaturen zu spreizen. Die Brückendichtung und die Fahrbahndecke sind an die Fahrbahnübergänge anzuschließen.

Zusammenfassung

Der *wasserdichte elastische* Fahrbahnübergang gibt für das Temperaturspiel senkrecht zur Fugenebene eine *leichte Verformbarkeit* neben einer ebenfalls leichten Bewegungsmöglichkeit in Fugenrichtung und hat für Verkehrslasten eine große *Tragfähigkeit* neben geringer Verformung. Konstruktiv ist dies durch eine Gummi-Stahl-Feder gelöst, die im Vulkanisationsverfahren hergestellt wird. Das Spiel eines Elementes beträgt ± 10 mm. Bei größeren Dilatationen werden zwei, drei oder mehrere Elemente eingebaut.

Hier werden *erstmalig* Gummimetallverbindungen, -federn, im Brückenbau verwendet. Gummi und Metall tragen *im Verbund*. Die Übergänge sind *wasserdicht* und geben eine Fahrbahn, die in der Oberfläche durch keine Fuge *unterbrochen* ist. Funktionsmuster liegen bereits drei Jahre unter stärkstem Verkehr und haben sich sehr gut bewährt.

Summary

A *waterproof*, *elastic* covering joint for roads is described which is of suitable ductility, in a direction perpendicular to the joint plane, to cope with movements caused by fluctuations in temperature. It also exhibits a marked expansibility in the direction along the joint and a considerable *bearing capacity* for traffic loads, with a minimum of deformation. This constructional solution is due to the application of a composite rubber and steel-spring joint manufactured by vulcanisation. The free movement of an element amounts to $\pm \frac{3}{8}$ inches ($\pm$ 10 mm). For greater expansions two, three or more elements are inserted. For the above-mentioned purpose, connections in which rubber and steel springs are employed in combination are being used for the *first time* in bridge building. These covering joints are waterproof, and ensure a carriageway in which the surface is not interrupted by the joints. Prototype samples have already been subjected to extremely heavy traffic loads for three years without any failures being observed.

Résumé

Le joint de chaussée élastique et étanche assure, pour le jeu provoqué par les variations de la température perpendiculairement au plan du joint, outre la possibilité d'un mouvement assez facile dans la direction du joint, une grande force portante sans subir de déformation importante. La solution est trouvée par l'application d'un ressort en caoutchouc-acier traité par vulcanisation. Le jeu d'un élément est de $\pm$ 10 mm. En cas de jeu plus important on a recours à deux, trois éléments ou davantage.

C'est ici pour la première fois que l'on applique dans la construction des ponts des combinaisons de caoutchouc et de métal, formant ressorts. Caoutchouc et acier supportent les efforts solidairement. Les raccordements sont étanches à l'eau et donnent au tablier une surface où aucun joint n'apporte de solution de continuité. Soumis à la circulation la plus dense depuis plus de trois ans, les modèles d'essai ont donné toute satisfaction.

VIb1

L'étanchéité et l'évacuation des eaux pluviales dans les ponts-routes français

Isolierung und Fahrbahnentwässerung bei französischen Straßenbrücken

Sealing and Drainage of Rain Water in French Road Bridges

G. GRATTESAT
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
Chef du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics, Paris, et
LES INGÉNIEURS DU S.C.E.T.

L'enquête à laquelle il a été procédé à l'occasion du Congrès de l'A.I.P.C.[1]), a confirmé les idées généralement admises par les Ingénieurs français, qui sont rappelées ci-dessous en même temps que sont résumés les résultats obtenus:

I. L'étanchéité

1. Les revêtements de chaussée

Les ponts-routes français sont pratiquement toujours revêtus d'un tapis bitumineux, même lorsqu'ils font partie d'une section de route dont la chaussée est en béton. Dans ce dernier cas, le revêtement bitumineux se prolonge au-delà des culées sur une longueur égale à celle de la dalle de transition.

Ce tapis est relativement mince: de 4 à 6 cm suivant les cas. Sur les itinéraires très fréquentés et notamment sur les autoroutes, on prévoit la possibilité d'ajouter ultérieurement une deuxième couche portant l'épaisseur totale à 8 ou 10 cm.

Suivant sa constitution (béton bitumineux, enrobés denses ou enrobés ouverts) il présente déjà une certaine étanchéité par lui-même. Mais il n'est pas considéré comme suffisant pour assurer à lui seul l'étanchéité de l'ouvrage: Même s'il est particulièrement compact, il risque toujours de se fissurer et d'être traversé par les eaux de pluie.

2. Les chapes d'étanchéité

Nombreux sont les anciens ponts qui ont subi des dégâts importants à cause de l'absence de dispositifs d'étanchéité: de grands ponts métalliques de la fin du siècle dernier ont été très fortement oxydés, dans des ponts en béton armé, on a vu apparaître de véritables stalactites calcaires sous la dalle

[1]) Cf. notre communication sur le Thème VIa.

de couverture, et dans certains ponts en pierre comme le Pont-Neuf à Paris, l'infiltration de l'eau a entraîné de coûteuses réparations. En outre, dans quelques ponts en béton armé, l'eau qui avait pénétré dans les poutres a provoqué quelques éclatements pendant les périodes de gel (observations faites après l'hiver 1962—1963).

Toutes ces constatations ont montré la nécessité de protéger les tabliers au moyen d'une chape d'étanchéité.

2.1. Constitution de la chape

Dans la grande majorité des ponts, cette chape est asphaltique. Son épaisseur minimale est de 1 cm et dans des cas spéciaux elle peut atteindre 23 mm (une première couche d'asphalte pur de 8 mm et une contre-chape de 15 mm en asphalte sablé).

Quelquefois, la chape est constituée d'une couche de mortier fortement dosé en ciment, de 2 à 3 cm d'épaisseur.

Plus rarement, on a employé des chapes comportant des armatures ou constituées de caoutchouc de synthèse ou de matières plastiques.

2.2. Position

La chape est souvent placée directement sous le revêtement de la chaussée. Quelquefois elle est posée sur la partie supérieure de la dalle sous chaussée, quand cette dalle n'est pas bombée transversalement; elle est alors séparée du revêtement par le renformis en béton qui donne à la chaussée son profil transversal (constitué en général de deux pentes à 2 ou 3% raccordées paraboliquement sur 0,50 m de part et d'autre de l'axe) (fig. 1).

Plusieurs Ingénieurs insistent sur l'intérêt d'interposer entre la chape d'étanchéité, quand elle est en asphalte, et le revêtement de chaussée, une contre-chape en mortier ou en béton (qui peut être constituée par le renformis)

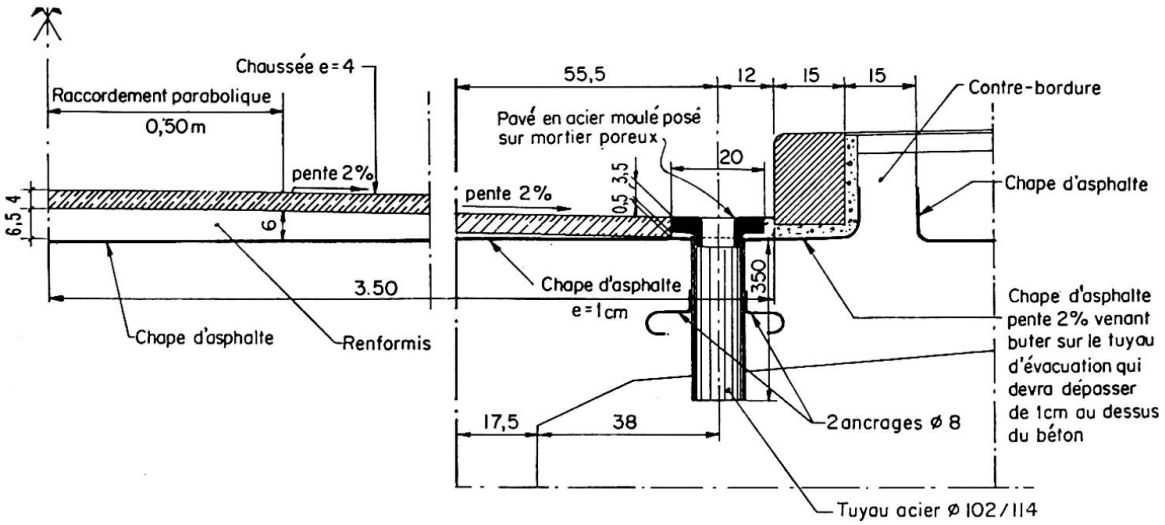

Fig. 1.

dans le but d'éviter la dégradation de cette chape au cours des réfections du revêtement.

D'autres, au contraire, observent qu'une contre-chape en béton placée entre le revêtement et la chape asphaltique est exposée à se disloquer et à se broyer. A leur avis, il faut placer la chape sous le revêtement sans aucune interposition de béton, ce qui ne présente pas d'inconvénient puisque les revêtements actuels s'entretiennent normalement par rechargement en surface.

2.3. Détails de réalisation

Il est important que la chape soit relevée dans un élément de béton vertical et ceci non seulement le long des bords de la chaussée, mais aussi le long des joints transversaux.

2.4. Ouvrages sans chape d'étanchéité

On admet que la chape d'étanchéité n'est pas indispensable lorsque le béton de la dalle sous chaussée est toujours comprimé, ce qui est le cas dans les travées indépendantes en béton armé ou encore lorsque les eaux pluviales ne peuvent pas traverser la dalle, par exemple lorsque cette dalle est associée à une tôle continue.

2.5. Résultats obtenus

Aucun incident d'étanchéité n'a été signalé sur les ouvrages qui comportent une chape en asphalte bien exécutée. On a simplement noté quelques suintements aux extrémités de la chape lorsque celle-ci n'était pas relevée sur ses bords.

Les chapes en mortier de ciment ont donné lieu à quelques déboires dus vraisemblablement à la fissuration du mortier.

Les chapes en produits plastiques de synthèse n'ont pas donné satisfaction: elles ont été dégradées par la chaleur à la pose du revêtement, et ont provoqué des glissements et des déformations de la chaussée sous les efforts horizontaux.

La plupart des ponts en béton armé à travée indépendante sans chape d'étanchéité se sont bien comportés jusqu'ici: on a signalé seulement le cas d'un pont biais où quelques suintements avec entraînement de calcaire se sont produits sous l'ouvrage.

Par analogie avec le cas des travées indépendantes en béton armé, les ponts en béton précontraint dont la dalle est toujours comprimée ont souvent été construits sans chape. En général, les résultats obtenus sont bons. Il faut cependant signaler le cas d'un ouvrage à travée indépendante de 28 m de portée, en béton précontraint, biais à 45°, dans lequel des infiltrations importantes ont été constatées. Des stalactites calcaires de plusieurs décimètres de longueur se sont formées à la partie inférieure de la dalle et des poutres. Les eaux ont pénétré d'une part entre les tables supérieures des poutres préfabriquées et les parties de dalle coulées en place, et d'autre part, vraisemblable-

ment dans les zones d'ancrage des câbles relevés en travée. Les fissures constatées dans cet ouvrage ont été considérablement aggravées par le gel.

D'une manière générale, les Ingénieurs redoutent d'utiliser des solutions salines pour provoquer la fonte de la neige ou pour lutter contre l'apparition de verglas sur les tabliers des ponts non protégés d'une chape d'étanchéité, en raison des risques de corrosion d'armatures, spécialement aux cachetages des cônes des câbles de précontrainte relevés en travée.

3. Les trottoirs

La pente transversale des trottoirs (en général de l'ordre de 2%) est toujours inclinée vers la chaussée pour que les eaux s'écoulent dans les caniveaux.

Le revêtement habituel des trottoirs, qui consiste en une couche de 1,5 à 2 cm d'asphalte sablé, constitue par lui-même une bonne étanchéité.

Lorsque le trottoir est plein, c'est-à-dire, lorsque la bordure peut être appuyée contre le béton maigre qui le remplit, la chape d'étanchéité sous chaussée peut être prolongée sous le trottoir et relevée derrière la corniche. Lorsque le trottoir comporte une galerie pour canalisations, la chape sous chaussée se relève obligatoirement le long de la contre-bordure. Il est prudent alors de prévoir une chape d'étanchéité spéciale pour la galerie (fig. 1), surtout dans le cas où celle-ci est couverte de dalles amovibles: l'expérience montre en effet que des infiltrations se produisent très souvent autour de ces dalles amovibles, malgré les précautions prises pour leur étanchéité.

II. L'évacuation des eaux pluviales

1. Les pentes

D'une manière générale, pour assurer l'écoulement des eaux pluviales, il est recommandé de prévoir des pentes de l'ordre de 2% et de ne pas descendre au-dessous de 0,5%. Transversalement, le bombement de la chaussée (rapport entre la flèche dans l'axe et la largeur) qui est habituellement voisin de $^1/_{100}$ est porté à $^1/_{80}$ ou $^1/_{70}$ dans les ouvrages soumis à de fortes pluies ou à des arrosages fréquents.

2. Les caniveaux

2.1. Le plus souvent, le revêtement de la chaussée se poursuit jusqu'au pied de la bordure de trottoir sans discontinuité, c'est-à-dire avec la même pente transversale (2 ou 3%) et le même matériau. Dans des cas particuliers (forte pluviosité, ponts urbains soumis à des arrosages, etc.) le revêtement du caniveau peut être constitué d'asphalte coulé, et sa pente transversale (sur 80 cm à 1 m de la bordure) fixée entre 4 et 7% suivant la perméabilité du revêtement et la pente longitudinale de la chaussée.

2.2. Lorsque la pente longitudinale de la chaussée est très faible ou nulle, on est amené à disposer le fond du caniveau suivant une suite de pentes et contrepentes. Les points bas, où l'on place des gargouilles, sont alors espacés d'une dizaine de mètres au maximum. L'expérience montre que les pentes longitudinales ne doivent pas être inférieures à 5 mm par m, surtout dans les cas où des déformations du tablier sont à craindre. Ces pentes et contrepentes sont obtenues de préférence en faisant varier la pente transversale du caniveau.

2.3. Les quelques exemples d'ouvrages comportant trois ponts séparés et accolés, un pont sous chaussée et deux ponts sous trottoirs, ont donné lieu à des appréciations favorables en ce qui concerne l'évacuation des eaux dans l'intervalle subsistant entre le pont sous chaussée et les ponts sous trottoirs (fig. 2).

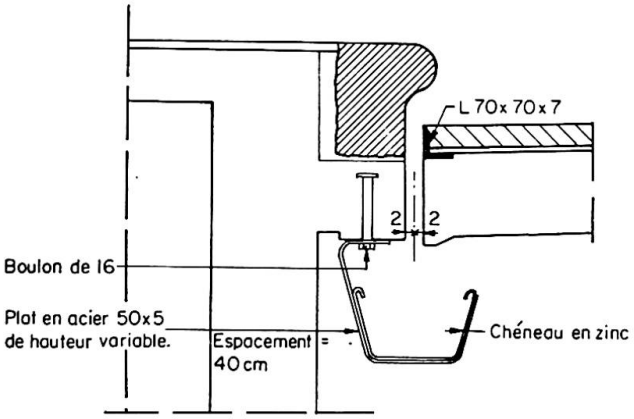

Fig. 2.

3. *Les gargouilles*

3.1. Espacements

Lorsque la pente longitudinale du pont est nulle ou très faible, les gargouilles peuvent être espacées au maximum d'une dizaine de mètres. Plus la pente longitudinale est forte et plus cet espacement augmente: il existe même beaucoup de ponts dans lesquels il n'y a aucune gargouille et où les eaux pluviales sont évacuées par les caniveaux au dehors de l'ouvrage.

3.2. Diamètre et coudes des tuyaux d'évacuation

Beaucoup de petites difficultés d'entretien proviennent des dimensions insuffisantes des tuyaux qui se colmatent ou se bouchent et qu'il n'est pas possible de déboucher lorsque les coudes sont trop prononcés. Il semble que le diamètre intérieur du tuyau d'évacuation doit être d'au moins 10 cm et que l'angle des coudes ne doit pas être inférieur à 135°.

3.3. Orifices des gargouilles

Les orifices des gargouilles sont soit laissés ouverts, soit couverts d'une grille dont l'espacement des barreaux doit être assez grand pour éviter des obturations trop fréquentes. Dans tous les cas, il faut prévoir un entretien

régulier de ces orifices qui risquent toujours d'être bouchés par les gravillons, les poussières et surtout par les feuilles mortes. L'orifice se trouve le plus souvent dans le caniveau lui-même; lorsqu'il se trouve sous le trottoir, il est nécessaire de prévoir dans celui-ci un tampon de visite permettant le ringardage vertical de la gargouille.

Il est très important que les gargouilles puissent évacuer, non seulement les eaux ruisselant sur la surface du revêtement, mais aussi celles qui ont pénétré sur la chape d'étanchéité. Un dispositif efficace consiste à poser le pavé supérieur sur un bain de mortier poreux placé au niveau de la chape (voir fig. 1).

Les orifices de sortie doivent se trouver à une dizaine de centimètres au minimum des parements des maçonneries pour que ceux-ci ne soient pas salis par les descentes d'eau.

Malgré cette précaution, le vent risque de projeter l'eau sur les parements; lorsqu'une gargouille débouche à proximité d'une surface verticale d'une pile ou d'une culée, il est donc préférable de la relier à un tuyau descendant jusqu'à la rivière ou jusqu'au sol.

4. Dispositions spéciales au droit des joints

4.1. Beaucoup de types de joints de chaussée et de trottoir n'étant pas étanches par eux-mêmes, il convient de prévoir des dispositions spéciales pour recueillir les eaux et les conduire par des tuyaux jusqu'à l'extérieur de l'ouvrage. La précaution la plus importante consiste d'ailleurs à placer des gargouilles immédiatement à l'amont de ces joints pour limiter la quantité d'eau qui pourrait y pénétrer. Pour mieux protéger les parements des piles et des culées, il est préférable de prévoir à leur partie supérieure, des pentes dirigées vers l'intérieur et conduisant les eaux vers des tuyaux prolongés autant que possible jusqu'à leur partie basse.

4.2. Les eaux qui franchissent les extrémités des ponts s'infiltrent dans les remblais. Pour les empêcher de couler sur les parements vus des culées, il convient de prévoir un drainage de ces remblais comportant un chemisage constitué de matériaux poreux avec des barbacanes à la partie inférieure. Il est recommandé aussi de protéger les faces arrière des maçonneries en contact avec le sol au moyen d'un enduit bitumineux ou de coaltar désacidifié.

4.3. Enfin, il y a un gros intérêt à ce que les abouts des tabliers au droit des joints soient facilement visitables.

Résumé

Le rapport décrit les procédés utilisés et les résultats obtenus dans les ponts-routes français en matière d'étanchéité. Il en ressort que la chape

d'étanchéité en asphalte, très largement employée, donne toute satisfaction quand elle est correctement exécutée.

Des détails sont fournis sur les dispositifs d'évacuation des eaux pluviales et sur les précautions à prendre pour leur bon fonctionnement.

Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht werden Verfahren und Ergebnisse beschrieben, die mit der Abdichtung der Fahrbahnoberfläche bei französischen Straßenbrücken gemacht wurden. Am häufigsten kommen Asphaltbeläge zur Anwendung, die sich — richtig ausgeführt — sehr gut bewährten.

Im weiteren werden Einzelheiten der Entwässerung und Maßnahmen, die zu ihrem einwandfreien Funktionieren notwendig sind, angegeben.

Summary

The report describes the processes employed and the results obtained in regard to making French road bridges water-tight. It is found that the asphalt waterproofing coat, which is widely employed, proves thoroughly satisfactory when it is correctly laid.

Details are given of the devices used for the drainage of rain water and of the precautions that must be taken to ensure their satisfactory operation.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIb 2

Bitumenisolierungen nach dem «Flämmverfahren»

Bituminous Insulation According to the "Flashing Procedure"

Isolation bitumineuse suivant le procédé «à la flamme»

JOSEF AICHHORN
Wirkl. Hofrat, Dipl.-Ing., Linz/Donau, Österreich

Bisher verklebte man Abdichtungsbahnen (mit Glasgewebe-, Jute- oder Rohpappenträger) auf den jeweiligen Untergrund oder untereinander mit Heißbitumenklebemasse. Dies setzte voraus, daß die Unterlage vollkommen trocken ist und die Verarbeitung bei trockenem, nicht zu kühlem Wetter erfolgt. Lufteinschlüsse bzw. Poren, die oft zu Undichtheiten führten, waren bei dieser Verarbeitungsmethode kaum zu vermeiden. Nur eine genaue Kontrolle der handwerklichen Ausführung und der Verarbeitungstemperatur ermöglichte die Herstellung einer einwandfreien Isolierung.

In Österreich entwickelte die Asphaltgesellschaft Geissler & Pehr durch sorgfältiges Studium und intensive Laborarbeit Abdichtungsbahnen, welche speziell für das Flämmverfahren ausgestattet sind.

Das Besondere an diesem Erzeugnis sind die maschinell aufgebrachten dicken Bitumendeckschichten. Der bislang zeitraubende und umständliche Heißklebeanstrich entfällt dadurch, da die Spezialisolierbahnen vor dem Aufrollen mit Propangasbrennern aufgewärmt, bzw. «geflämmt» auf die jeweilige Unterlage aufgebracht werden (Fig. 1). Das Spezialbitumen geht bei dem

Fig. 1. Bitumen-Isolierungen nach dem Flämmverfahren.

Flämmen in einen weichen bis flüssigen Zustand über, wobei es beim Aufrollen der Isolierträger an den Nähten und Stoßstellen sichtbar austreten muß.

Diese Arbeitsweise hat die nachfolgend beschriebenen Vorteile:

1. Sie ist weniger witterungsabhängig. Feuchte Stellen, ja sogar Schnee oder Eis, die noch auf der Betonunterlage anhaften, können vor dem Aufrollen der Dichtungsbahnen mit den Gasbrennern aufgelöst und aufgetrocknet werden. Auch Temperaturen unter 0° C stellen kein Hindernis mehr für die Durchführung der Isolierungen dar. Das Aufrollen der Dichtungsbahnen erfolgt unmittelbar nach dem Aufweichen bzw. Flüssigwerden des Bitumens. Die nachfolgende Abkühlung schadet nicht mehr. Bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt sind die Isolierbahnen vor dem Aufflämmen in warmen Räumen zu lagern.

2. Da die Dichtungsbahnen maschinell mit einer genau vorbestimmten Bitumenmenge beschichtet werden — diese Dichtungsbahnen sind im freien Handel unter bestimmten Namen erhältlich — sind die einzelnen Klebeschichten vollkommen homogen. Das Vorhandensein der gewünschten Menge Dichtungsmittel ist in jeder Schicht gewährleistet.

3. Die Arbeitsschnelligkeit ist größer als bei den bisherigen Verfahren; die Tagesleistung kann durch Einsatz entsprechend vieler Flämmer beliebig erhöht werden.

4. Feuchtigkeitseinschlüsse werden vermieden.

5. Die Arbeitsweise gestattet völlige Luftblasenfreiheit der einzelnen Bitumenschichten.

Der Aufbau der einzelnen Isolierschichten, die Vorbehandlung der Unterlage erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den bisherigen Verfahren. Zum Flämmen wird am besten Propangas aus Flaschen verwendet.

Die Kosten sind bei technisch wesentlich besserer Ausführung nicht viel höher als nach der bisherigen Arbeitsweise.

Zusammenfassung

Es werden das Herstellen von Schwarz-Isolierungen nach dem Flämmverfahren beschrieben und die Vorteile gegenüber der bisherigen Arbeitsweise aufgezeigt.

Summary

The author describes the manufacturing of a bituminous insulation according to the "Flashing procedure" and indicates the advantages of this new method in comparison to the older methods.

Résumé

L'auteur décrit un procédé nouveau pour l'exécution d'une isolation bitumineuse et en montre les avantages par rapport aux procédés usuels.

VIc1

Sicherung von Verkehrsteilnehmern und Konstruktionsteilen bei Verkehrsunfällen im Bereich von Bauwerken

Road Works from the Point of View of the Safety of Road Users and Structural Components in Traffic Accidents

La sécurité des usagers et des éléments d'ouvrages en cas d'accident sur un ouvrage

W. KLINGENBERG
Dr.-Ing., Ministerialdirigent, Bonn

In den letzten Jahrzehnten nahm der Straßenverkehr sehr rasch an Bedeutung zu. Die Straßenfahrzeuge wurden größer und schneller. Diesen Veränderungen mußte das Straßennetz laufend angepaßt werden. Leider wuchsen aber mit dem Umfang des Verkehrs und der Höhe der erreichbaren Geschwindigkeiten auch Zahl und Schwere der Unfälle. Es wurde deshalb eine vordringliche Aufgabe, neben der Lösung rein verkehrstechnischer Forderungen hinsichtlich des Ausbaues der Straßen auch Sicherheitsvorkehrungen zu treffen, um die Unfallursachen weitgehend auszuschalten und dann auch die Zahl der Unfälle einzuschränken und ihre Folgen abzuschwächen.

Als man in Deutschland mit dem Autobahnbau begann, hatte diese Sorge noch kein besonderes Gewicht; die Zahl der Kraftfahrzeuge war verhältnismäßig gering. Daher war in dem alten Straßennetz kaum eine Schutzmaßnahme anzutreffen, wie sie uns heute geläufig ist. So wurden z. B. die seitlichen Borde nur so hoch ausgebildet, wie es die Anordnung der Brückenentwässerungsanlagen erforderte. Damit war gleichzeitig erreicht, daß die Holme niedriger Geländer unterhalb der Augenhöhe der Pkw-Fahrer lagen, so daß sich den Fahrern von der Brücke aus noch ein guter Überblick bot.

Erst nach dem 2. Weltkrieg, als mit Zunahme des Verkehrs auch die Unfallquote stark anstieg, wurden großzügige Sicherheitsvorkehrungen unabdingbar. Insbesondere mußten Einrichtungen gefunden werden, die das Überfahren des Fahrbahnrandes sowie das Abirren in die Gegenfahrbahn bei getrennten Richtungsfahrbahnen vermeiden konnten. Besonders wichtig war eine befriedigende Lösung für den Bereich von Brücken, da dort selbst kleine Unfälle große Folgen haben können. Die Überlegungen konzentrierten sich darauf, wie Fahrer und Fahrzeug sowie die Fußgänger zu schützen sind und welche Vorkehrungen getroffen werden müssen, damit bei Verkehrsunfällen auch die Standsicherheit der Bauwerke (beim Anprallen von Fahrzeugen gegen Brückenpfeiler) gewährleistet bleibt. Dabei haben sich in Deutschland folgende baulichen Vorkehrungen, die durch viele Versuche erprobt und schließlich in großem Umfange angewandt wurden, als zweckmäßig erwiesen:

Leiteinrichtungen, massive Brüstungen, Geländer, Pfeilersicherungen durch Sockel- und Leiteinrichtungen mit bestimmten konstruktiven Regeln für die Pfeiler.

Weiterhin werden z. Z. noch Versuche ausgeführt, um einen wirksamen Schutz gegen plötzlich aufkommenden Wind sowie Blenden durch Fahrzeuge der Gegenfahrbahn zu finden.

Schutz durch Leiteinrichtungen

Unter Leiteinrichtungen werden Bauteile verstanden, welche die Möglichkeit bieten sollen, von der Fahrbahn abirrende Fahrzeuge wieder zurückzulenken, so daß ein Absturz von der Brücke, ein Anprallen an die Brückenpfeiler oder ein Abirren in die Gegenfahrbahn (bei Straßen mit getrennten Richtungsfahrbahnen) weitgehend ausgeschlossen bleibt. Auf der freien Strecke werden hierfür an den gefährdeten Stellen sogenannte Leitplanken, die entweder aus Stahl oder Beton sein können, vorgesehen. Diese Planken sind an Pfosten befestigt, die in der Erde eingeschlagen sind und beim Anprall eines Fahrzeuges seitlich ausweichen können. Dabei wirkt die Leiteinrichtung wie eine Seilkette, durch die das abirrende Fahrzeug aufgefangen wird.

Für Brücken ist eine derartige Befestigungsart aus konstruktiven Gründen nicht am Platze. Die Leiteinrichtungen müssen im Gegenteil so widerstandsfähig ausgebildet werden, daß sie beim Anprallen von Fahrzeugen nicht seitlich ausweichen können. Eine ausreichende Befestigung auf dem Überbau ist daher notwendig.

Die Leiteinrichtungen werden am seitlichen Fahrbahnrand und gegebenenfalls auch im Mittelstreifen angebracht. Die an den äußeren Rändern vorgesehenen Leiteinrichtungen sollen in erster Linie den Absturz von Fahrzeugen, die am oder im Mittelstreifen vorgesehenen Leiteinrichtungen ein Überfahren und damit ein Abirren in die Gegenfahrbahn verhindern. Als Leiteinrichtungen kommen entweder Steilborde neben der Fahrbahn bzw. am äußeren Brückengeländer oder Leitschwellen in Frage. Welche Art gewählt wird, ist abhängig von der Ausbildung der an die Brücke anschließenden Leiteinrichtungen, von den auf der Brücke zugelassenen Geschwindigkeiten, von der Brückenlänge und von der Brückenart.

Steilborde (s. Fig. 1 und 2) werden nur an Straßen vorgesehen, die nicht mit sehr hohen Geschwindigkeiten befahren werden. Sie werden insbesondere innerhalb geschlossener Ortschaften angewandt, sofern dort überhaupt eine abweisende Leiteinrichtung erforderlich ist. An den für einen schnellen Verkehr ausgebauten Straßen (Autobahnen und z. T. auch Bundesstraßen) ist daher diese Ausführungsart nicht zu finden.

In Fig. 1 ist der Steilbord an der Außenkante der Fahrbahn, in Fig. 2 als Randschwelle in Verbindung mit dem Geländer angezeigt. Die Steilborde

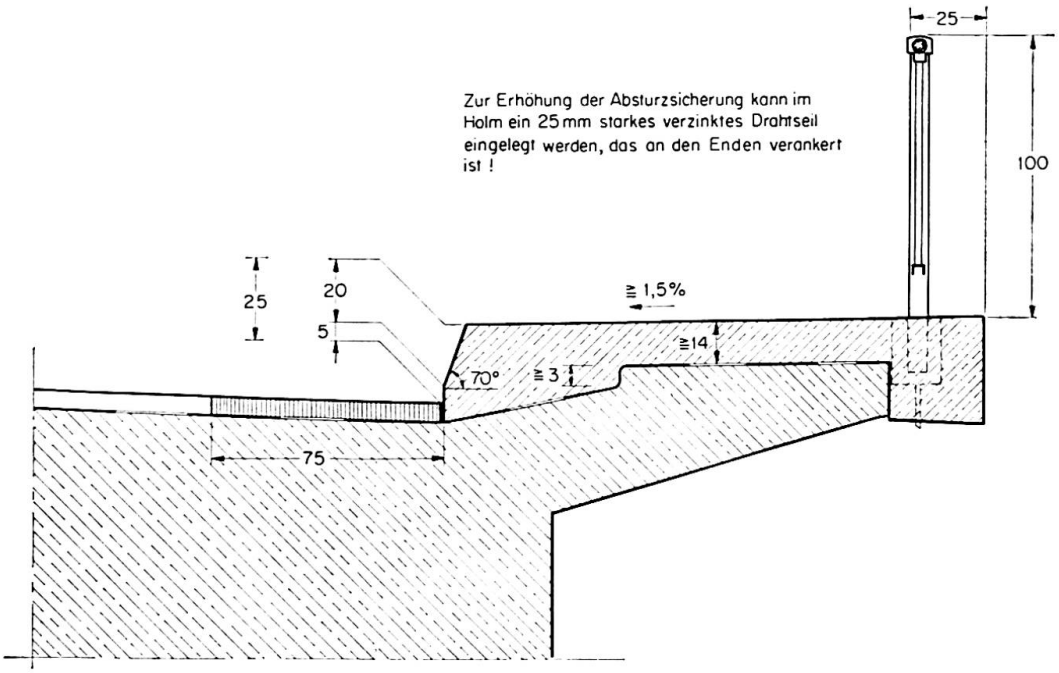

Fig. 1. Steilbord am Seitenstreifen.

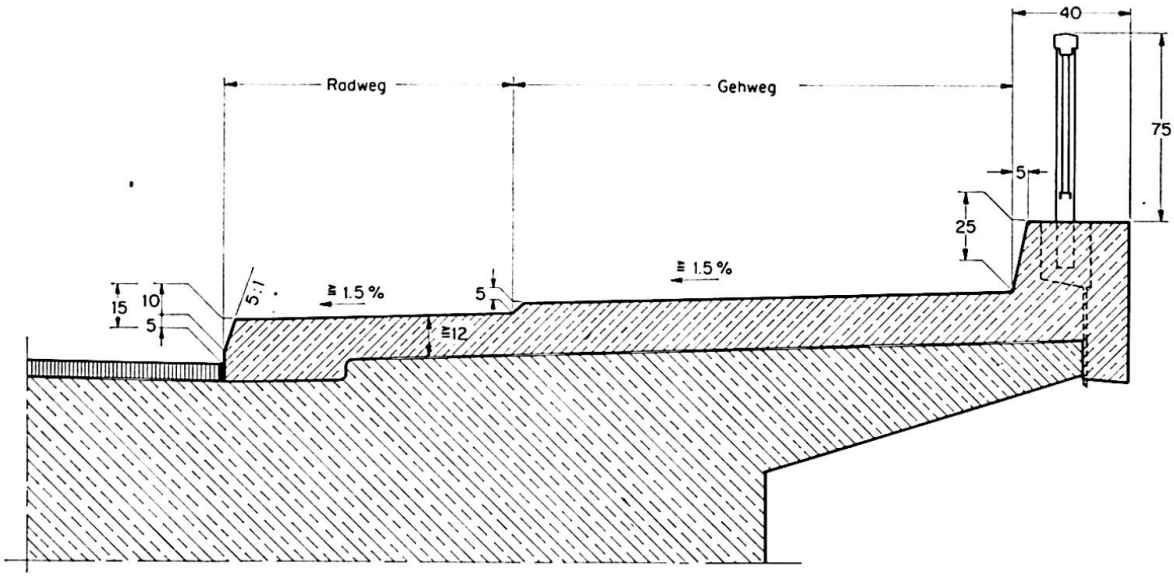

Fig. 2. Steilbord am Brückengeländer.

werden zweckmäßig — wie bei den Abbildungen dargestellt — als Gesimskappen ausgebildet. Zur Erhöhung der Absturzsicherung wird im Bedarfsfalle in den Holm des Geländers noch ein 25 mm starkes verzinktes Drahtseil eingelegt, das an den Enden zu verankern ist.

Leitschwellen werden mit oder ohne Verbindung mit Leitplanken ausgeführt. Sie stellen z. Z. den wirksamsten Schutz gegen Abirren von der Fahrbahn dar. Ihre Form ist so gewählt, daß sie sich höhen- und fluchtmäßig den an die Brücke anschließenden Leiteinrichtungen anpaßt. Durch einen Anzug (5 : 1) an der der Fahrbahn zugekehrten Seite soll der Stoß abgemindert und das Fahr-

zeug auf die Fahrbahn zurückgelenkt werden. Ein sogenannter Vorbord grenzt die befestigte Fahrbahnfläche ab. Die Höhe des Vorbordes ist mit Rücksicht auf eine einwandfreie seitliche Führung des Oberflächenwassers auf mindestens 5 cm festgelegt. Die Querentwässerung des Hochbordes ist durch entsprechende Neigung der Kappenoberfläche mit zugehörigen Durchflußöffnungen gewährleistet.

Während anfangs die Leitschwellen so ausgebildet wurden, daß die Leitplanken der freien Strecke stumpf gegen die Enden der auf den Brücken befindlichen Leitschwellen stießen, führt man in neuerer Zeit, hauptsächlich aus optischen Gründen, die Leitplanken über die Brücke durch (s. Fig. 3). Sie werden in einfacher Weise an die Vorderfläche der Schwelle angeschraubt. Diese Anordnung wird hauptsächlich bei kurzen Brücken, bis etwa 100 m Länge, vorgesehen.

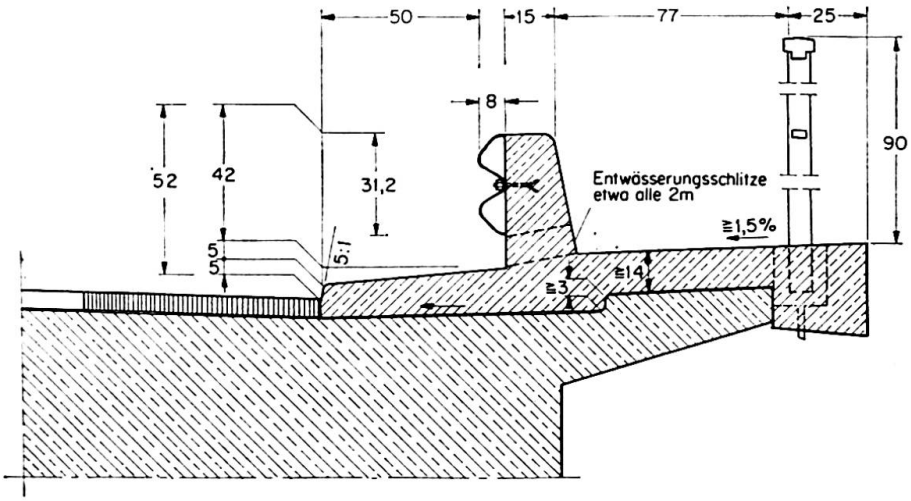

Fig. 3. Durchlaufende Stahlleitplanke vor Beton-Leitschwelle mit senkrechter Vorderkante.

Je nach der Bauart der Brücke (Stahl oder Beton) werden stählerne oder massive Schwellen vorgesehen.

Stählerne Leitschwellen sind dabei so konstruiert, daß die Einzelteile mit Rücksicht auf ein schnelles Austauschen beschädigter Teile möglichst auswechselbar sind (s. Fig. 4).

Massive Schwellen werden ähnlich wie Hochborde als nachträglich auf die Abdichtung aufgesetzte Kappen ausgeführt (s. Fig. 5). Eine derartige Anordnung ist wegen der Höhe der Leitschwellen besonders wichtig, um hohe Randspannungen aus einer Mitwirkung im Haupttragwerk zu vermeiden. Insbesondere bei Durchlauftragwerken, bei denen über den Stützen Zugspannungen an der Oberseite auftreten, muß diese Ausbildung unbedingt angewandt werden. Die Kappen sind nach dem Ausrüsten des Tragwerkes zweckmäßig auf ganzer Länge fugenlos herzustellen und in der Längsrichtung mit einer Schwindbewehrung aus Betonformstahl zu bewehren.

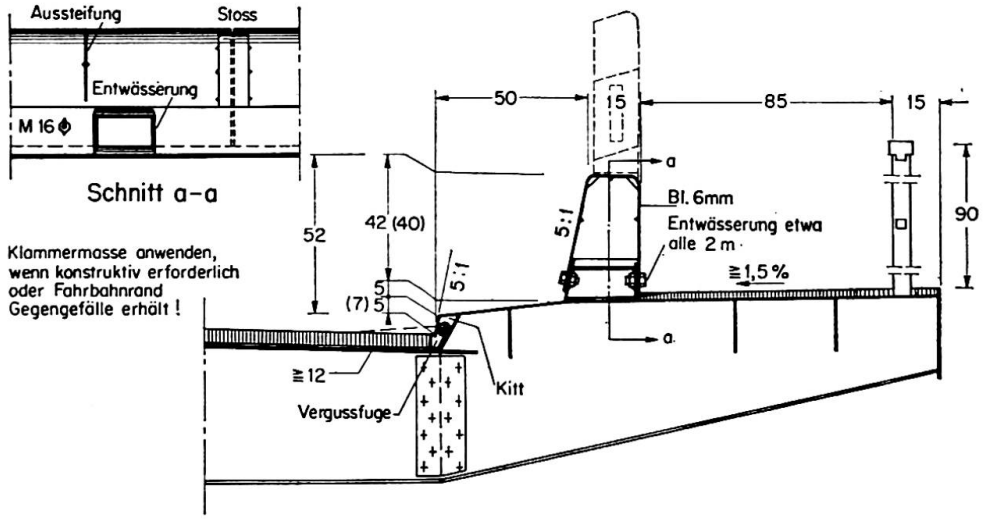

Fig. 4. Leitschwelle aus Stahl (aufgesetzter Leitpfosten entsprechend Ausstattung der freien Strecke!).

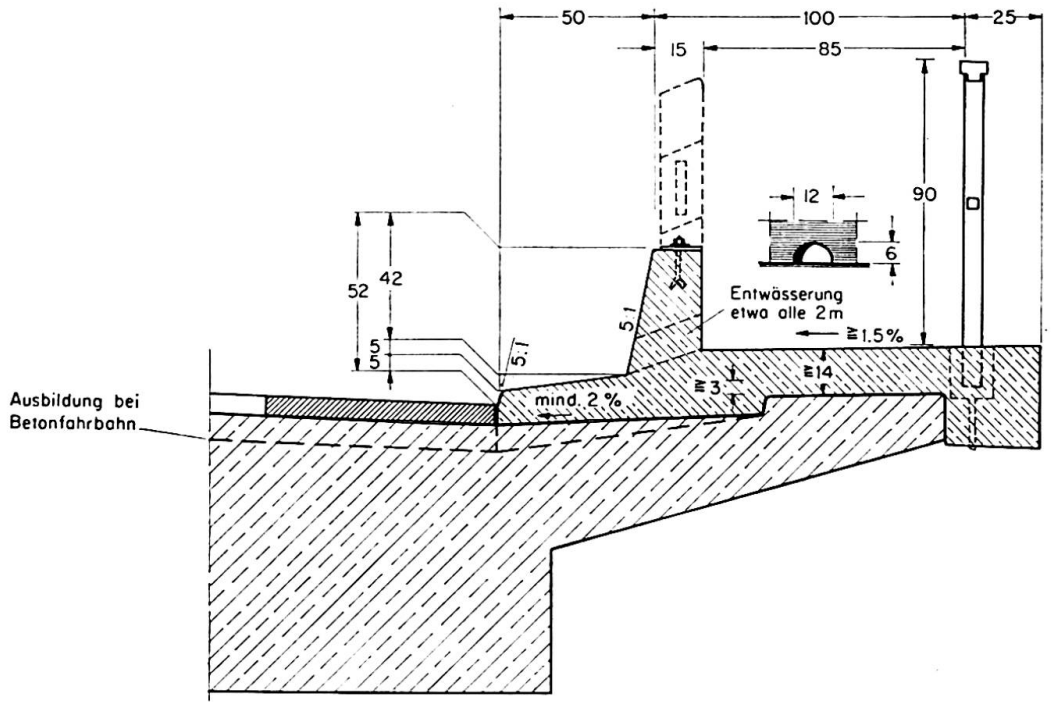

Fig. 5. Leitschwelle aus Stahlbeton.

Bemessen werden die Leitschwellen für eine Horizontalkraft gleich der größten Radlast, wobei nach den neuen Vorschriften unter bestimmten Voraussetzungen eine gleichmäßige Verteilung der Last auf eine bestimmte Länge zugestanden wird.

Verschiedene Anwendungsmöglichkeiten für die Schwellen sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Bei Brücken in reinen Kraftverkehrsstraßen, die im allgemeinen seitlich der Fahrbahn keine Geh- und Radwege überführen, sind die Fig. 4 und 5 maßgebend. Der Raum zwischen Schwelle und Geländer dient hier als Notgehweg bzw. als Dienstweg für das Wartungspersonal der

Straßenbaudienststellen. Wenn auf Brücken jedoch Geh- und Radwege überführt werden, sollten diese zweckmäßig nach den Fig. 6 und 7 angeordnet werden.

Das auf Fig. 7 angegebene Holmgeländer auf der Leitschwelle soll vermeiden, daß ein Radfahrer auf die Straßenfahrbahn fällt. Ist kein Radweg, sondern nur ein Gehweg neben der Schwelle vorhanden, kann auf das auf die Schwelle aufgesetzte Holmgeländer verzichtet werden.

Wenn die Fahrbahn mit einem Mittelstreifen ausgelegt ist, so ist die mittlere Leitschwelle in der Regel in der Mitte des Mittelstreifens anzuordnen.

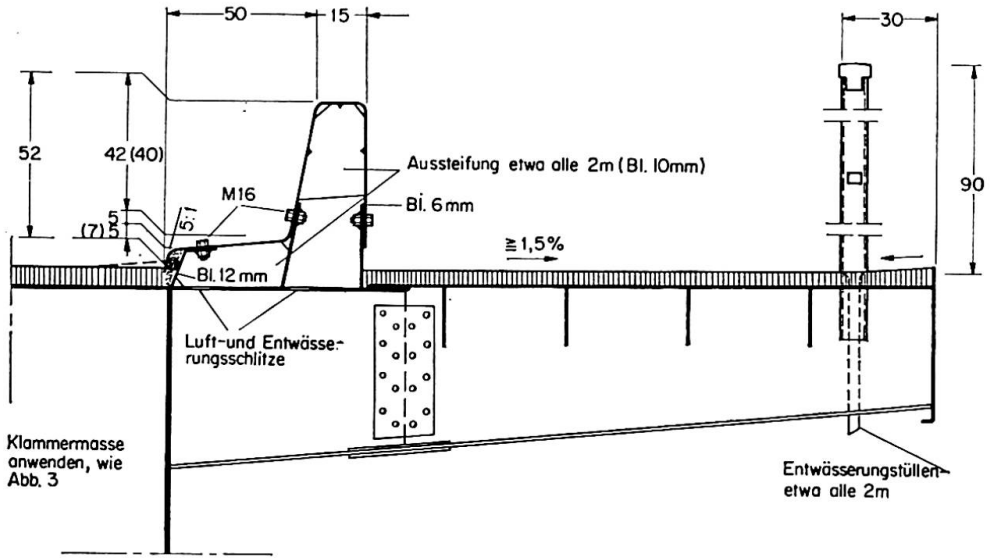

Fig. 6. Leitschwelle aus Stahl mit tiefliegendem Gehweg.

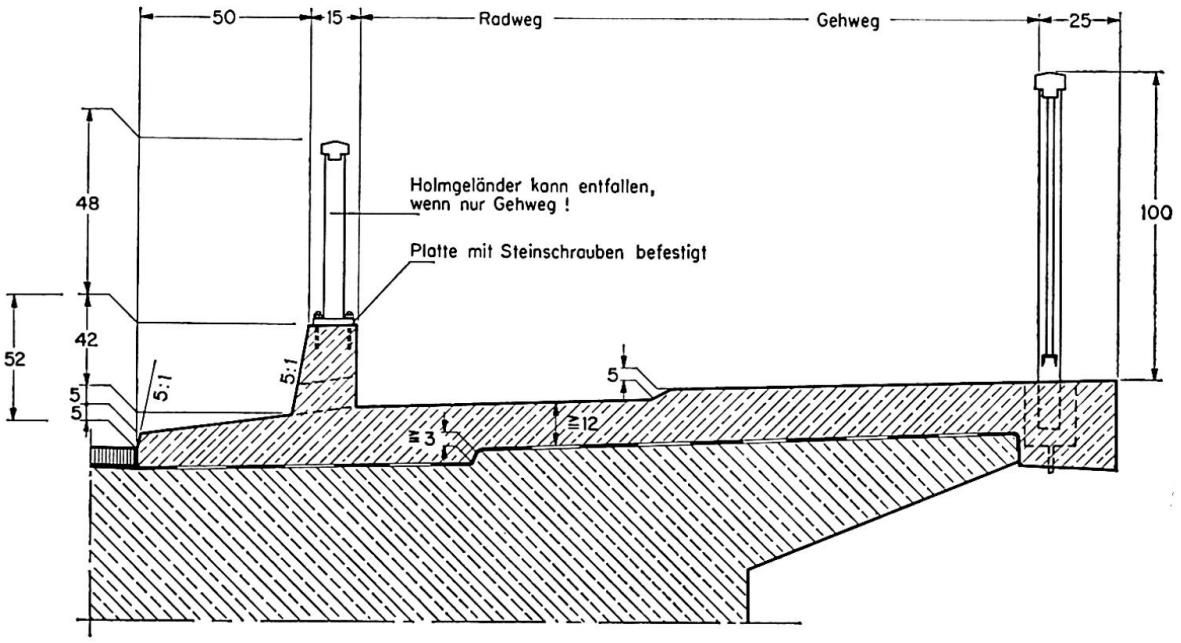

Fig. 7. Leitschwelle mit Holmgeländer.

Hierdurch wird eine seitliche Verschwenkung in den anschließenden Streckenabschnitt vermieden. Sind die Überbauten durch eine Längsfuge im Bereiche des Mittelstreifens getrennt, so soll die abweisende Leiteinrichtung auf einer Seite unmittelbar neben der Trennfuge angeordnet werden, wobei die Trennfuge möglichst nicht auf der Wetterseite liegen sollte (s. Fig. 8 und 9). Statt dessen kann die Schwelle auch in 2 Halbschwellen aufgelöst werden (s. Fig. 10), wenn ein Durchlaufen von Oberflächen- oder Spritzwasser durch die Trennfuge vermieden werden muß. Ist die Fuge zwischen den beiden Halbschwellen nicht breiter als 4 cm, darf der Seitenstoß auf beiden Halbschwellen gleichmäßig verteilt angesetzt werden.

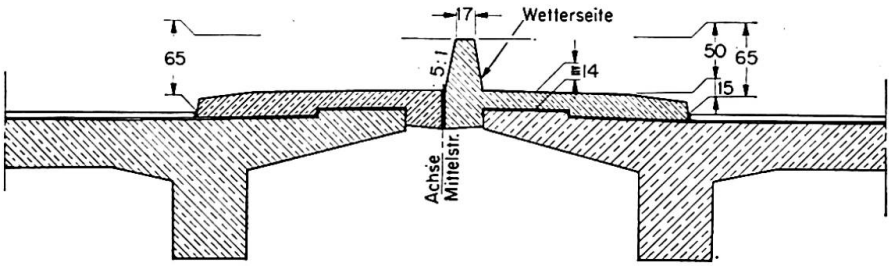

Fig. 8. Leitschwelle auf dem Mittelstreifen — neben der Trennungsfuge.

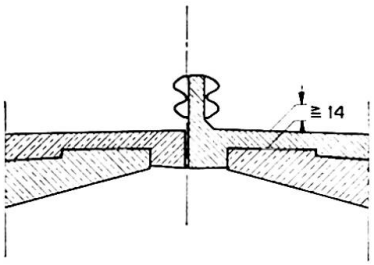

Fig. 9. Leitschwelle auf dem Mittelstreifen — Stahlleitplanke an Beton-Leitschwelle.

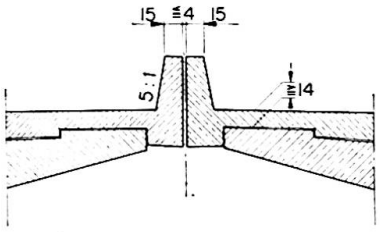

Fig. 10. Leitschwelle auf dem Mittelstreifen — in zwei Halbschwellen aufgelöst.

Bei allen Leiteinrichtungen auf Brücken ist darauf zu achten, daß ein guter Anschluß an die Leiteinrichtungen der anschließenden Strecke besteht. Vor allem dürfen in Fahrtrichtung keine vorstehenden Kanten vorhanden sein. Sind auf der anschließenden Strecke keine Leiteinrichtungen, so sollten die auf der Brücke befindlichen an den Brückenenden so abgeschwenkt werden, daß ein Aufprallen von Fahrzeugen auf die Stirnseiten ausgeschlossen bleibt.

Liegt die Brücke in einer Kurve, so daß beide Fahrbahnen gleichgerichtete Querneigungen haben — wie Fig. 11 zeigt —, sind Abweichungen von den bisher dargestellten Formen der Leitschwellen möglich. Aber auch andere örtliche Gegebenheiten können zu Änderungen der Regelformen führen. So wird z. B. in Fig. 12 gezeigt, wie die Leiteinrichtung auszubilden ist, wenn statt einer mittigen für jede Fahrbahn eine gesonderte Leiteinrichtung anzuordnen ist.

Leitschwellen werden in der Bundesrepublik Deutschland auf allen Brücken im Zuge von Autobahnen und Bundesstraßen, soweit diese ausschließlich dem Kraftverkehr dienen, vorgesehen. Für Bauwerke an den übrigen wichtigen Straßen ist möglichst nach den gleichen Grundsätzen zu verfahren.

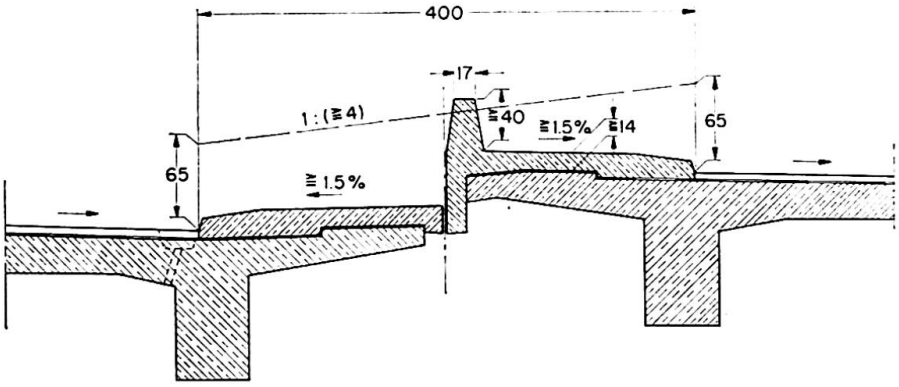

Fig. 11. Leitschwelle bei quergeneigtem Mittelstreifen.

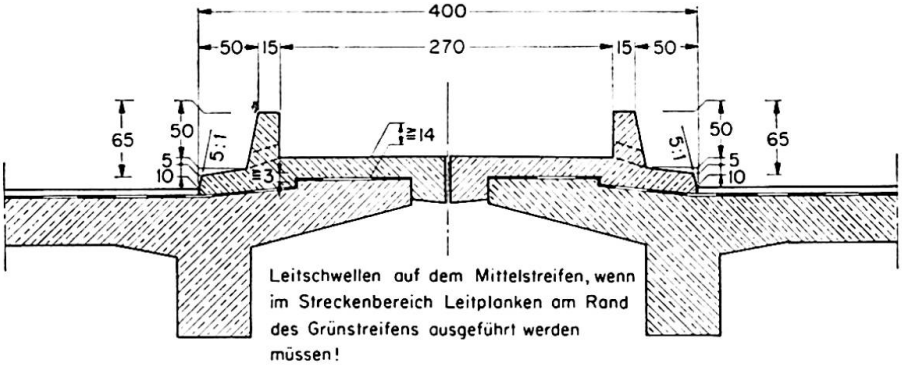

Fig. 12.

Schutz durch massive Brüstungen

Massive Brüstungen werden auf Grund der Formgebung moderner Brücken nicht sehr oft angewandt, wiewohl sie einen guten Schutz darstellen. Sie werden praktisch nur noch auf Stützmauern und Stirnmauern massiver Bauwerke vorgesehen.

Die Brüstungen sollen mindestens 70 cm hoch über Schrammbordkante sein und im allgemeinen aus Stahlbeton hergestellt werden. Bei Ausführungen im Mauerwerk ist in mindestens 40 cm Höhe über dem Schrammbord ein 25 mm dickes, verzinktes, bituminiertes Drahtseil einzubauen und in Abständen von je rund 2,0 m eine Verstärkung durch lotrechte Eiseneinlagen vorzusehen (s. Fig. 13). Vor der Brüstung wird die Anordnung eines mindestens 40 cm breiten und in der Regel 10 cm hohen Schrammbordes empfohlen.

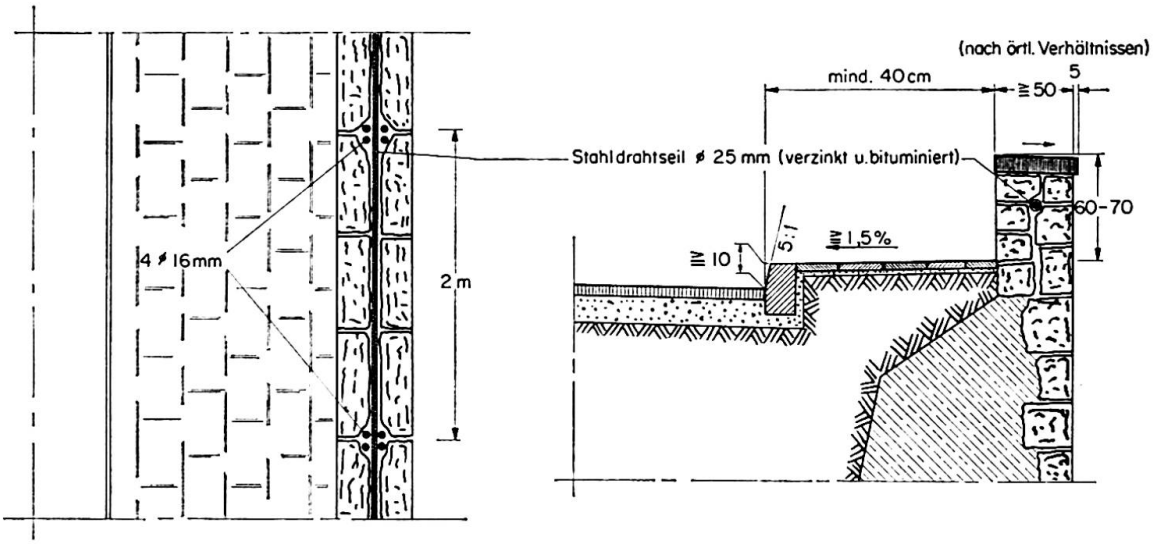

Fig. 13. Leiteinrichtung auf Stützmauern mit Werksteinverkleidung.

Schutz durch Geländer

Geländer bieten für den Kraftfahrer nur einen geringen Schutz. Sie haben vielmehr die Aufgabe, den Fußgänger vor dem Absturz zu bewahren und ihm in Gefahrenmomenten Halt zu geben.

Die Ausbildung der Geländer ist abhängig von der Aufgabe, die ein Gehweg hat. Handelt es sich lediglich um einen Bedienungssteg oder einen Notgehweg, so genügen 90 cm hohe Holmgeländer mit mindestens einer waagrechten Zwischenleiste. Dient dagegen der Gehweg dem öffentlichen Verkehr, so sind größere Schutzvorkehrungen notwendig. In Deutschland werden in diesem Falle entweder rund 1,0 m hohe Geländer mit lotrechten Stäben, deren Abstand gleich oder kleiner als 14 cm ist, oder Geländer mit Maschendrahtausfachung vorgesehen. Letztere sind besonders dann am Platze, wenn die Brücke über ein Gelände führt, das auch gegen herabfallende Gegenstände geschützt werden muß.

Schutz der Brückenpfeiler

Neben den vorbeschriebenen Schutzmaßnahmen für die Verkehrsteilnehmer sind auch solche Vorkehrungen notwendig, die sicherstellen, daß bei einem Unfall die Standsicherheit eines Bauwerks in keiner Weise in Frage gestellt wird. Gefährdet sind vor allem die Stützen. Sie werden daher durch konstruktive Maßnahmen und besondere Bemessungsregeln geschützt, wenn sie nicht ohnehin außerhalb des Gefahrenbereichs liegen.

Ist die Möglichkeit eines Anprallens von Straßenfahrzeugen gegeben, so sind sämtliche Stützen für eine Anprallast von 100 t in Fahrtrichtung bzw. 50 t rechtwinklig dazu zu bemessen, wenn nicht besondere Vorkehrungen, auf

die noch eingegangen wird, getroffen werden. Es ist hierbei gleichgültig, ob es sich um Stahl- oder Betonstützen handelt. Da aber Versuche zeigten, daß massive Stützen sich ungünstiger verhalten können, sind zusätzliche Konstruktionsregeln aufgestellt worden, die neben einer starken zweilagigen Stahlbewehrung eine ca. 10 cm dicke Betonschutzschicht (Zerschellschicht) über den inneren Eiseneinlagen der Stützen vorsehen. Bei der Bemessung wird diese Schicht sowie die äußere Lage der Druckbewehrung nicht berücksichtigt.

Anstelle einer Bemessung für 100 bzw. 50 t können die Stützen auch durch Leitschwellen, Leitplanken oder massive Sockel geschützt werden. Leitschwellen und Leitplanken sind dann in mindestens 1 m Abstand von den zu schützenden Bauteilen durchzuführen. Betonsockel, die etwa 80 cm hoch sein sollten, müssen in der Verkehrsrichtung 2,0 m, senkrecht dazu 0,50 m über die Außenkante der gefährdeten Bauteile hinausragen. Darüber hinaus ist angeordnet, daß auf den freien Strecken der Bundesautobahnen und Bundesstraßen, auf denen mit hohen Geschwindigkeiten und schweren Fahrzeugen gefahren wird, massive Stützen sowohl für eine Anprallast von 100 bzw. 50 t zu bemessen, als auch durch Leitschwellen, Leitplanken oder Sockel zu schützen. Innerhalb von geschlossenen Ortschaften, in denen die Geschwindigkeit auf 50 km/h begrenzt ist, wird von dieser erhöhten Schutzmaßnahme abgesehen.

Schutz gegen Seitenwind

Eine weitere zusätzliche Gefahr für schnelle Fahrzeuge bedeutet der Seitenwind. Die Gefährdung ist vor allem dann sehr groß, wenn der Wind plötzlich auftritt. Dies gilt in erster Linie für hohe Talbrücken und Hochstraßen, deren Anfahrt windgeschützt ist. In früheren Jahren brauchte dem Seitenwind kaum Bedeutung beigemessen zu werden, da die Zahl der windgefährdeten Brücken und die Höhe der Fahrgeschwindigkeit gering war. Heute sind jedoch entsprechende Sicherheitsvorkehrungen vordringlich geworden. An Bauwerken mit erhöhter Windgefahr sind daher folgende Maßnahmen getroffen worden:

— Durch Hinweisschilder ist darauf aufmerksam gemacht, daß mit Seitenwind zu rechen ist.
— An den Brückenenden sind Windsäcke angebracht, die dem Verkehrsteilnehmer die Windrichtung anzeigen und, je nach ihrer Lage zur Senkrechten, etwas über die Windgeschwindigkeiten aussagen. In der Nacht können die Windsäcke angestrahlt werden.
— Versuchsweise ist folgende Lösung vorgesehen: Die Windgeschwindigkeit wird mittels eines Windmessers gemessen. Der Windmesser ist mit einer optischen Warnanlage gekoppelt, die dann in Tätigkeit tritt, wenn eine bestimmte Windgeschwindigkeit bei einer den Verkehr gefährdenden Windrichtung erreicht ist. Über die Warnanlage kann ferner eine Geschwindigkeitsbeschränkung ausgesprochen werden.

Es werden weiterhin z. Z. Versuche zur Verminderung der Windgeschwindigkeit mittels engmaschigem Drahtgeflecht durchgeführt, wobei man jedoch sehr hohe Maschengitter an den äußeren Fahrbahnrändern aus ästhetischen Gründen vermeiden möchte. Bei den Versuchen hat sich gezeigt, daß ein ausreichender Schutz erzielt werden kann, wenn im Mittelstreifen ein etwa 2,50 m hohes Maschengitter vorgesehen wird und die äußeren Fahrbahngeländer ebenfalls als Maschengitter von 1,10 m Höhe ausgebildet werden. Eine derartige Anwendung hat den Vorteil, daß das mittlere Maschengitter gleichzeitig als Blendschutz Wirksamkeit hat.

Schutz gegen Blenden

Durch die Blendwirkung entgegenkommender Fahrzeuge wird die Verkehrsabwicklung auf den Straßen während der Nacht stark beeinflußt. Wohl bietet der mittlere Grünstreifen, falls er entsprechend bepflanzt ist, einen blendmindernden Schutz. Die Schutzwirkung ist jedoch von vielerlei Faktoren abhängig (Klima und Bodenverhältnissen, Höhe und Dichte des Bewuchses usw.). Es werden daher Versuche gemacht, um festzustellen, wie man auf einfache Weise die Blendwirkung herabsetzen kann. In erster Linie ist hierbei an Blendschutzzäune gedacht, die bereits in verschiedenen Ausführungen auf dem Markt sind. In der Regel werden derartige Zäune auf die mittlere, 65 cm hohe Leiteinrichtung aufgesetzt. Die Zäune selbst sind etwa 1,20 m hoch, so daß sich eine Gesamthöhe von 1,85 m ergibt. Zunächst verwendete man ein Gitterwerk aus Streckmetall von zellenartiger bzw. wabenartiger Struktur, das so ausgeführt war, daß das Strahlenbündel des aufgeblendeten Scheinwerfers aufgefangen werden konnte. Derartige Zäune eignen sich allerdings nur für gerade Strecken, da sie in Kurven ständig Lichtblitze durchlassen. Zum anderen kann es infolge der Engmaschigkeit zu Schneeverwehungen kommen. Daher sind neuerdings Zäune entwickelt worden, die senkrecht gestellte Lamellen haben. Diese Lamellen können auf einfache Weise je nach der Linienführung der Straße, d. h. entsprechend der Richtung des auftretenden Scheinwerferlichts verstellt werden. Eine abschließende Beurteilung hierzu kann noch nicht gegeben werden, wiewohl der beschriebene Blendschutz als wirksam bezeichnet werden kann.

Die aufgezeigten Schutzvorkehrungen erheben selbstverständlich keinen Anspruch auf ein Optimum. Unter anderen Bedingungen müßten sie anders aussehen. Zudem ist die Straßenverkehrstechnik so flexibel, daß den geänderten Verhältnissen ständig Rechnung getragen werden muß. In jedem Falle wird auch in Zukunft die Sicherung von Verkehrsteilnehmern und Bauteilen vor Unfällen und ihren Folgen gerade bei Kunstbauten eine wesentliche Aufgabe bleiben.

Zusammenfassung

Zur Verbesserung der Verkehrssicherheit sind im Bereich von Straßenbrücken besondere Vorkehrungen erforderlich. Die baulichen Maßnahmen in der Bundesrepublik Deutschland zeigen, wie die Unfallgefahren vermindert und die Verkehrsteilnehmer sowie Fahrzeuge und Bauwerke vor schwerwiegenderen Unfallfolgen weitgehend geschützt werden können. Die ausgeführten Leiteinrichtungen haben dazu beigetragen, daß von solchen Brücken keine Fahrzeuge abgestürzt sind. Es wird erwartet, daß die noch laufenden Versuche und Erprobungen zur Sicherung gegen Seitenwind und gegen Blendwirkung brauchbare Ergebnisse bringen werden und damit die Verkehrssicherheit weiter verbessern kann.

Summary

Special precautions in respect of road bridges are necessary for improving traffic safety. The constructional measures taken in the German Federal Republic show how accident risks can be reduced and road users, as well as vehicles and road works, be largely protected against more serious consequences of accidents. The deflecting devices introduced have contributed to the fact that no vehicles have crashed over from such bridges.

It is expected that the experiments and tests still in hand will bring in useful results for safety against cross winds and dazzle, so that traffic safety may be further improved.

Résumé

Des dispositions particulières doivent être prises, dans la construction des ponts-routes, pour accroître la sécurité de la circulation. Les mesures qui ont été prises dans la République fédérale allemande montrent comment on peut diminuer les risques d'accident et, dans une large mesure, mettre les usagers, ainsi que les véhicules et les ouvrages eux-mêmes, à l'abri des conséquences les plus graves des accidents. C'est aux glissières de sécurité qu'on doit principalement de ne plus voir de véhicules tomber de ces ponts. Les recherches et essais qu'on poursuit actuellement sur la protection contre le vent latéral et les dangers d'éblouissement apporteront, sans aucun doute, des informations utiles qui permettront une sécurité encore accrue.

VIc2

Sicherung gegen Verkehrsunfälle

Protection Against Traffic Accidents

Sécurité contre les accidents de la circulation

M. ELLINGER
Österreich

Für Gehwege und Schutzstreifen ist entsprechend den österreichischen Vorschriften mit einer lotrechten Verkehrslast von 500 kg/m² (Brückenklasse 1) und bei Geländern mit einer waagrechten Kraft von 80 kg in 1 m Höhe zu rechnen.

Tatsächlich sind diese Werte zu gering; da ein Fahrzeug von der Fahrbahn abirren kann oder aus irgendwelchen Gründen auf dem Gehweg oder Schutzstreifen abgestellt werden muß, sind diese Tragwerksteile für lotrechte Einzellasten dieses Fahrzeuges, Guardrails für eine 5 t waagrechte Einzelkraft in 0,45 m Höhe zu bemessen.

Grundsätzlich sollen die Guardrails eine gewisse Nachgiebigkeit aufweisen, um abgeirrte Fahrzeuge mit «sanfter Gewalt» vor einem Absturz zu bewahren.

Auf Brücken mit Gehsteigen ist es unvermeidbar, zwischen Fahrbahn und Leitschiene einen Bordstein anzubringen. Wenn ein Fahrzeug mit höherer Geschwindigkeit über einen Bordstein hinwegfährt, gibt es jedoch immer eine Tendenz zum Springen.

Umfangreiche Untersuchungen haben gezeigt, daß beim Überfahren der Bordsteine die Federn der Räder stark zusammengedrückt werden; steht die Leitschiene nahe an der Bordsteinkante, dann sind die Federn noch zusammengedrückt, wenn das Fahrzeug an die Leitschiene auffährt, und die Leitschiene kann ihre Funktion voll ausüben.

Wenn der Bordstein jedoch weiter entfernt ist, haben die vorerst zusammengedrückten Federn inzwischen durch die Entspannung eine Erhöhung des Wagenvorderteils bewirkt und die Gefahr, daß der Wagen über die Leitschiene hinwegklettert, wird wesentlich größer.

Es werden daher bei den Großbauten in Wien die Begrenzungen der Gehwege bzw. der Schutzstreifen, also die Bordsteine und die Guardrails in *eine* lotrechte Ebene gelegt, um zu vermeiden, daß bei Verkehrsunfällen das abgeirrte Fahrzeug zuerst gegen den Bordstein prallt und erst im weiteren Verlauf zu den Guardrails gelangen würde.

Die Stützen der Leitplanken sollen, um eine Beschädigung der Tragkonstruktion zu vermeiden, so befestigt sein, daß sie sich bei Erreichung der 5-t-Horizontalkraft an einer «Sollbruchstelle» von der Unterkonstruktion, die im

Tragwerksbeton verankert ist oder mit dem Stahltragwerk fest verbunden ist, lösen. Damit wird die Beschädigung der Tragkonstruktion vermieden und ist die rasche Instandsetzung der Leitplanken gewährleistet.

Am Anfang einer Leitstrecke sollen die ersten Leitplanken etwas weiter zurückgesetzt werden; sie sollen gegenüber der durchgehenden, stetigen Leitlinie etwa 1 : 10 abgewickelt werden, um ein Anfahren an die Stirnseite der Leitschienen zu vermeiden. Dies gilt besonders, wenn die Leitschienen auf dem Mittelstreifen zwischen zwei Richtungsfahrbahnen stehen oder Inseln (z. B. bei Brückenpfeilern) bilden.

Sehr wichtig erscheint es außerdem, bei der Baudurchführung von Kreuzungsbauwerken (Brücke über Straße mit Aufrechterhaltung des Verkehrs darunter) etwaige Lehrgerüste vor dem Anprall von Fahrzeugen mit Sicherheit zu schützen, um Unfälle durch Einsturz des Lehrgerüstes und abstürzenden Frischbeton und damit Gefährdung von Personen zu vermeiden. Dies soll dadurch erreicht werden, daß parallel zur Fahrtrichtung Sicherheitsstreifen neben den Lehrgerüstjochen ausgebildet werden, die Joche auf Betonsockel gestellt werden und an den Stirnseiten kräftige Abwehrböcke gegen eine etwaige Anprallkraft erhalten.

Zusammenfassung

Die seitliche Begrenzung der Fahrbahn soll grundsätzlich durch Leitplanken erfolgen, die eine gewisse Nachgiebigkeit aufweisen, um abgeirrte Fahrzeuge mit «sanfter Gewalt» vor einem Absturz zu bewahren.

Leitplanken und Bordsteine werden in *eine* lotrechte Ebene verlegt, um zu vermeiden, daß bei Verkehrsunfällen das abgeirrte Fahrzeug zuerst gegen den Bordstein prallt und dann erst an die Leitplanke gelangt und im ungünstigsten Fall über diese kopfüber abstürzt.

Leitplanken sollen so verankert sein, daß sie sich bei Verkehrsunfällen an einer «Sollbruchstelle» lösen, also die Tragkonstruktion nicht beschädigt wird.

Summary

The sides of roadways should basically be provided with deflecting fencing with a certain amount of «give» in it if vehicles out of control are to be saved from crashing.

Kerbs and deflecting fencing should be laid in the same vertical plane so as to prevent a vehicle out of control from bouncing first off the kerb and only then to hit the fence and, in the worst cases, to fall upside down over it.

Deflecting fencing should be so anchored that in case of accident it gives way at a predetermined point so that its anchorage is not damaged.

Résumé

Pour empêcher, sans contrainte brutale, les véhicules égarés de tomber, il convient en principe de munir la chaussée de glissières de sécurité possédant une certaine élasticité.

Glissières et bordure doivent être superposées dans *un même* plan vertical, de façon que, en cas d'accident, le véhicule ne vienne pas heurter la bordure puis, dans un deuxième temps, la glissière pour, finalement, dans les cas les plus défavorables, basculer dans le vide.

Les glissières doivent être fixées de façon qu'en cas d'accident elles cèdent en un point déterminé et qu'ainsi l'ouvrage ne soit pas endommagé.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIc3

Vehicle Guard Rails for Roads and Bridges

Glissières de sécurité pour routes et ponts

Leitplanken für Straßen und Brücken

V. J. JEHU

M. Sc., A. Inst. P., Road Research Laboratory, Department of Scientific and Industrial Research, United Kingdom

Introduction

Although there have been many full-scale tests of vehicles striking specific designs of guard rails for use on roads, and sometimes of bridge-parapet railings, there appears to be a lack of information regarding the forces involved in such collisions.

In this paper the action of a vehicle striking a guard rail at glancing incidence is examined from first principles in an attempt to determine both the order of the forces which the barrier must withstand, and the effect of its physical characteristics on the subsequent behaviour of the vehicle. The simple theoretical treatment, which applies equally to road barriers and bridge-parapet railings, is supplemented by the results of controlled impacts.

The Approach Angle

One of the initial functions of guard rails was to prevent vehicles leaving the road at sharp bends. Today they are being used increasingly on high-speed roads with gentle curves to prevent vehicles crossing narrow central reservations. It is of interest to establish the likely range of impact angles in the two cases. In a typical accident at a sharp bend the impact angle is unlikely to be greater than that obtaining should the vehicle continue in a straight path (Fig. 1a). On a high-speed road impact occurs when the vehicle veers across the road (Fig. 1b). In both cases the impact angle θ is given by the expression

$$\theta = \cos\frac{(R-b)}{R}, \tag{1}$$

where R = radius of curvature of road (Fig. 1a) or of the path of the vehicle (Fig. 1b) and b = distance across the road at which the vehicle starts to deviate from the direction of the road.

Fig. 2 shows the relationship between θ and R for values of $b = 10$, 20 and 30 ft. Sharp bends are usually found on two-lane single carriageway roads, so

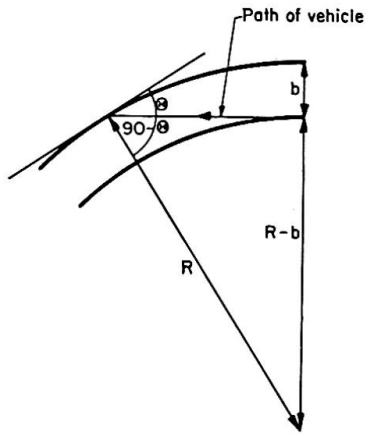

Fig. 1a. Vehicle continuing in straight path at a sharp road bend.

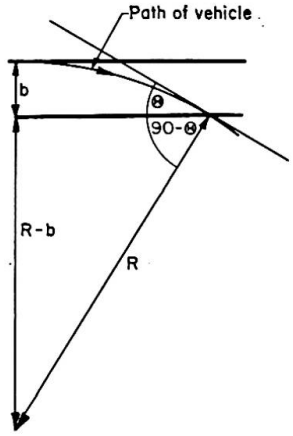

Fig. 1b. Vehicle swerving across a straight road.

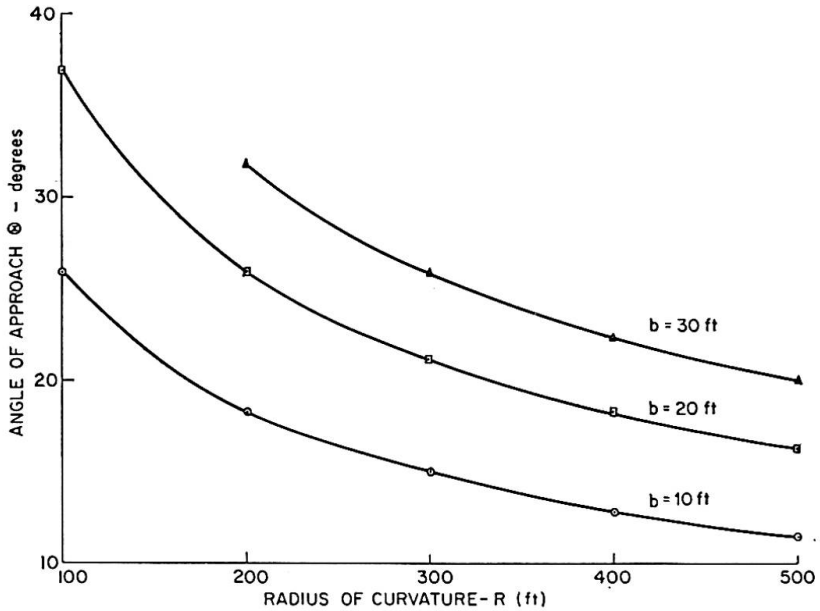

Fig. 2. Relationship between radius of curvature and angle of approach.

that for the vehicle approaching the bend the value of b is likely to be about 10 ft., and the corresponding values of θ within the range 11—26 deg.

When a vehicle swerves across the road the minimum radius of curvature it can follow without overturning is related to its velocity. In Fig. 3, G is the centre of gravity of a vehicle moving in a curved path, and P is the centre of pressure of a guard rail. Considering first the case when there is no guard rail, and therefore no reaction at P, and taking moments about G, assuming for simplicity that the centre of gravity does not move relative to the wheels, overturning will start to occur when

$$\frac{m v^2}{R} h_1 > m g c$$

$$v^2 > \frac{g R c}{h_1}, \tag{2}$$

where
m = mass of vehicle,
v = velocity,
h_1 = height of centre of gravity,
c = half the distance between the wheels,
g = acceleration due to gravity = 32.2 ft./sec^2.

For a typical car $c/h_1 = 1.1$, hence

$$v^2 > 35.4\,R.$$

Numerical values are given in Fig. 4. Knowing the minimum possible radius of curvature for a given speed the appropriate value of θ can be obtained from Fig. 2 for a specific value of b. The value of $b = 30$ ft. corresponds to a vehicle swerving across a three-lane road, the worst case; at 60 mile/h the maximum possible angle of approach is 30 deg. On a two-lane road a value $b = 20$ ft. will approximate to the worst case of a car swerving across the full road width;

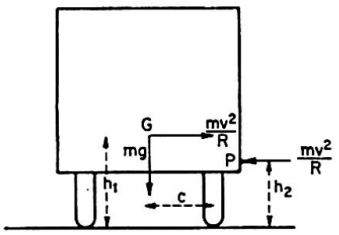

Fig. 3. Principal forces acting on a vehicle moving in a curved path.

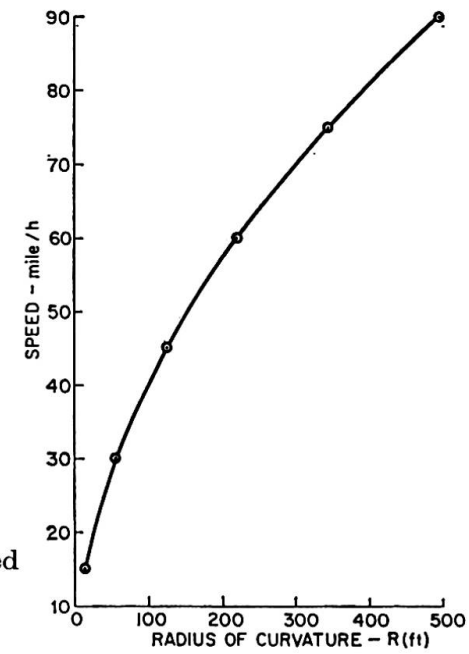

Fig. 4. Relationship between overturning speed and radius of curvature for private cars.

at 60 mile/h the maximum possible angle of approach is 25 deg. Thus it appears that the possible approach angles when a vehicle swerves across the road are of the same order as those at sharp bends, and that values as high as 30 deg. are possible. However, on two-lane carriageways, which will include most bridges and elevated roads, an approach angle of 20 deg. is probably more representative of the severe impacts which occur in practice.

The Force of Impact

The force to which a barrier is subjected by a glancing blow from a vehicle can be approximately evaluated by considering the distance in which the

component of the approach velocity perpendicular to the barrier is reduced to zero. Thus in Fig. 5 RR is a rigid barrier and G the position of the centre of gravity of the vehicle. Then if v_p is the velocity component perpendicular to the barrier, and l the distance of the centre of gravity from the front of the vehicle, we have

$$\text{transverse deceleration of vehicle,} \quad a = \frac{v_p^2}{2s},$$

where $s = l \sin \theta$.

If the barrier is flexible the distance in which the perpendicular velocity is destroyed is $(s+d)$ where d is the maximum instantaneous deflection of the barrier, and

$$a = \frac{v_p^2}{2(s+d)}. \tag{3}$$

An approach of 60 mile/h at 20 deg., i.e. velocity perpendicular to the barrier of about 20 mile/h, is probably representative of most severe impacts.

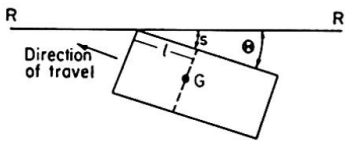

Fig. 5. Glancing impact of vehicle with rigid barrier.

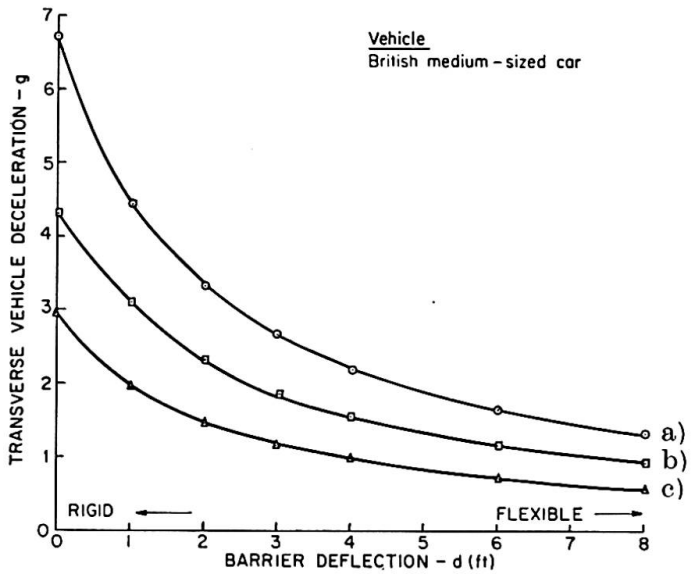

Fig. 6. Relationship of transverse vehicle deceleration and barrier deflection at various speed for an approach angle of 20 deg.

Speed a) 60 mile/h
b) 50 mile/h
c) 40 mile/h

At the Road Research Laboratory tests have been carried out using British medium-sized cars with a laden weight of 3000 lb., and for which the centre of gravity is 6 ft. from the front of the vehicle. Fig. 6 shows the relationship between transverse vehicle deceleration and barrier deflection for such a vehicle, at an approach angle of 20 deg. and speeds of 40—60 mile/h. For a rigid barrier the average transverse deceleration during impact at 60 mile/h is 6.7 g. For a barrier which deflects as much as 4 ft. the deceleration is 2.2 g. Metal and concrete guard rails mounted on posts deflect between these extremes, and therefore will be subject to accelerations within the limits 2.2—6.7 g for impacts at 60 mile/h. Knowing the transverse acceleration the corresponding average force on the rail is obtained from force = mass X acceleration.

In one test a car struck a reinforced concrete guard rail at 46 mile/h and

20 deg. The instantaneous rail deflection was 9 in. and hence the transverse vehicle deceleration was $2.8\,g$, and the average force on the rail 8400 lb. A corrugated metal beam struck at 50 mile/h and 18 deg. deflected $1\,^1/_2$ ft. Hence the transverse deceleration was $2.3\,g$ and the average force on the rail 6900 lb.

For a specific approach the deceleration of a heavy vehicle will be less than that of a car because of the greater distance from the front of the vehicle to its centre of gravity. If for a vehicle with a total mass 10 times that of a car, i. e. 30,000 lb., the centre of gravity is twice as far from the front end, i. e. 12 ft., the force applied to a rigid barrier will only be 5 times that of the car. Thus, at a perpendicular velocity of 20 mile/h the force on the barrier will be $5 \times 6.7 \times 3000 = 100{,}000$ lb. (about 45 tons). This is probably the order of the greatest average force to which a guard rail is likely to be subjected, since any deflection of the rail itself will reduce the force applied. It is of interest to note that RINKERT [1] conducted tests having as their objective the design of a bridge railing which would withstand the impact of a 15-ton bus at a perpendicular velocity of 31 mile/h, this being the maximum permissible speed for Stockholm's buses. The final design successfully contained such impacts, but with considerable deflections of posts and rail.

The decelerations referred to above are average values derived from the lateral displacements of the centre of gravity of the vehicle. For severe impacts against beams with lateral stiffness decelerations recorded in the test cars exhibit two short duration peaks corresponding to separate impacts from front and rear ends of the cars. Thus, in the tests already mentioned a peak value of $10\,g$ was recorded against the concrete guard rail, and $6.7\,g$ against the metal rail, i. e. about 3 times those of the average values. Recorded decelerations against flexible wire rope barriers do not show marked short duration peaks.

Barriers should probably be designed to withstand the peak forces to which they are subjected. These can be found from the forces (calculated in this paper) which must then be multiplied by a factor of about 3 for the beam type barriers. This value may have to be revised in the light of future experiments.

The Rail Tension

A knowledge of the force applied transversely to a guard rail enables the tension in the rail to be estimated. Thus, in Fig. 7

$$T = \frac{F}{2 \sin \alpha},$$

where α is the angle of deflection of the rail, which can be found from the length of rail damaged and its instantaneous maximum deflection. Tension can be measured accurately in a flexible barrier of the wire rope type by

inserting a suitable load cell. In one test the approach of a car was at 46 mile/h and 20 deg. The deflection of the ropes was 4 ft. and the total length of the damaged section 80 ft.; hence $\tan\alpha = 0.1$ and $\alpha = 6$ deg. The acceleration corresponding to the 4-ft. deflection was $1.26\,g$, hence $F = 3780$ lb. and the tension $T = \frac{3780}{2\sin 6} = 18{,}900$ lb. The tension measured 8 ft. from the impact point was 20,000 lb. (10,000 lb. in each of two ropes at the same height).

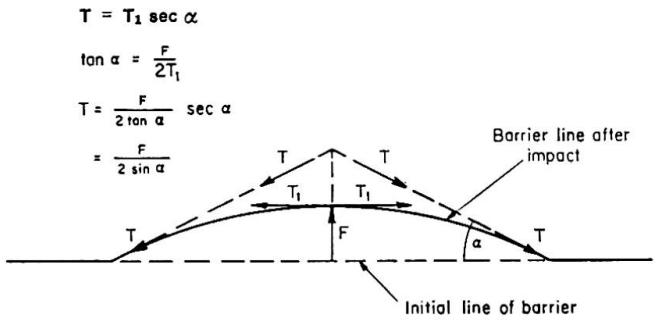

Fig. 7. Approximate relationship between the tension in a guard rail and the applied lateral force.

The estimated tension in the concrete guard rail for the test run already mentioned (46 mile/h at 20 deg.) is

$$T = \frac{8400}{2\sin 6.5} = 37000\,\text{lb}.$$

Similarly the estimated tension in the double-sided corrugated-steel guard rail for an impact at 50 mile/h and 18 deg. is

$$T = \frac{6900}{2\sin 9.5} = 23000\,\text{lb}.$$

Actual rail tensions will be greater than those estimated in this way, by the amount of the force associated with the longitudinal vehicle deceleration. This additional effect is unlikely to be important however if the impacting vehicle is redirected smoothly by sliding along an appreciable length of the rail, this being the desired vehicle reaction.

The Vehicle Reaction

The behaviour of the vehicle after impact with the barrier will now be considered in the simplest terms, the treatment being no more than a first approximation. In Fig. 3, h_2 is the effective height of the guard rail. Taking moments about the centre of gravity of the vehicle, overturning will start to occur if

$$\frac{m v^2}{R}(h_1 - h_2) > m g c, \qquad v^2 > \frac{g R c}{h_1 - h_2}, \tag{4}$$

where v is the velocity along the line of approach. It will be seen that if the effective height of the guard rail is equal to that of the centre of gravity of the vehicle, the latter will not overturn. If there is a difference in height between the centre of gravity of the vehicle and the effective height of the guard rail, the critical velocity for overturning will increase as the square root of the radius of curvature of the vehicle path. Eq. (4) can be rewritten as

$$a > \frac{gc}{h_1 - h_2}.$$

For the concrete guard rail mentioned earlier $h_2 \simeq 1$ ft., and therefore for the British medium-sized car the critical transverse deceleration is about $2.2g$. In an approach at 31 mile/h and 20 deg. the rail deflected 3.3. in., so that the vehicle deceleration was $1.5g$. The wheels remote from the barrier were lifted off the ground during impact, but the vehicle did not overturn. In the approach at 46 mile/h and 20 deg. already referred to, the transverse deceleration was $2.8g$, and the vehicle did in fact overturn towards the rail after being reflected from it (Fig. 8). These results suggest that in so far as the behaviour of the vehicle is concerned, the average deceleration values rather than the short duration peaks are appropriate. The effective height of the corrugated metal rail was about 2 ft., and it successfully reflected a car approaching at 50 mile/h and 18 deg. with no rolling motion towards the rail (Fig. 9).

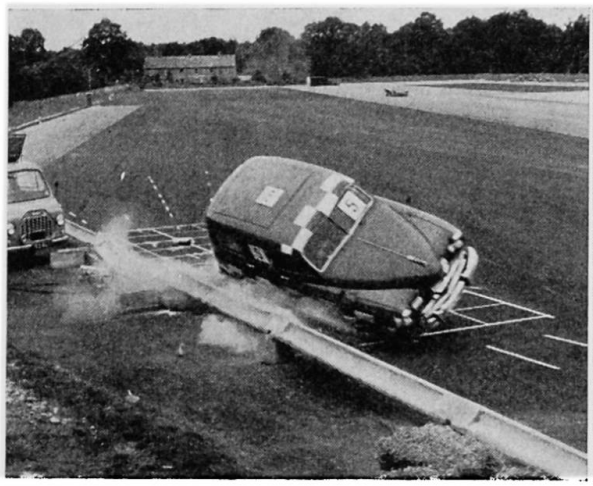

Fig. 8. Impact with D.A.V. concrete guard rail at 46 mile/h and 20 deg.

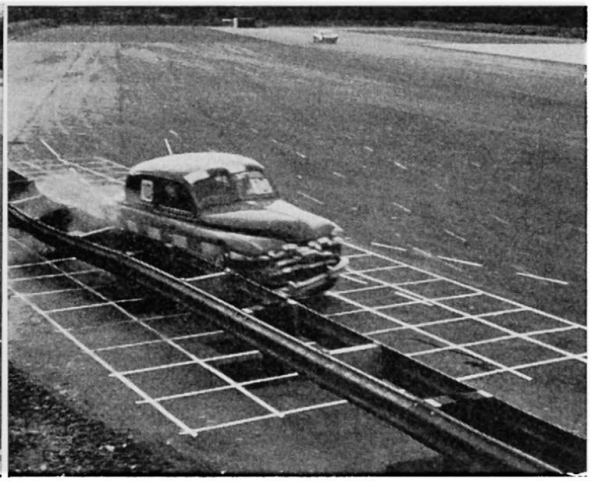

Fig. 9. Impact with blocked-out metal guard rail at 50 mile/h and 18 deg.

Thus, it appears that a continuous beam or rope, with sufficient strength in tension, mounted at 2 ft. above ground, should successfully redirect private cars without overturning them. The centre of gravity of heavy commercial vehicles may vary between the approximate limits of 4—8 ft. however, so that the rail at 2 ft. could still cause such a vehicle to overturn. This is a fundamental difficulty concerning guard rails for roads; it is alleviated to some extent by the fact that for a specific approach the heavy vehicle will

deflect the rail more than the car, with a consequent reduction in the transverse deceleration. The economics of bridges and elevated roads are such that it is feasible to provide two horizontal rails, one at about 2 ft. for cars and another at 4—5 ft. for heavy vehicles. Account should be taken of the increased bending moment of the top rail, however, when specifying the posts and their attachments to the bridge deck. The fundamental difficulty in this instance is the small space available for deflection of the beams.

The effect of a barrier on vehicle behaviour should be the same throughout its length; the extreme designs, viz. the very rigid and the very flexible, meet this requirement. A continuous rail mounted on very strong posts however will deflect less for impact at a post than midway between posts, and if the strengths of posts and rail are badly mismatched the vehicle may be trapped in the pocket formed between two posts.

Road Barriers

The two basic designs of road barrier are the continuous beam with lateral stiffness, and the flexible wire rope type. Both are intended to redirect an offending vehicle smoothly and with transverse decelerations which are tolerable to the occupants. Vehicle impact with the posts is implicit in the design of the wire rope barrier, the posts being too weak to stop the vehicle. With the beam type guard rail however violent longitudinal deceleration will occur if the contacting wheel or lower parts of the vehicle are forced under the rail to strike a post. This eventuality becomes less likely if the rail is mounted clear of the posts by means of rigid blocking-out pieces; another benefit is that the rail tends to retain its initial height when the posts are forced back. In the arrangement successfully tested at the Laboratory the 12-in. wide metal beams were blocked out 9 in. from the posts, at a height of 21 in. to the rail centre. Soil-mounted timber posts are satisfactory in that they rotate about a point below rather than at ground level, thus allowing a larger lateral deflection of the rail before impact with the posts occurs.

Bridge Barriers

Where beam-type guard rails are used on bridges lateral movement at the base of the posts is not usual, deflection being obtained solely by the bending of the posts, which are often I-section beams welded to fixed base plates. To minimize the risk of impacts with the posts, blocking-out of the beam would appear to be even more essential in this case than where the posts can be mounted in soil.

In so far as the wire rope barrier uses posts with rigid base fixings it would be equally as effective on a bridge, always provided that it could be mounted sufficiently far from the edge. The allowable deflection of the barrier might be

reduced by using ropes with a diameter larger than the normal $^3/_4$ in., and perhaps applying an appreciable initial tension. Fig. 6 shows that a reduction in deflection from 8 ft. to 3 ft. only doubles the lateral deceleration of a car.

When vehicle barriers of any type are erected at the edge of the carriageway on a bridge it will often be necessary to provide a pedestrian footwalk and a parapet railing. This outer railing should be strong enough to provide a second line of defence to an out-of-control vehicle.

A common form of edge carriageway barrier is some form of kerb.

Fig. 10. Damage to bridge parapet railing after impact from sports car.

Frequently a bridge railing must act both as a vehicle and a pedestrian barrier. Fig. 10 shows such a barrier after impact from a sports car. The posts and the continuous top rail provide the strength of the structure, the rest functioning merely as an unclimbable infill. Failure of the infill allowed the car to strike a post, with consequent serious injuries to the occupants. Thus, a continuous horizontal rail at about 2 ft. above ground, and proud of the posts, is essential to redirect cars. The fact that this will afford an easy means of climbing the railing should be the secondary consideration.

Conclusions

Information is given relative to the order of the maximum approach angle of a vehicle striking a guard rail at specific locations on roads and bridges. Average vehicle decelerations for such impacts are derived and it appears that they are appropriate to the subsequent vehicle behaviour. It is not yet certain, however, whether average lateral decelerations or their peak values apply when estimating the forces imparted to the guard rail. For two semi-rigid guard rails tested the peak deceleration values are about 3 times those of the derived average values.

Acknowledgement

This paper is published by permission of the Director of Road Research.

Reference

1. A. Rinkert: "Ability of Bridge Parapets to Withstand Impact of Vehicles." Prelim. Publ. Int. Ass. Bridge and Struct. Engng. Congress, 1956, Part Ib 6, 249—261.

Summary

The dynamic behaviour of guard rails intended to resist vehicle impacts is discussed. By means of a simple theoretical model average lateral decelerations for a car incident at 60 mile/h and 20 deg. are estimated to be 6.7 g for a rigid barrier, and 2.2 g for a barrier which deflects 4 ft. Measured vehicle decelerations against concrete and metal guard rails show peak values about 3 times the average values. It appears likely that peak forces are appropriate for design loadings of the barrier itself, but that average deceleration values may determine whether or not the vehicle will overturn after impact.

Résumé

On a étudié le comportement dynamique de glissières de sécurité destinées à résister aux chocs de véhicules automobiles. A l'aide d'un modèle théorique simple, on a estimé la décélération transversale moyenne d'un véhicule roulant à 96 km/h et heurtant la glissière sous un angle de 20°; cette décélération moyenne est de 6,7 g dans le cas d'une glissière rigide et de 2,2 g dans le cas d'une glissière déformable prenant une flèche de 1,2 m. Avec des glissières métalliques ou en béton, les décélérations maximum mesurées sont environ 3 fois plus grandes que les valeurs moyennes. Il apparaît légitime de calculer la glissière selon ces valeurs maximum, mais c'est des valeurs moyennes de la décélération que semble dépendre le retournement du véhicule quand il heurte la glissière.

Zusammenfassung

Der Beitrag befaßt sich mit dem dynamischen Verhalten von Leitplanken beim Aufprall von Fahrzeugen. Mit einem einfachen theoretischen Modell wird die mittlere seitliche Verzögerung eines Fahrzeuges, das mit 60 mile/h unter 20° auf die Leitplanke auffährt, abgeschätzt. Sie beträgt 6,7 g für starre Leitplanken und 2,2 g für eine Leitplanke, die sich 4 ft. ausbiegen läßt. Verzögerungsmessungen bei Fahrzeugen, die auf Stahl- oder Betonleitplanken aufprallen, zeigen Spitzenwerte, die ca. dreimal mehr betragen als der geschätzte Mittelwert. Es ist zweckmäßig, wenn die Spitzenwerte bei der Berechnung der Leitplanken berücksichtigt werden. Der Mittelwert der Verzögerung ist dafür maßgebend, ob sich das Fahrzeug beim Aufprall überschlägt.