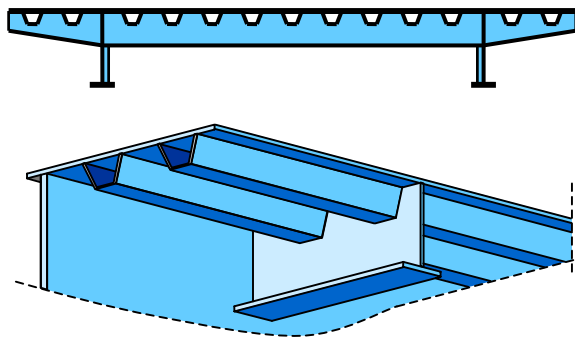


Manuskript zum

Expertengespräch

Instandsetzung
orthotroper
Fahrbahnplatten



Inhaltsverzeichnis

G. Albrecht:	Entwicklungsgeschichte der orthotropen Fahrbahnplatte	S. 3
E. Seemann:	Die Haseltalbrücke im Zuge der BAB A3, Frankfurt – Nürnberg	S. 10
G. Sedlacek; M. Paschen:	Untersuchung zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten	S. 18
J.S. Leendertz; F.B.P. de Jong:	Erfahrungen aus den Niederlanden	S. 36
Ö. Bucak:	Reparatur durch Stegaufpflasterung	S. 42
H. Friedrich:	Instandsetzung durch Aufkleben von Stahlblechen	S. 59

Entwicklungsgeschichte der orthotropen Fahrbahnplatte

Prof. Dr.-Ing. G. Albrecht,
Lehrstuhl für Stahlbau,
TU München

1. Vorwort

Wie das Wort "orthotrop" entstanden ist, wer es erfunden hat etc. könnten nur die Zeitzeugen der 50er Jahre im letzten Jahrhundert beantworten...

Auf jeden Fall ist es eine Verballhornung bzw. eine Abkürzung von "orthogonal – anisotrop" – gemeint ist also nichts anderes als "rechtwinklig zueinander unterschiedliche Steifigkeiten".

Es ist jedoch ein faszinierendes Wort, das den konstruktiv vertiefenden Studenten in seinen Bann zieht – vor allem, wenn er zudem noch Stahlbau-Vertiefer ist. Dieses Wort "orthotrop" riecht förmlich nach einem großen Geheimnis. Liest man dann noch die berühmte Differentialgleichung von [Huber] und meint noch sie einigermaßen verstanden zu haben, dann spürt man untrüglich: das ist der Gipfel der Stahlbau - Wissenschaft.

Mit so genannten anerkannten Berechnungsverfahren [Pelikan / Eßlinger], [Giencke] konnte man nun "genau" – z. B. auf die 3. Stelle nach dem Komma – die Spannungen für ein exakt definiertes Lastbild und exakt definierte Randbedingungen in einer orthotropen Platte bestimmen.

Die stählerne Fahrbahnplatte war geboren – welche Behörde, welcher Prüfenieur hätte es gewagt, sie in Frage zu stellen, zumal nicht nur die Wissenschaft sondern auch die geballte Stahlbauindustrie hinter ihr stand...

2. Historie

Der Sinn von Brücken ist die Verbindung von zwei oder mehr Punkten, die Menschen sonst nur unter größeren Anstrengungen oder gar nicht erreichen können. Wie wichtig Brücken sind, erkannte man besonders im alten Rom, wo der Oberbrückenbauer, der Pontifex Maximus [Trajan], höchste Ehren genoss.

Alte und neue Brücken haben grundsätzlich eine Gemeinsamkeit:

- Man benötigt eine Fahrbahn für Fußgänger, Reiter, Pferdefuhrwerke, Autos, Lastkraftwagen, Eisenbahnen u.v.a.m., auch für militärisches Gerät. Gerade letzteres war - nicht nur in Rom - Antriebsfeder für Innovationen.
- Man benötigt ein Tragsystem, das die Fahrbahn unterstützt.

Dieses Tragsystem entwickelte sich nach den Bedürfnissen, z. B. Fahrbahnbreite, Gehwegbreite, zu überbrückende Längen bzw. Stützweiten usw.

Grundsätzlich wurden die einzelnen Teile aufgrund von Erfahrungen konstruiert oder später nach entwickelten Bemessungsregeln dimensioniert.

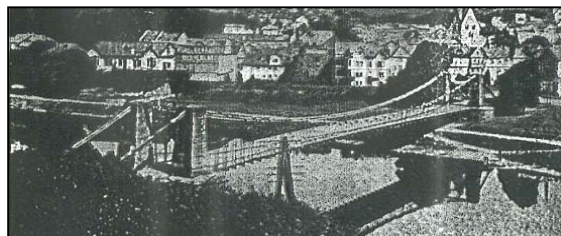


Bild 1: Kettenbrücke Nassau / Lahn 1830

Das Grundsatzprinzip lautete:

Jedes Bauteil übernimmt die zugewiesene Last und gibt sie dem nächsten, unterstützenden Bauteil weiter...bis zum Lager, Pfeiler und Baugrund (s. Bild 1 und 2).

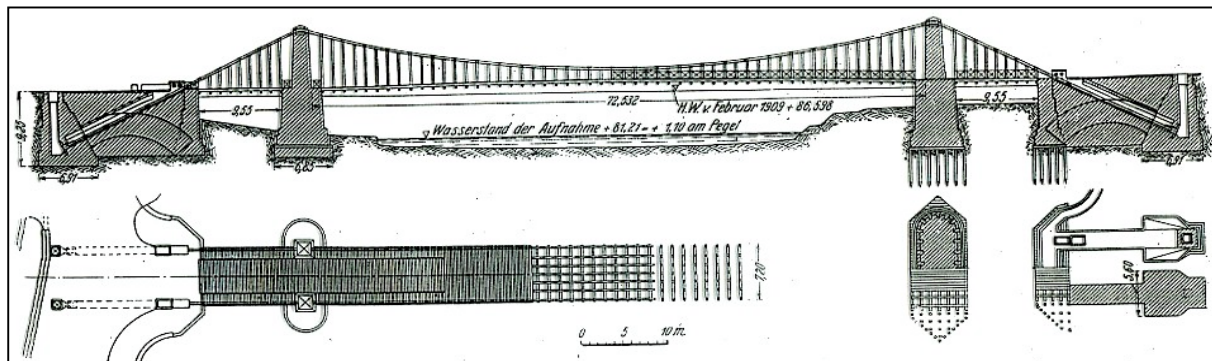


Bild 2: Längsschnitt und Grundriss

Ein planmäßiges Zusammenwirken einzelner Bauteile bzw. deren Mehrfachfunktion im Gesamtbauwerk war nicht vorgesehen. Dies galt für Fahrbahnplatten aus Stahlbeton, die planmäßig als "schlaff bewehrte" Platten konzipiert wurden, aber nicht planmäßig mit den darunter liegenden genieteten Stahlträgern verdübelt wurden. Um ein unkontrolliertes Reißen des Stahlbetons infolge Mitwirkung im Haupttragssystem weitgehendst zu vermeiden, wurden Querfugen im Abstand von ca. 15 bis 25 m angeordnet.

Die ungewollte Verdübelung durch vorhandene Nietköpfe führte zu den bekannten Schäden und wegen des Versagens der Fugenabdichtungen und des Tausalzangriffes zu z. T. irreparablen Strukturschäden – hierfür gibt es viele Beispiele. In den bereits oben zitierten 50er Jahren mit den enormen Wiederaufbau-Aufgaben nach den Zerstörungen des 2. Weltkrieges flossen neue Ideen in die Bauingenieur-Landschaft.

Mit der Idee einer planmäßigen Mitwirkung der Stahlbeton-Fahrbahnplatte durch so genannte Schubverbände beim Wiederaufbau der Hängebrücke Köln – Rodenkirchen wurde **[Homburg]** der Wettbewerb gewonnen.

Die planmäßige Mitwirkung einer Stahlbeton-fahrbahnplatte mit stählernen Trägern über Dübel fiel ebenfalls in diese Zeit **[Sattler]**, **[Fritz und Wippel]**.

Mehrfachwirkung von Teil - Tragsystemen im Gesamtsystem kam "in Mode" – sei es aus dem Flugzeugbau oder aus dem Schiffsbau **[Wulstflachstähe]**.

Auf jeden Fall wurde mit dem MAN-Forschungsbericht 1957 **[Pelikan / Eßlinger]**

ein Meilenstein zur Entwicklung der orthotropen Platte gelegt.

3. Zur Anwendung

3.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Teile einer orthotropen Platte und deren Funktion im Gesamtsystem dargestellt. Hierfür betrachtet man zunächst den Aufbau einer stählernen Deckbrücke z. B. als zweistegigen Plattenbalken (s. Bild 3):

- Das Deckblech oder Fahrbahnblech wird mit einem rutschfesten Belag – z. B. Asphalt – versehen, der auch zur Lastverteilung konzentrierter Radlasten dient. Eine möglichst regelmäßige Unterstützung dieses Deckbleches muss zwingend erfolgen, da so genannte dünnwandige Bauteile vorliegen.
- Diese Unterstützung durch – in der Regel – längsorientierte Rippen muss durch Querträger wiederum unterstützt werden. Der Querträgerabstand ist eine Funktion der Rippenform:

Offene torsionsweiche Rippen benötigen eine Unterstützung von ca. 1,5 bis 2,5 m, d.h. Querträgerabstand und dazu gehörend Quersteifen für die Stege bzw. Querschotte für Hohlkästen – sind auf o. g. Abstände begrenzt. Aus Kostengründen wurde überlegt, wie diese Abstände zu vergrößern sind. Die Lösung war die Entwicklung einer torsionssteifen Fahrbahnrippe, die Querträgerabstände von 3 bis 5 m ermöglichte.

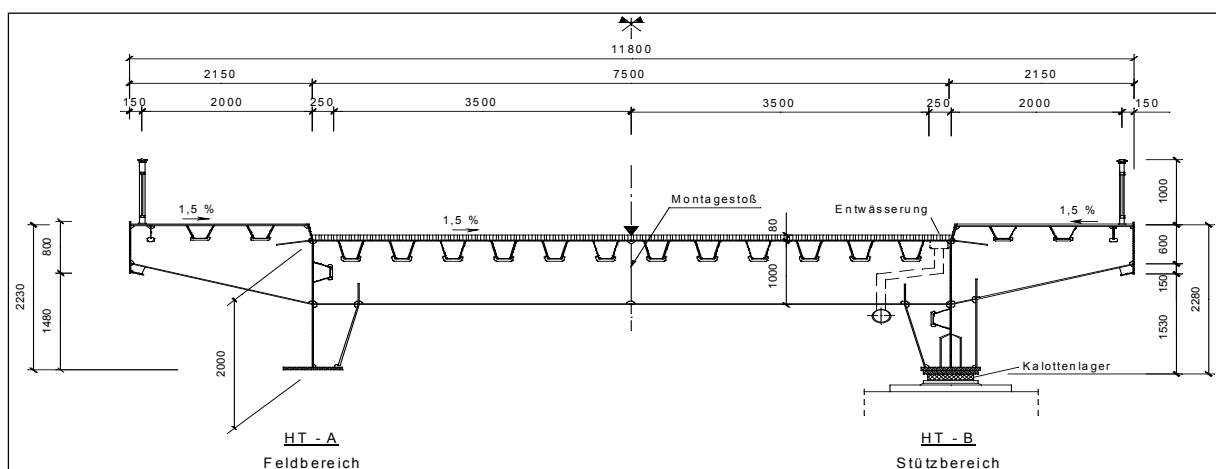


Bild 3: Beispiel Stahlbrücke mit orthotroper Platte

3.2 Patente kontra Entwicklung

Die Trapezsteife, die aus einem abgekanteten Blech [6 bis 10 mm] besteht, hat folgende Vorteile:

- sie benötigt nur zwei Schweißnähte zur Verbindung mit dem Deckblech und
- sie ermöglichte Querträgerabstände bis zu 5 m [**Donaubrücke Schalding**].

Leider gab es hierfür eine Patentschrift, die jeden Brückenbauchef reizte, mit abweichenden Lösungen dieses Patent zu umgehen. So wurden U- Profile, Sektkelchprofile, V- Profile und andere – im Prinzip schlechtere Lösungen kreiert. Ein besonders einprägsames Beispiel zeigt die längste Stahlbrücke Deutschlands, nämlich die 1,8 km lange Ruhrtalbrücke Mintard im Zuge der BAB A52 zwischen Essen und Düsseldorf [**1963 bis 1965**]:

- Ein Sektkelchprofil hat vier Schweißnähte pro Querschnitt, also zwei mehr als ein Trapezprofil.
- Bei knapp 40 Fahrbahnrippen in der Fahrbahntafel der Brücke bedeutet dies $2 \times 40 \times 1,8 \text{ km} = \text{ca. } 150 \text{ km}$ Schweißnaht zu viel.

Ggf. wäre die geringe Patentgebühr (?) in der Summe preiswerter gewesen...

O. g. Donaubrücke Schalding im Zuge der BAB A3 wurde nach Ablauf des Patentes als

erste neue Stahlbrücke mit Trapezprofilen Anfang der 70er Jahre erbaut und ist nach Wissen des Verfassers trotz einer gewissen "Vibrationsempfindlichkeit" bis heute ohne gravierende Mängel.

3.3 Hinweise zur Berechnung und Konstruktion

Ein Berechnungsverfahren hatte sich bereits in den 60er Jahren aus Gründen der Übersichtlichkeit durchgesetzt – man bedenke hierbei die damaligen EDV-Möglichkeiten – nämlich die Aufteilung des komplexen Brückenquerschnittes in Teilsysteme, wobei die Reaktionskräfte jeweils von einem zum nächsten System übertragen werden:

- das Deckblech: starr gestützt durch die Rippen
- das Deckblech als Obergurt der Rippen [**orthotrope Platte**]; starr gestützt durch die Querträger
- Trägerrost Rippen und Querträger: starr gestützt durch die Hauptträger
- Hauptträgerberechnung usw.

Stillschweigend setzt man "Kompatibilität der Systeme" voraus. Man erkennt hier sehr leicht die Mehrfachwirkung des Deckbleches, aber auch die Mitwirkung der Rippen im Haupttragssystem usw. (s. Bild 4).

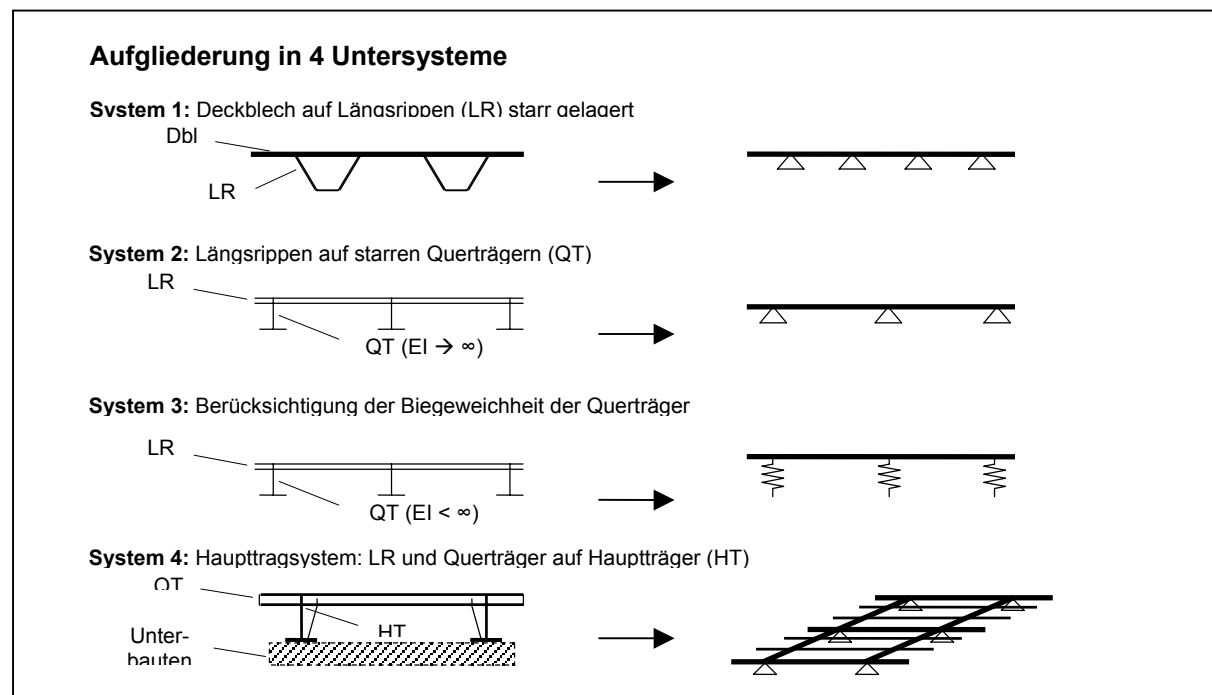


Bild 4: Berechnungsverfahren

O. g. Auflistung ist nicht vollständig, weil bei komplexeren Systemen, z. B. Schrägeilbrücken im Bereich von Seileinleitungen weitere Trägerroste und Scheibenfaltwerke betrachtet werden müssen [Roik, Albrecht, Weyer].

Leider ergab sich nach div. Jahren bei ständig wachsendem Verkehr unter immer schwerer werdenden Lasten eine gewisse Häufung typischer Schäden. Diese konnten mit o. g. vereinfachten Berechnungsverfahren nicht erfasst werden:

- Risse in den Schweißnähten zwischen Rippensteg und Deckblech sowie
- Risse in den Durchdringungen Rippen – Querträgerstege.

Eine Expertenrunde erarbeitete 1998 Regeln für eine ermüdungssichere Konstruktion von orthotropen Platten [BMVBW]. Erfreulicherweise wurden diese Regeln nahezu 1:1 im Eurocode 3 aufgenommen [DIN Fachbericht 103; 03/2003].

Für einige Regeln sollen nachfolgend Erläuterungen gegeben werden.

- **Schweißnaht zwischen Rippensteg und Deckblech:**

Bei den üblichen Berechnungsverfahren ergaben sich Halskehlnähte von 3,5 bis 4 mm Dicke.

Infolge Deckblechbiegung durch die hohen Radlasten werden auch Biegemomente in die Rippenstege durch Rahmenwirkung übertragen und zwar entsprechend den Steifigkeiten – Deckblech 12 mm; Rippe 6 mm (s. Bild 5).

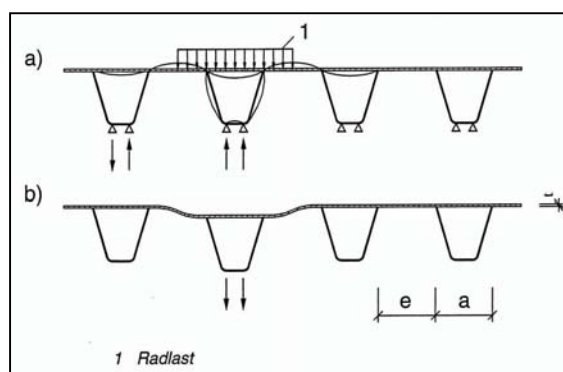


Bild 5: Biegung des Fahrbahnblechs aus Radlasten a) und infolge von Durchbiegungsunterschieden zwischen einzelnen Rippen b) (DIN FB 103 3/2003)

Es ist einleuchtend, dass eine Verbindungsnaht von 3,5 bis 4 mm ein wesentlich kleineres Widerstandsmoment als die

Rippendicke von z. B. 6 mm hat. Hinzu kommt die Beanspruchungsart, die in Kerbgruppe 36 einzuordnen ist.

Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Nahtdicke gleich der Rippenblechdicke auszuführen – auch bei Reparaturen.

- **Durchdringung Rippe – Querträger:**

Aus Durchbiegung der Rippen ergibt sich eine Verdrehung dieses Kreuzungspunktes, die zu Zwängungsspannungen führt (s. Bild 6 links).

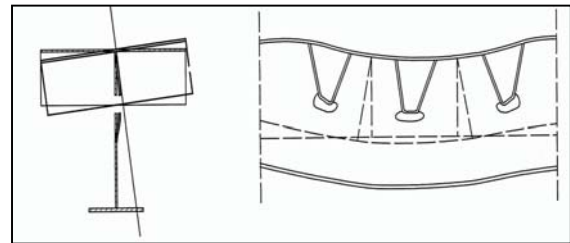


Bild 6: Rippen- und Stegbeanspruchungen des Querträgers an der Rippen – Stegblech – Verbindung (DIN FB 103, 03/2003)

Diese Zwängungsspannungen sind umso größer, je dicker das Querträgerstegblech ist.

Die Querträger – Stegdicke wird wesentlich durch die so genannten Zahnspannungen bestimmt.

Diese hängen vom Schub [Cousinen-Formel] zwischen Deckblech und Querträgersteg sowie dem Versatzmoment zwischen Deckblech und "Querträger-Auskämmung" bzw. "Freischnitt" ab.

Wendet man für o. g. Cousinen-Formel die normgemäße mittragende Breite für das Deckblech als Funktion der Querträgerstützwerte an, erhält man ein viel zu großes Statisches Moment, was schnell zu Querträger- Stegdicken von 25 bis über 30 mm führen kann. Entsprechende Zwängungen folgen analog. Richtiger und besser ist die genauere Ermittlung der mittragenden Breite, nämlich die Berücksichtigung der Einschnürung unter örtlicher Lasteinleitung. Hier ergeben sich Blechdicken von ca. 15 bis 20 mm (s. Bild 7 bis 9).

- **Einfluss der Querträger – Bauhöhe:**

Bauhöhen größer 800 mm sollten angestrebt werden – besser 900 bis 1000 mm. Bei diesen Höhen ist der Einfluss von Verzerrungen aus Vierendeel – Wirkungen vernachlässigbar (s. Bild 6 rechts).

Zu beachten ist im anderen Fall, dass der Einfluss von Schubweichheiten berücksichtigt werden muss, was nicht jedes Programm leistet.

- **Der Rippen – Fensterstoß:**

Diese Verbindung wird beim Übergang von einem Montageschuss zum nächsten erforderlich (s. Bild 10).

Auch hier sind einige konstruktive Regeln zu beachten.

Zwingend erforderlich ist die volle Verschweißung der Rippe mit dem Fenster teil, was durch ein innen liegendes Blechteil zur Badsicherung erreicht wird. Der Luftspalt zwischen Rippe und Fenster sollte gleich der Rippenblechdicke – also z. B. 6 mm – sein.

Die Heftnähte zwischen Rippe und Badsicherung sind in den Schweißspalt zu legen, damit die Heftungen beim vollen Verschweißen wieder aufgeschmolzen werden.

Bei der Verschweißung insgesamt ist die Schweißreihenfolge so zu wählen, dass möglichst geringe Eigenspannungen entstehen.

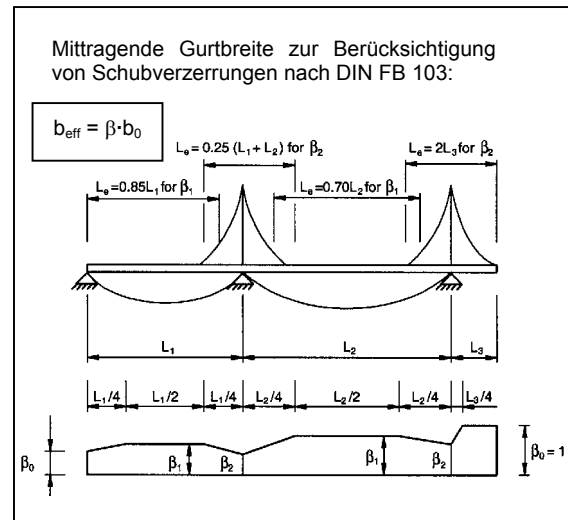


Bild 7: Effektive Länge L_e und Verlauf der mitragenden Breite

4. Zusammenfassung

Trapezprofile haben sich als die günstigste Rippenform bei orthotropen Platten erwiesen. Sie werden auch als Beulsteifen für Stege und Untergurte bei stählernen Hohlkastenbrücken und bei Verbundbrücken eingesetzt.

Der Leitgedanke war das automatische Verschweißen der Rippen mit dem Deckblech, was zur Längsorientierung und zu Schusslängen von 20 m und mehr führte. Aus diesem Grund musste der Querträger "ausgekämmt" und anschließend mit Rippen und Deckblech verschweißt werden. Man begrenzt heute den Querträgerabstand auf maximal 4,5 m. Bei der Donaubrücke Schalding mit 5 m Querträgerabstand wurden spezielle Maßnahmen zur Dauerhaftigkeit des Asphaltes getroffen.

Der Einsatz stählerner orthotroper Platten ist in der Regel aus Kostengründen auf exponierte Bauwerke begrenzt.

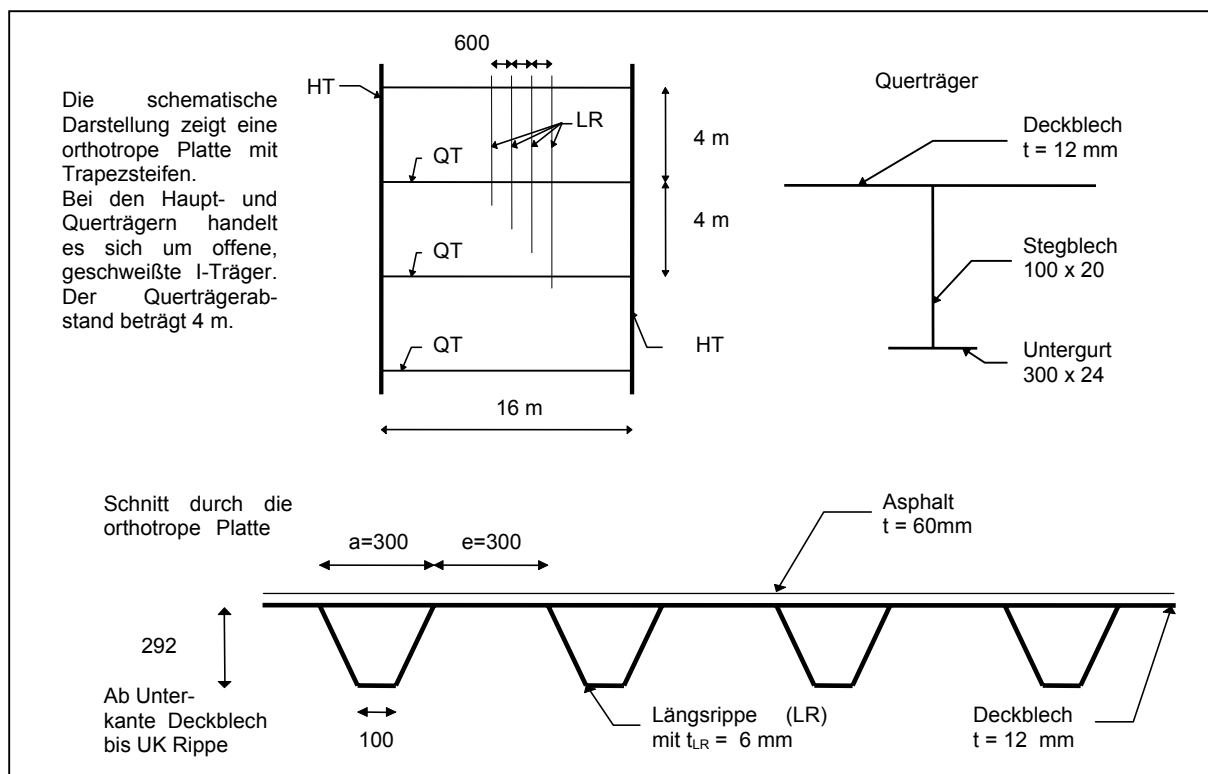


Bild 8: Beispiel zur Berechnung orthotroper Platten

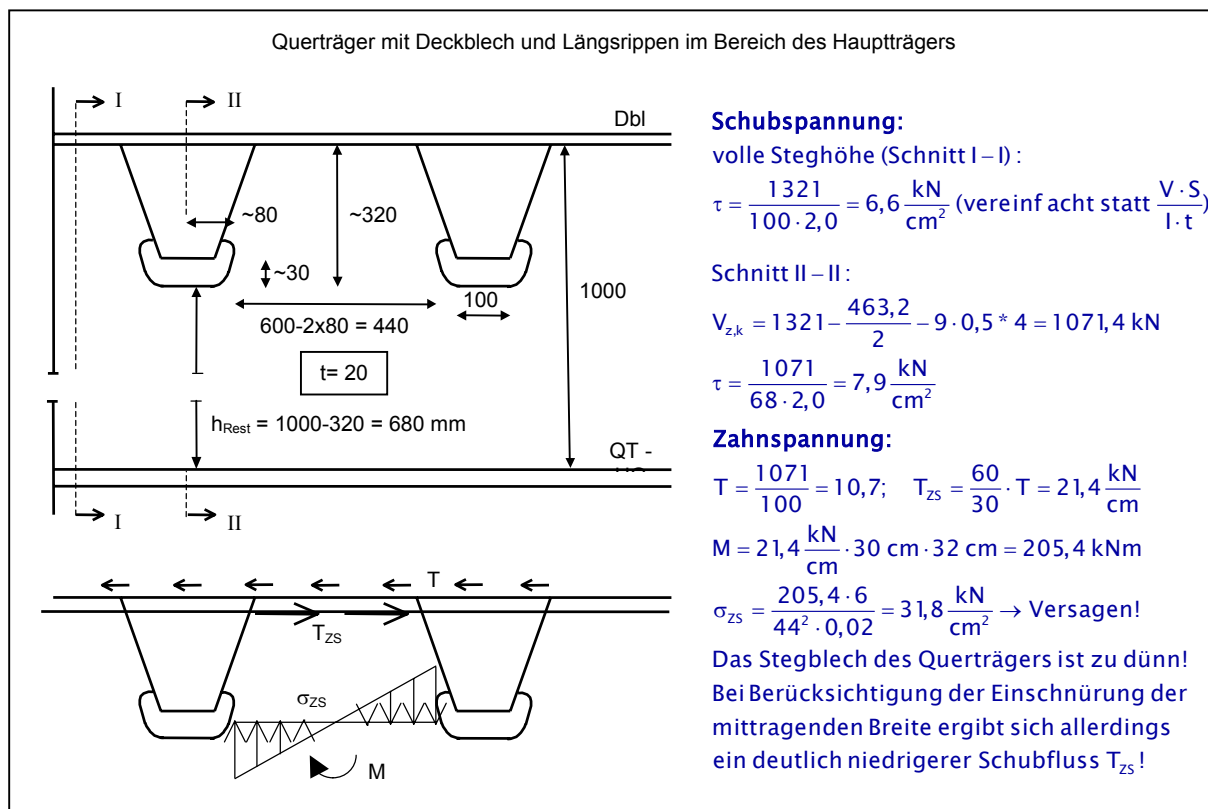


Bild 9: Querträgerechnung (Zahnspannungen)

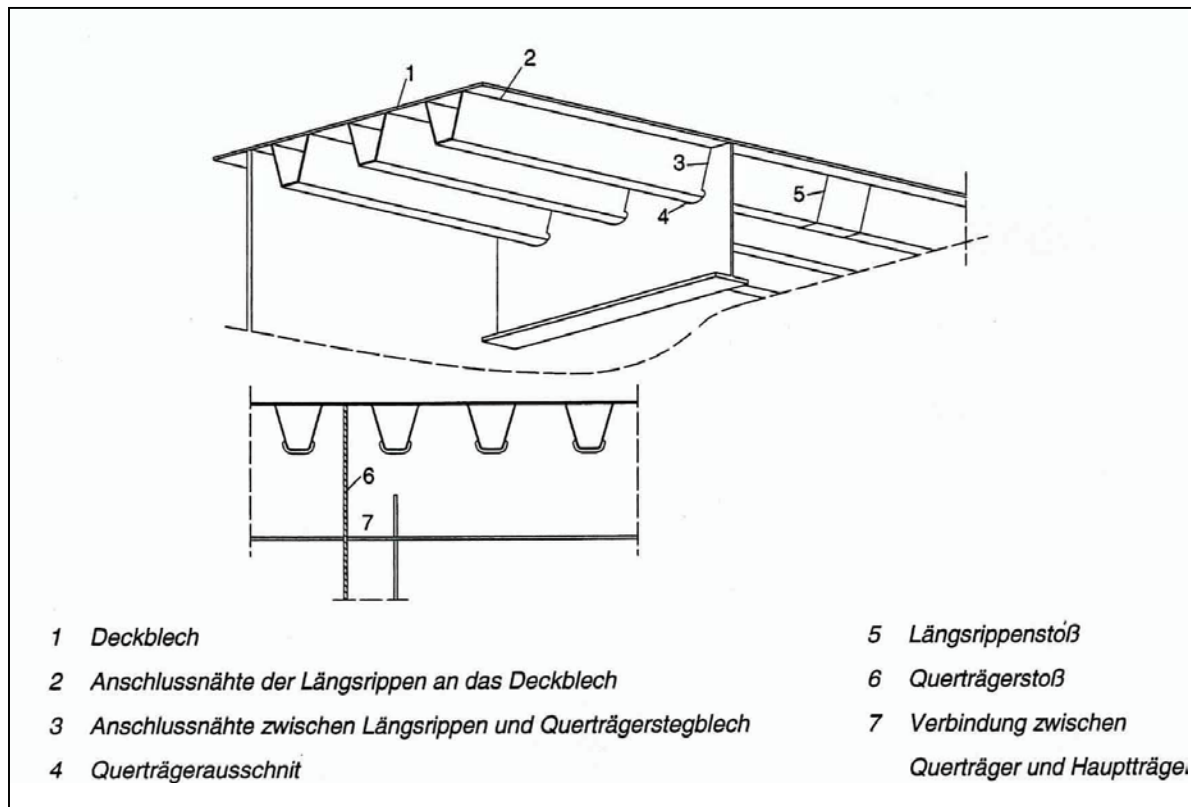


Bild 10 Bauliche Durchbildung in der Regelausführung der Stahlfahrbahn (DIN FB 103 3/2003)

Die Haseltalbrücke im Zuge der BAB A3, Frankfurt – Nürnberg

Dipl.-Ing. E. Seemann,
Autobahndirektion Nordbayern,
Dienststelle Würzburg

Einleitung

Da das Ende der Haseltalbrücke abzusehen ist und bereits mit den Planungen für einen Neubau begonnen wurde, kann man den Vortrag mit: „Lebenslauf eines Bauwerkes“ untertiteln. Es sollen die Vorüberlegungen zur Planung, der Bau der Brücke und sämtliche Instandsetzungsmaßnahmen dargestellt werden. Das jetzige Bauwerk kann auf Dauer die Beanspruchung aus der Verkehrsbelastung nicht mehr ertragen und muss durch einen Neubau ersetzt werden.

Lage im Straßennetz

Die Haseltalbrücke befindet sich im Zuge der BAB A3 Frankfurt – Nürnberg rund 5 km östlich der Tank- und Rastanlage Spessart.

Vorstellung des Brückenbauwerkes (Bild 1)

Die Haseltalbrücke wurde in den Jahren 1959 bis 1961 als orthotrope Platte mit einem ästhetisch ansprechenden geschwungenen Überbau erbaut.

Die Brücke ist 660,40 m lang, besitzt 7 Felder mit Stützweiten von 76,20 m, 5 x 101,60 m und einem wiederum 76,20 m weit gespannten Endfeld. Die gesamte Bauwerkslänge beträgt einschl. der Widerlager 720 m. Das Bauwerk ist in der Draufsicht in einen Radius von 2.000 m gekrümmt und besitzt einen Wannenhalm-messer von 20.000 m.

Die Fahrbahntafel ist 29,30 m breit und nimmt die beiden Richtungsfahrbahnen mit jeweils 2 Fahrstreifen und dem Seitenstreifen auf. Das Bauwerk überspannt das Haseltal in einer maximalen Höhe von rund 70 m. Die Pfeiler sind kreisrunde Hohl Pfeiler mit einem Durchmesser von 6 m und einer Wandstärke von 50 cm. Die Pfeiler sind auf dem anstehenden Sandstein flach gegründet. Die WL sind hangseitig offen, so dass sich kein Erddruck aufbauen kann.

Ausschreibung

Der Überbau wurde im Verwaltungsentwurf als durchlaufendes Stahlfachwerk mit 2 Hauptträgern in einem Abstand von 19 m und einer orthotropen Fahrbahnplatte ausgeschrieben. Gleichzeitig musste das Bauwerk als zwei durch eine Mittelfuge getrennte Überbauten angeboten werden.

Es war den anbietenden Firmen freigestellt, Sonderentwürfe in Stahl oder Spannbeton dem Angebot zu Grunde zu legen. Auch durfte von den vorgegebenen Stützweiten abgewichen werden.

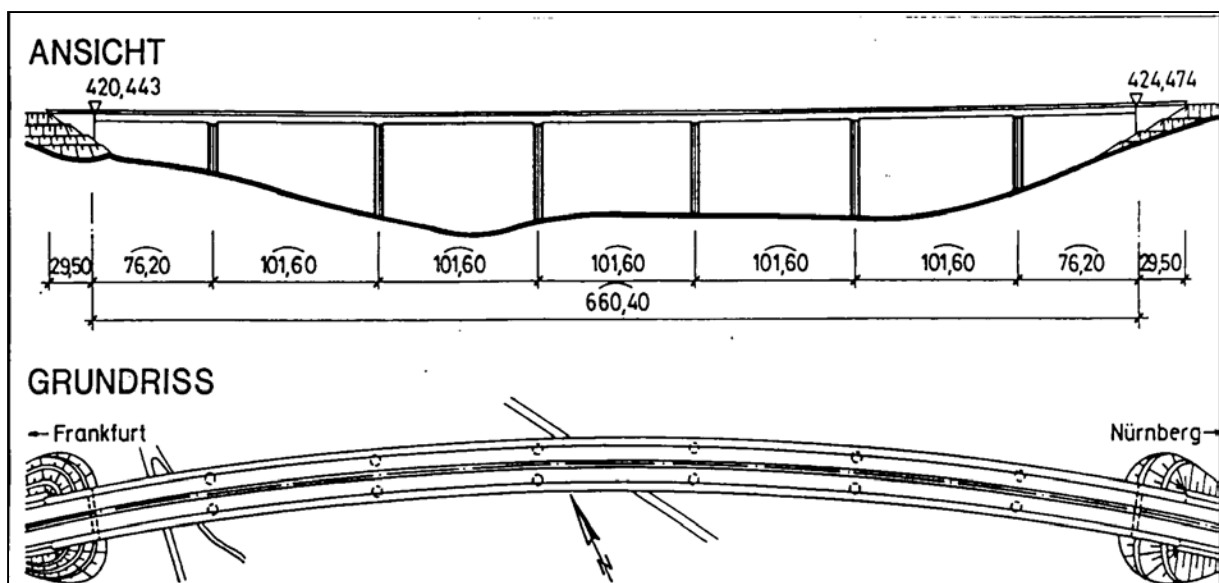


Bild 1

Mit Rücksicht auf die Größe des Bauwerkes und die geforderten Fertigstellungstermine war in der Ausschreibung vorgegeben, dass sich nur Bietergemeinschaften aus mindestens 3 Unternehmen beteiligen durften, wobei eine Firma als Hauptunternehmer auftreten sollte. Die federführende Firma musste entsprechende Referenzen im Stahlbrückenbau vorlegen.

Die Submission des Bauwerkes im Februar 1959 brachte 30 Angebote, davon 16 nach dem Amtsvorschlag, 7 Sondervorschläge mit Stahlüberbauten und 7 Angebote mit Spannbetonkonstruktionen. Die Angebotspreise lagen zwischen rd. 13 Mio. DM und rd. 20 Mio. DM.

Sondervorschlag der Fa. Hein, Lehmann

Den Zuschlag erhielt die Bietergemeinschaft (BG) Hein, Lehmann & Co. aus Düsseldorf, mit Unterstützung der Firmen Noell & Co., Würzburg sowie der Fa. Seibert aus Aschaffenburg auf einen Sondervorschlag. Die Gründung und die Unterbauten wurden von den Firmen Züblin AG und Huta AG als weitere Beteiligte der BG hergestellt.

Der Stahlüberbau besteht aus den

- beiden vollwandigen Hauptträgern in 18,526 m Abstand voneinander, mit einer parabelförmig zur Brückenmitte hin ansteigenden Steghöhe von anfangs 3,70 m auf 5,0 m

und der im

- Haupttragsystem mitwirkenden orthotropen (orthogonal anisotropen) Fahrbahnplatte (Sie besteht aus dem Fahrbahnblech mit den V-förmigen Längsrippen im lichten Abstand von 30 cm und den vollwandigen Querträgern im Abstand von 2,31 m. Die Querträger kragen beidseitig 5,387 m über die Hauptträger hinaus.)

sowie

- den Lager- und Querverbänden zur Stabilisierung der Untergurte der Hauptträger und zur Ableitung der Horizontalkräfte (Wind, Querschub) in die Lager.

An sämtlichen Lagerpunkten sind vertikale Fachwerkverbände unterhalb der Querträger angeordnet. Weiterhin sind Zwischenverbände in den Feldbereichen mit Abständen von 9,24 m, 18,48 m und 27,72 m vorhanden. Die Zwischenverbände stellen keine Unterstützung

der Fahrbahnplatte dar, sondern dienen zur Stabilisierung der Hauptträger.

Beeindruckend sind die ausgeführten Blechstärken:

- Fahrbahntafel 12 mm
- Längsrippen 6 mm
- Querträger 8 mm – 10 mm
- Hauptträger 10 mm – 16 mm

Deshalb besaß die Haseltalbrücke seinerzeit den leichtesten Stahlüberbau mit einem Flächengewicht von nur 248 kg/m².

Die leichte Stahlkonstruktion hat zur Folge, dass jede Fahrzeugüberfahrt das Bauwerk zu Schwingungen anregt; diese Schwingungen (Doppelspannungsamplituden) führten dazu, dass der Stahl und vor allem die Schweißverbindungen ermüdeten. Im Ergebnis führte dies zu Rissen, auf deren Ursachen und Folgen später noch eingegangen wird.

Die Brücke wurde überwiegend in der Stahlgüte MSt 52-3 hergestellt. Bei den Queraussteifungen sowie bei Teilen der Längsaussteifung wurde MSt 37-2 eingesetzt.

Überbauerstellung im Freivorbau:

Der Überbau wurde in 32 Abschnitten hergestellt, wobei die Feldlängen zwischen 20 m bis 24 m variierten. Die Vormontage erfolgte am WL Nürnberg. Jeweils eine vorgefertigte Überbauhälfte wurde über den bereits montierten Brückenabschnitt ans Überbauende in Richtung Frankfurt verbracht, dort mit einem Kran in Position gehoben und mit dem auskragenden Brückenteil verbunden. Zur Abminderung der Kragmomente sind Hilfsunterstützungen eingesetzt worden.

Mit den Bauarbeiten wurde am 02.Mai 1959 begonnen. Die Richtungsfahrbahn Nürnberg wurde fristgerecht am 01.September 1961 dem Verkehr übergeben. Die Verkehrsübergabe der Richtungsfahrbahn Frankfurt folgte am 27. Oktober 1961.

Bauablauf, Besonderheiten beim Bau

Schon während des Baues traten immer wieder Probleme wegen der Verformungen infolge der Temperatur auf. Die Überbaulänge wurde während der Montage zweimal mit Passstücken ausgeglichen (verlängert), trotzdem musste am WL Frankfurt die Auflagerachse und die Kammerwand sowie der Fahrbahn-

übergang angeglichen werden. Die Bohrungen an den Schraub- und Nietverbindungen stimmten nicht immer überein, so dass die Bohrungen aufgerieben und Verbindungsteile mit stärkeren Durchmessern eingesetzt werden mussten.

Prüfungen während der Bauausführung

Güteprüfungen:

Das Walzmaterial und die Stahlkonstruktion wurden in den Werken durch die Bundesbahn abgenommen. Eine Schweißnahtprüfung war besonders für die Aufdopplungen an den Hauptträger-Untergurten verlangt worden, weil dort die höchsten Spannungen auftreten. Dies wurde mittels Röntgenaufnahmen der Schweißnähte von Stahlbauanstalten (LGA Bayern) kontrolliert. Weitere Prüfungen der Schweißnähte sind durch Röntgenaufnahmen der Schweißnähte während der Montage erfolgt, die anschließend gesichtet und ausgewertet wurden. Zum Bauende wurde in einem großen Überbaufeld ein Belastungsversuch durchgeführt, wobei eine Last mit schwer beladenen Lkw in Höhe von 80% des maximal zulässigen Feldmomentes aufgebracht wurde. Anschließend sind die Schweißnähte an den Untergurt-Aufdopplungen nochmals stichprobenartig einer Magnetprüfung unterzogen worden.

Bauwerkszustand zum Gewährleistungsende

In der Ausschreibung war bereits festgelegt worden, dass für den Stahlüberbau und die Gussaspalt-Schutzschicht eine Gewährleistungsdauer von 10 Jahren zu leisten ist. Zum Gewährleistungsende 1971 wurden folgende Mängel festgestellt:

- Verschleißschäden an den Fahrbahnübergängen
- Schweißnahttrisse an den V-Steifen (Fensterstöße), an den Querträgeranschlüssen und an den Querträgeruntergurten, Abrisse der Beulsteifen an den Konsolträgern
- Undichte Stellen an den Straßenabläufen und an der Entwässerungsrinne
- Undichtigkeiten an der Mittelkappe
- Fehlstellen an der Beschichtung

- Blasenbildung und starke Fugenausbildung im Gussasphalt.

Die gerügten Mängel wurden vom Hauptunternehmer beseitigt.

Bauwerksprüfung 1983

Im Jahre 1983 wurde erstmals eine Brückenhauptprüfung durchgeführt (obwohl die entsprechende Vorschrift, die DIN 1076, bereits seit 1956 eingeführt war). Die Umsetzung der DIN 1076 bei der ABD Dienststelle Würzburg, die damals nur die Aufgaben einer Bauleitung wahrnahm, erfolgte erst anfangs der achtziger Jahre. Möglicherweise wurde damals die Bedeutung der Bauwerksprüfung unterschätzt.

Es wurde bei der Sichtprüfung zahlreiche, zum Großteil systematische Schweißnahttrisse festgestellt. Man hat die Risse - eingeteilt nach neun verschiedenen Kategorien - aufgelistet und in einer Grundrisszeichnung eingetragen. Man war sich darüber im Klaren, dass man bei einer aufwändigeren Prüfung, z. B. mit dem Farbeindringverfahren oder der Magnetpulverprüfung weitere Risse festgestellt hätte.

Die festgestellten Schweißnahttrisse lassen sich fünf verschiedenen Bereichen zuordnen:

- Kehlnaht zwischen Querträgerflansch und Steg der Außensteife des Hauptträgers
- Kehlnaht zwischen QT-Flansch und Flansch der Außensteife des Hauptträgers
- Kehlnaht zwischen Querträgerflansch und Innensteife des Hauptträgers
- Halsnaht zwischen Querträgersteg und -flansch an der Außenseite
- Stumpfnähte an den Längsrippen (Anschluss an QT- und Fensterstöße).

Gutachten zu den Schadensursachen (Bild 2)

Wegen der augenscheinlichen Häufung der Risse an bestimmten Stellen des Tragwerkes vermutete man systematische Schwächen in der Konstruktion. Um herauszufinden, was die Ursache der Rissbildung ist und in wieweit das Bauwerk durch die Risse gefährdet war, wurde Prof. Nather, der damalige Ordinarius für Stahlbau an der TU München beauftragt, ein entsprechendes Gutachten zu erstellen.

Herr Prof. Nather hat die Brücke nachgerechnet, hat Materialproben entnehmen lassen und

es wurden Schwingungsmessungen zur Bestimmung der Eigenfrequenz des Bauwerkes durchgeführt.

Das Ergebnis der Untersuchungen ergab, dass der Überbau insgesamt zu weich konstruiert war. Im Wesentlichen wurden fünf Ursachen für die Rissbildung herausgefunden:

- Ein Modellfehler in der stat. Berechnung führte zu einer ungenügenden Ausbildung der Verbindung der Stegblechsteifen an den Querträgerflansch. Die orthotrope Platte und die Hauptträgersteifen bilden einen Rahmen. Dort müssen die Biegemomente aufgenommen werden. Eine elastische Einspannung wurde nicht berücksichtigt, sondern der Anschluss erfolgte nur konstruktiv.

Berechnung ebenfalls nicht berücksichtigt worden. Man darf sie vernachlässigen, wenn die Unverformbarkeit des Querschnittes gewährleistet ist, z. B. durch engliegende Zwischenverbände. Diese Vorgabe ist bei der Weichheit der Haseltalbrücke nicht gegeben.

- Die Häufung der Schadstellen im Bereich der Außenquersteifen besonders am südlichen Hauptträger wird im Gutachten damit erklärt, dass die Spannungen aus Temperaturunterschieden zwischen Außen- und Innenrand des Untergurtes dieses Hauptträgers sowie zwischen Fahrbahntafel und Hauptträgerstegen zu den Schweißnahtissen führten.

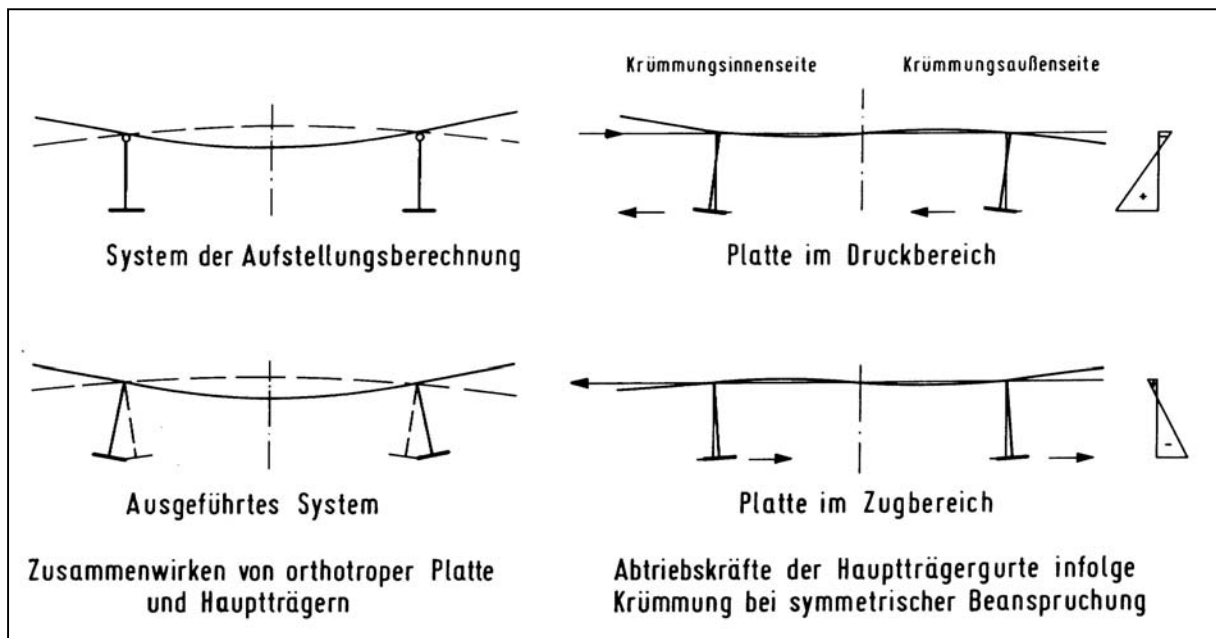


Bild 2

- Die gleiche Ursache führt zu den Rissen in den Halsnähten zwischen Querträgersteg und Querträgerflansch.
- Die Abtriebskräfte aus der waagrecht Krümmung der Hauptträgeruntergurte wirken, je nachdem, ob der Untergurt auf Zug oder auf Druck beansprucht wird, in Richtung zum Krümmungsmittelpunkt oder entgegengesetzt. Da Zwischenverbände zur Aufnahme der Abtriebskräfte bzw. zur Formhaltung des Profils nur in Abständen von 27,72 m bzw. 18,48 m vorhanden sind, treten Biegemomente auf, welche die Schweißnahtverbindung zwischen den Hauptträgersteifen und den Querträgerflanschen auf Biegung beanspruchen. Diese Beanspruchungen sind in der stat.

- Die Risse an den Stumpfstoßen der Längsrippen dürften überwiegend durch Dauerbrüche infolge mangelhafter Schweißnahtausbildung herrühren.
- Der überwiegende Teil der gesamten Überbaukonstruktion (Hauptträger, Querträger, Längsrippen) wurde nur für 95% der Gebrauchslasten bemessen. Die Bemessung erfolgte nach der DIN 1072 Lastannahmen für Straßenbrücken aus dem Jahre 1937 (!) und zusätzlich nach der BE = Berechnungsvorschriften für Eisenbahnbrücken aus dem Jahre 1956. Man war damals sicher der Meinung, dass man nach der neueren BE die bessere Brücke bauen würde.

Besonders diese Annahme hat sich in diesem Punkte nicht nur nicht bestätigt, sondern es ist das Gegenteil eingetreten. Wir wissen heute, dass die Verkehrsmengen stetig anwachsen und dass auch die zulässigen Achslasten weiter erhöht werden. Es wurde bei einer Auswertung der Verkehrsbelastung auf dieser Strecke festgestellt, dass es keine Seltenheit ist, wenn sich 3-5-achsige Lkw mit 42 und mehr Tonnen in einem Querschnitt begegnen oder dass trotz eines Überholverbotes für Lkw und eines angeordneten Abstandes von 100 m Überholvorgänge stattfinden.

Um eine Vorstellung über die Größenordnung der Schwingungsbelastung zu bekommen, wurde die Anzahl der Lkw-Überfahrten 1984 näherungsweise auf die damalige Lebensdauer hochgerechnet. In den 23 Jahren haben mehr als 50 Mio. Lkw die Brücke überfahren und zu Schwingungen angeregt und somit zu den festgestellten Schäden beigetragen.

Das Bauwerk war also rechnerisch überbelastet, mit steigender Tendenz und besaß eine Reihe von konstruktiven Schwachstellen.

Als Sofortmaßnahme wurde eine Überprüfung der Schweißnahttrisse auf Veränderungen veranlasst. Weiterhin wurde ein Überholverbot für Lkw über 12 t Gesamtgewicht, ein Halteverbot auf dem Seitenstreifen und Einschränkungen für Schwerlasttransporte angeordnet.

Gutachten zur Bauwerksinstandsetzung

Man entschloss sich, nachdem das Gutachten vorlag, umgehend die Schäden am Überbau und die Schadensursachen zu beseitigen. Herr Prof. Nather hat hierfür ein Instandsetzungskonzept ausgearbeitet, das sich durch folgende Besonderheiten auszeichnete:

- Zur Versteifung der Rahmenecke Fahrbahnplatte-Hauptträger sollten im Abstand von 9,24 m Schrägstreben vom Hauptträgeruntergurt zur auskragenden Fahrbahnplatte angeordnet werden.
- Zur Aufnahme der Abtriebskräfte und zur Aussteifung der Hauptträger sollte in der Untergurtebene ein horizontaler Fachwerkverband eingezogen werden.
- Zur Aussteifung der sehr weichen Fahrbahnplatte und zur Unterstützung der QT sollte mittig zwischen den Hauptträgern ein zusätzlicher Fachwerkträger eingebaut werden, um so mehrere Querträger an der

Lastabtragung der Verkehrslastenlasten zu beteiligen. Man erwartete auch einen Abbau der starken Schwingungen der Fahrbahnplatte, mit dem Ergebnis die Lebensdauer der Brücke, insbesondere der Schweißnahtverbindungen zu verlängern.

Mit der Bauwerksinstandsetzung sollte auf Wunsch der Obersten Bayrischen Baubehörde die Konstruktion auf die Brückenklasse 60/30 verstärkt werden und bei der Bauwerksinstandsetzung sollte der Verkehr so wenig als möglich eingeschränkt werden. Dies wurde mit der großen Bedeutung der Verkehrsachse A3 begründet.

Die Bauteile zur Verstärkung sollten sämtlich mit Schraubverbindungen an der Altkonstruktion ausgeführt werden, weil man der Meinung war, dass keine vollwertigen Schweißverbindungen unter Verkehr ausgeführt werden könnten.

Ausschreibung und Vergabe der BW-Instandsetzung

Nach den Vorgaben von Prof. Nather wurden die Ausschreibungsunterlagen 1984 erstellt. Im Entwurf waren auch die einzelnen Arbeitsschritte festgelegt. In den Ausschreibungsbedingungen waren auch Belastungsmodelle für zusätzlich geforderte Betriebsfestigkeitsnachweise der Fahrbahnkonstruktion und der neu einzubauenden Teile vorgegeben.

Als wirtschaftlichstes Angebot wurde ein Sondervorschlag von der Bietergemeinschaft Hein, Lehmann – Dillinger Stahlbau – Noell abgegeben.

Die Verbindungen und die Instandsetzung der Risse waren in diesem SV entgegen der Ausschreibung mit Schweißen vorgesehen. Deshalb wurden vor Auftragsvergabe Schweißversuche an Proben am Bauwerk unter Verkehrseinwirkungen durchgeführt. Nachdem die Proben mit positivem Ergebnis untersucht waren, wurde den Schweißverbindungen unter Auflagen zugestimmt.

Ausgeführter Sondervorschlag (Bild 3)

Im Juli 1985 wurde mit der Vorabsanierung der außenliegenden Rahmenecken begonnen. Die biegesteife Einbindung der HT-Quersteifen wurde durch das Einschweißen von Rahmensteifen hergestellt. Dabei wurden auch die vorhandenen Schweißnahttrisse saniert. Das Hauptmerkmal der Verstärkungsmaßnahme sind zwei lastverteilende Fachwerks-Längsträger etwa in den Drittelpunkten zwischen den Hauptträgern. Die Lasteinleitung erfolgte an den V-Steifen durch halbhohe überstülpte Manschetten. Nach kurzer Zeit stellte man fest, dass am Anschluss der Manschette im QT-Blech neue Risse auftraten.

handenen Querverbände wurden umgebaut und in das System integriert. Durch die Ausbildung von zwei neuen Längsträgern konnte auch relativ einfach der Brückenbesichtigungswagen an deren Untergurten befestigt werden, welcher in der alten Konstruktion auf den Untergurten der HT fuhr. Die Verstärkung der Konstruktion und die Instandsetzung der Schweißnahttrisse erfolgten im Zeitraum Juni 1985 bis März 1988.

Nach Abschluss der Ertüchtigungsmaßnahmen war man der Meinung, die Brücke würde den kommenden Verkehrsbelastungen bis mind. zum Jahre 2020 gewachsen sein.

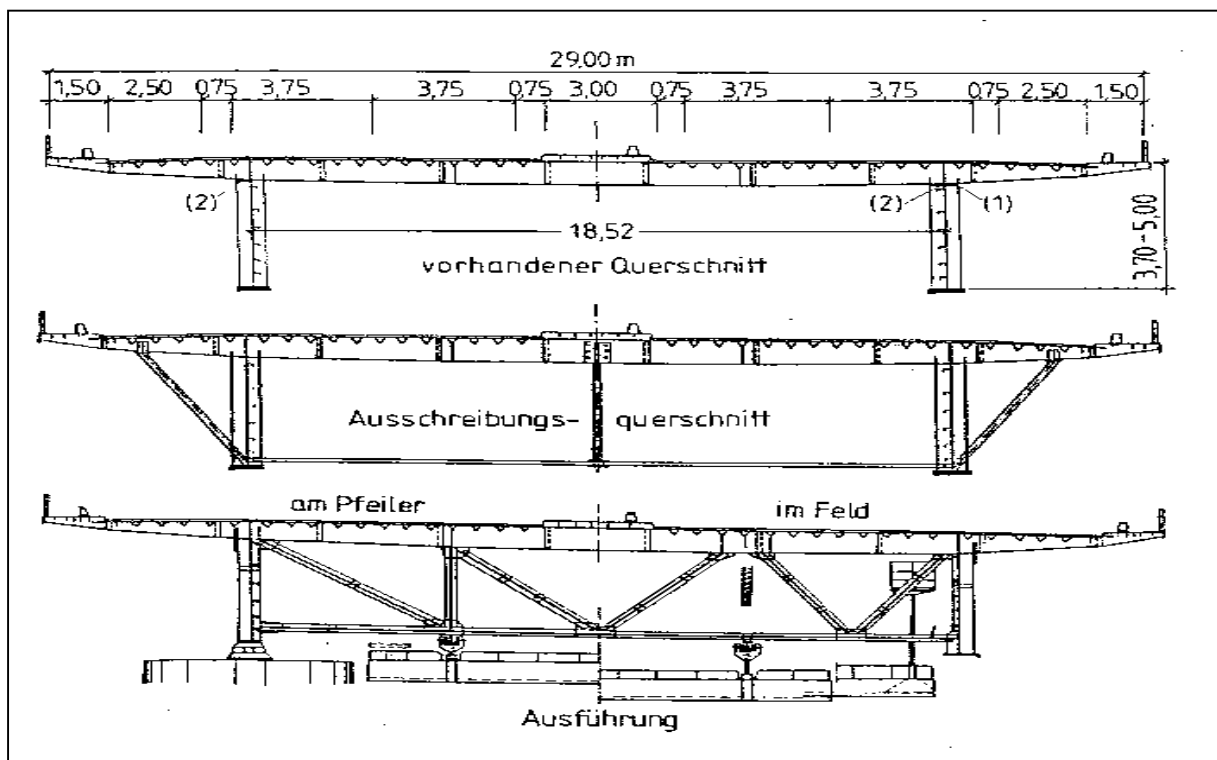


Bild 3

Ursache war nicht ein Schweißfehler, sondern es bildeten sich so genannte Terrassenbrüche aus, die durch den Herstellungsvorgang des QT-Steges durch zeilenförmige Sulfideinschlüsse im Stahlgefüge begründet waren. Der Stahl entsprach trotz allem den damaligen Güteanforderungen. Es musste daher der Lasteinleitungspunkt anders konstruiert werden. Dies gelang, indem man beidseitig Kopfplatten mit HV-Verbindungen an den Querträgern angeschraubte. Zur Lagesicherung der Untergurte der HT wurden an jedem vierten Querträger Querverbände ausgebildet, was zu einer regelmäßigen Aussteifung im Abstand von 9,24 m führte. Die an diesen Stellen vor-

Belagserneuerungen

Am Ende der Gewährleistung und danach immer wieder musste der Fahrbelag geflickt und teilweise ausgebessert werden. Im Jahre 1988 wurde deshalb für beide Richtungen getrennt, eine Erneuerung der Abdichtung und des Belages ausgeschrieben. Dazu wurden statische Berechnungen wegen der Überbauverformung beim Belagsabtrag, für den Wärmeeintrag beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht und für die Lager- und Pfeilerbeanspruchung in Querrichtung angestellt. Der erste Bauabschnitt (Richtungsfahrbahn Nürnberg) erfolgte von April bis Juli 1988, zwei Wochen später folgte die Richtungsfahrbahn Frankfurt. Durch einen frühen

Wintereinbruch im November d. J. litt die Qualität der Ausführung trotz Einsatz eines großen Schutzzeltes. Im gleichen Zeitraum April bis November 1988 wurden die Übergangskonstruktionen und die Abdichtungen auf beiden Widerlagern erneuert, sowie auch Betoninstandsetzungen an den Leitwänden durchgeführt.

Instandsetzung der Unterbauten

Im Jahre 1989 wurde eine Betoninstandsetzung der Pfeiler und der Widerlager beauftragt. Betonfehlstellen wurden aufgeholt und Risse verpresst. In den begehbaren Pfeilern wurden die Leitern nach den gültigen Sicherheitsvorschriften umgerüstet.

Erneuerung des Korrosionsschutzes

Durch den Einbau der zusätzlichen Hauptträger- und Querverbände war es wirtschaftlicher, am gesamten Überbau den Korrosionsschutz jetzt zu erneuern. Der alte Beschichtungsaufbau bestand aus zwei Grundbeschichtungen Bleimennige und zwei Deckbeschichtungen aus Eisenglimmer mit Aluminiumpulver. Weil Bleimennige als umweltschädlich eingestuft ist, wurden Strahlschuttanalysen in Auftrag gegeben. Als weitere Umweltschutz-Auflagen waren vorab als sog. „Nullproben“ Boden- und Wasseranalysen sowie Untersuchungen an Fichtennadeln auf Blei- und Zinkgehalt durchzuführen. Während und einige Zeit nach der Baumaßnahme war diese Beprobung als Beweissicherung durchzuführen. Für die Ausschreibung wurden auch statische Berechnungen zum Nachweis der Tragfähigkeit der Brücke unter Einwirkung der Arbeitsgerüste in Auftrag gegeben. Es ergab sich eine maximale Gerüstlänge von rd. 160 m.

Auf Grundlage der DIN 55928, Teil 5 wurde das neue Korrosionsschutzsystem mit folgendem Aufbau gewählt:

Grundbeschichtung:	Epoxidharz Zinkstaub
Kantenschutz:	EP-Zinkphosphat
1. + 2. Deckbeschichtung:	EP-Eisenglimmer
3. Deckbeschichtung:	PU-Harz- Eisenglimmer
Gesamtschichtdicke:	390 µm

Der Strahlschutt wurde zusammen mit der Altbeschichtung durch Einschmelzen im Hochofen verwertet.

Im Zuge der Beschichtungsarbeiten wurden die Pressenansatzpunkte für Lagerwechsel verstärkt und zwischenzeitlich eingetretene Schadstellen an den Schweißnähten beseitigt. Zusätzlich wurden auch die Entwässerungseinrichtungen erneuert oder umgebaut. Die Arbeiten wurden im Zeitraum April 1994 bis Oktober 1997 durchgeführt, wobei eine Anstrichfläche von rd. 78.000 m² beschichtet wurde.

Weitere Instandsetzungsarbeiten

Weitere Instandsetzungen wurden durch Nutzung, Verschleiß oder auch durch größere Belastung erforderlich, auf die aber nicht weiter eingegangen wird. Erneuerung der Brückengeländer, Instandsetzung der Leiteinrichtungen, Austausch der Rollenlager auf den Widerlagern durch Kalottengleitlager. Wiederholt mussten die Fahrbahnbeläge instand gesetzt werden, ebenso die Fahrbahnübergänge.

Belagserneuerung, Teil 2

Wie bereits oben erwähnt, fand der Einbau der Abdichtung auf der Richtungsfahrbahn Frankfurt im Jahre 1988 unter sehr schlechten Witterungsbedingungen statt, mit der Folge, dass jährlich Reparaturarbeiten am Belag vorgenommen werden mussten, verbunden mit entsprechenden Verkehrseinschränkungen. Als der Zustand nicht mehr gehalten werden konnte, wurde im Jahre 2001 eine Abdichtungs- und Belagserneuerung der beiden Fahrstreifen ausgeschrieben und beauftragt. Dabei konnte auf frühere Untersuchungen und Nachrechnungen zurückgegriffen werden. Es wurde in der Ausschreibung z. B. vorgegeben, mit welcher Einbaugeschwindigkeit der Gussasphalt maximal aufgebracht werden durfte. Es konnte aber auch nicht verhindert werden, dass an einigen Stellen das Deckblech beim Abfräsen des Belages beschädigt wurde, obwohl die Abtragtiefe auf 3 cm eingestellt war. Einigen Aufwand bedurfte es beim Abtrag der Abdichtungsschicht. Sie wurde mit einer Schneide abgeschabt und anschließend höchstdruckwassergestrahlt. Erst mit zweimaligem Kugelstrahlen im Kreuzgang war eine reine Stahloberfläche für die Neuabdichtung erreicht worden.

Schweißnahttrisse an den V-Steifen

Bei einer turnusmäßigen Bauwerksprüfung Anfang 2002 wurden überraschend viele neue Schweißnahttrisse an den V-Steifen festgestellt. Stellenweise verzweigten sich die Risse in das Blech der Steifen selbst oder an einer Stelle sogar in das Deckblech. Herr Prof. Albrecht, Ordinarius für Stahlbau an der TU München wurde in die Prüfung mit eingeschaltet. Der Verlauf der einzelnen Risse wurde dokumentiert und in einen Übersichtsplan eingetragen (zu den bereits vorherigen Instandsetzungen). Es zeigte sich, dass ausgehend von den schlecht geschweißten Fensterstößen, die ausgebessert waren, eine Häufung neben diesen Bereichen auftrat. Der Grund wurde darin gesehen, dass in eine einmal abgerissene und wieder angeschweißte Steife die ursprünglichen Schnittgrößen nicht mehr zurückkehren. Die abgewanderten Schnittgrößenanteile führen dort zu höheren Beanspruchungen, was dann beschleunigt zu weiteren Ermüdungsrissen führt. Durch die Schnittgrößenumlagerung aus der Gesamttragwirkung infolge der angerissenen Steifen können bzw. müssen sich neue lokale Tragsysteme ausbilden, welche dann auch das Grundmaterial hochgradig beanspruchen. Wenn es dort zu einer Rissbildung kommt, können Haupttragglieder gefährdet werden, welche von einem viel größerem Verkehrslastbereich beeinflusst werden und dies kann zu besonders gefährlichen Versagensszenarien führen. Als Sofortmaßnahme wurde der Schwerlastverkehr von der Brücke verbannt und es wurde umgehend die Instandsetzung der Schweißnahttrisse ausgeschrieben. Die Arbeiten wurden im Winter 2002/2003 nachts und an den Wochenenden unter Verkehrseinschränkungen durchgeführt. Im weiteren wurde eine jährliche Sonderprüfung veranlasst, mit dem Ergebnis, dass zur Zeit wieder an über 80 V-Steifen die Schweißnähte erneuert und die Anschlüsse an den Querträgern verstärkt werden.

Im Jahre 2002 wurde Vertretern des BMVBW im Rahmen einer Bereisung das Bauwerk mit seinen Schwächen vorgestellt. Ergebnis der Besprechung war, umgehend mit der Planung eines Ersatzneubaus zu beginnen. Die neue Brücke soll gleich für den sechsstreifigen Ausbau der BAB A3 ausgelegt und auch vorab gebaut werden.

Davon wird dann an anderer Stelle berichtet werden

Untersuchung zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten

Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Gerhard Sedlacek
Dipl.-Ing. Michael Paschen,
Ing.-Büro Prof. Sedlacek & Partner,
Aachen

Zusammenfassung:

Aufgrund ständig steigender Verkehrsintensität und gleichzeitig ansteigenden Fahrzeuggewichten werden auch die Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten hinsichtlich Ermüdung stärker beansprucht. Zumeist wurden diese Brücken in den 60er Jahren gebaut und die heutigen Qualitätsstandards und Empfehlungen wurden nur z. T. eingehalten.

Ein nicht ausreichender Ermüdungswiderstand der Details in Kombination mit steigenden Ermüdungsbeanspruchungen führt früher oder später zu Schäden; bei einigen Brücken in Deutschland sind Schäden aufgetreten.

Die zukünftige Verkehrsbeanspruchung führt dazu, dass eine Reparatur alleine nicht ausreichend ist, sondern eine nachhaltige Instandsetzung, d. h. Ertüchtigung bestehender orthotroper Platten erfolgen muss, um auch bei weiter ansteigenden Ermüdungsbeanspruchungen eine hinreichende Gesamtlebensdauer ohne erhöhten Wartungsaufwand sicherzustellen.

Vor diesem Hintergrund haben das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) und die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) ein Forschungsvorhaben in Auftrag gegeben, um nachhaltige Instandsetzungsmaßnahmen zur Ertüchtigung von orthotropen Fahrbahnplatten bei Stahlbrücken unter der besonderen Berücksichtigung des Belagsystems zu untersuchen und zu entwickeln.

1. Einleitung

Die wesentlichen Merkmale des Bestandes von orthotropen Fahrbahnplatten in Deutschland sind:

- Entwicklung von der Optimierung des Stahlgewichts zur bestmöglichen Ausnutzung des Tragvermögens zur Reduzierung der Fertigungskosten,
- daraus folgende Veränderung der Längsrippenprofile, der verwendeten Fertigungsverfahren und der Querträgerabstände,
- Einsatz bei zahlreichen Großbrücken,
- Einsatz in zentralen Verkehrswegen.

Die meisten dieser Brücken sind seit mehr als 30 Jahren im Einsatz, teilweise in Strecken mit den höchsten Verkehrsbeanspruchungen, die z. Zt. in Deutschland auftreten.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen hat zusammen mit der Bundesanstalt für Straßenwesen einen Forschungsauftrag erteilt, mit dem mit folgenden Arbeitsschritten die derzeitige Situation untersucht und mögliche Verbesserungsmaßnahmen entwickelt werden sollen:

- Erfassung verschiedener Schadensarten,
- Untersuchung von bisher durchgeführten Sanierungskonzepten,
- Entwicklung von Instandsetzungsmaßnahmen für eine nachhaltige Ertüchtigung von orthotropen Fahrbahnplatten unter besonderer Berücksichtigung des Belagsystems und in Hinblick auf die zukünftige Verkehrsentwicklung.

Die nachfolgenden Abschnitte geben eine Zusammenfassung von Zustandsberichten von ca. 40 Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte, die die verschiedenen Bauarten und unterschiedlichen Schäden darstellen. Erste Schlussfolgerungen aus der Untersuchung von Instandsetzungsmaßnahmen werden gezogen und mögliche neue Lösungen für eine nachhaltige Instandsetzung werden vorgestellt.

2. Übersicht über die derzeitige Situation

Der folgende Überblick ist eine Zusammenfassung der Auswertung von Brückenprüfberichten nach DIN 1076 und Gutachten, die zu bestimmten Schäden durchgeführt wurden. Die verschiedenen Brücken repräsentieren die zeitliche Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte in Deutschland hinsichtlich der Fertigungsverfahren und Detailausbildung. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die untersuchten Brücken.

Tabelle 1: Überblick über untersuchte Brücken

System	Baujahr	Längsrippenart	Querträger ¹⁾	Brückenfläche ²⁾
Balkenbrücke	1948	Flachsteife	2,45	437/21
Balkenbrücke	1951	T-Steife	1,91	412/31
Hängebrücke	1951	Wulstflachprofil	1,81	497/27
Balkenbrücke	1958	Trapezprofil	2,50	274/31
Schrägseilbrücke	1959	Flachsteife	2,15	691/30
Balkenbrücke	1961	eingepasste V-Steife	3,74	661/29
Fachwerkbrücke	1962	eingepasste V-Steife	3,00	375/26
Fachwerkbrücke	1962/1971	Sektkelchprofil	2,753	699/14
Balkenbrücke	1964	Wulstflachprofil	1,95	81/30
Balkenbrücke	1965	Wulstflachprofil	1,73	527/34
Schrägseilbrücke	1965	Sektkelchprofil	2,57	687/38
Hängebrücke	1965	Sektkelchprofil	2,525	803/23
Balkenbrücke	1966	Sektkelchprofil	3,60	1800/28
Balkenbrücke	1966	Wulstflachprofil	1,65	597/34
Balkenbrücke	1966	Wulstflachprofil	1,50	931/29
Schrägseilbrücke	1967	Trapezprofil	3,215	463/19
Balkenbrücke	1968	Sektkelchprofil	3,20	770/31
Balkenbrücke	1969	Wulstflachprofil	2,00	89/32
Balkenbrücke	1970	Trapezprofil	2,03	80/11
Balkenbrücke	1970	Sektkelchprofil	3,20	318/22
Schrägseilbrücke	1970	Sektkelchprofil	2,50	778/36
Balkenbrücke	1971	Trapezprofil	2,20	287/23
Fachwerkbrücke	1972	Trapezprofil	3,125	344/8
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	4,00	1053/30
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	4,00	705/31
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	5,00	1020/31
Balkenbrücke	1972	Sektkelchprofil	3,00	518/19
Balkenbrücke	1974	Trapezprofil	3,00	80/31
Schrägseilbrücke	1974	Trapezprofil	2,15	520/18
Schrägseilbrücke	1974	Trapezprofil	2,475	435/32
Fachwerkbrücke	1976	Trapezprofil	3,25	133/36
Fachwerkbrücke	1983	Trapezprofil	4,00	462/24
Schrägseilbrücke	1990	Trapezprofil	4,20	618/35
Balkenbrücke	1994	Trapezprofil	3,50	703/18
Hängebrücke	1995	Trapezprofil	2,625	567/26
Balkenbrücke	1995	eingepasstes Trapezprofil	2,75	77/13
Schrägseilbrücke	2002	Trapezprofil	3,75	729/39

¹⁾ Querträgerabstand [m]

²⁾ Länge und Breite der Brücke[m]

Bild 1a gibt ein Überblick über die verschiedenen Detailausbildungen für die Längsrippenprofile, Bild 1b zeigt die verschiedenen anzutreffenden Schweißnähte zwischen der Längsrippe und dem Deckblech.

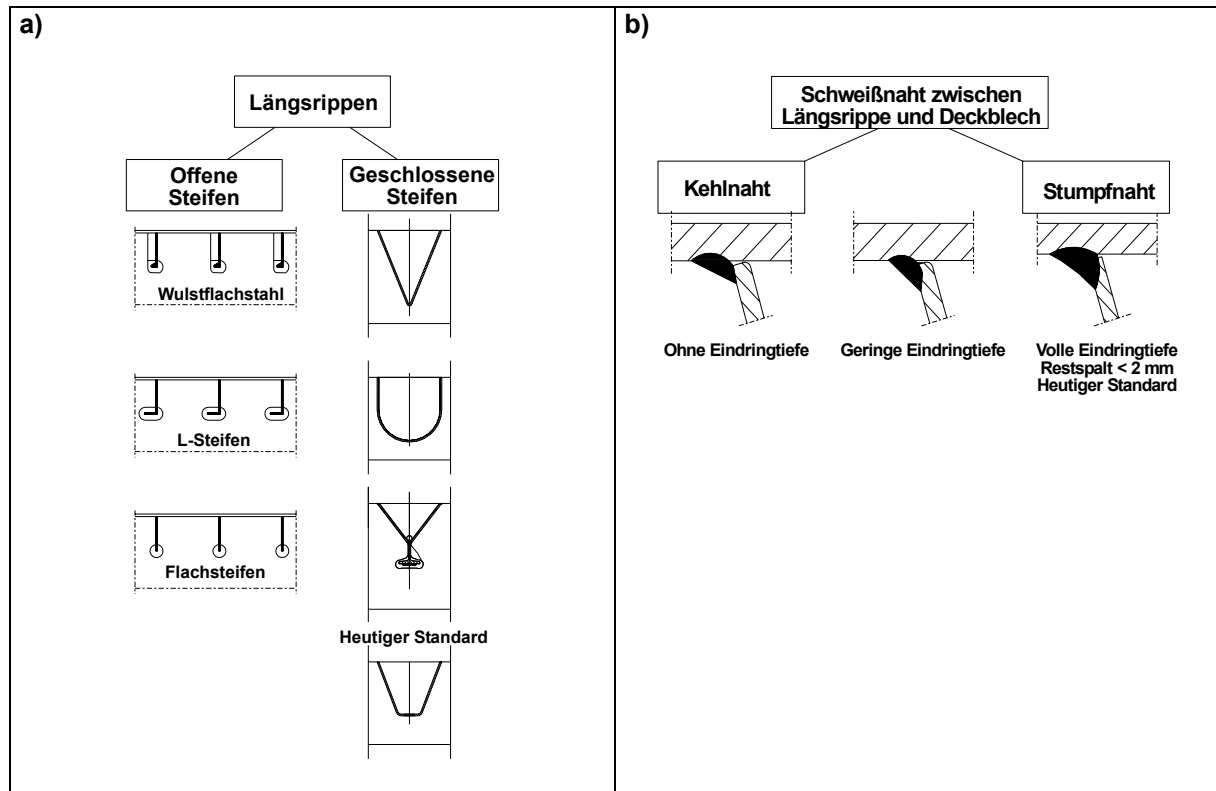


Bild 1: Verschiedene Längsrippenprofile und Schweißnähte zwischen Längsrippe und Deckblech

Die Untersuchung der Schäden ergab die kritischen Stellen der orthotropen Fahrbahnplatte, siehe Bild 2

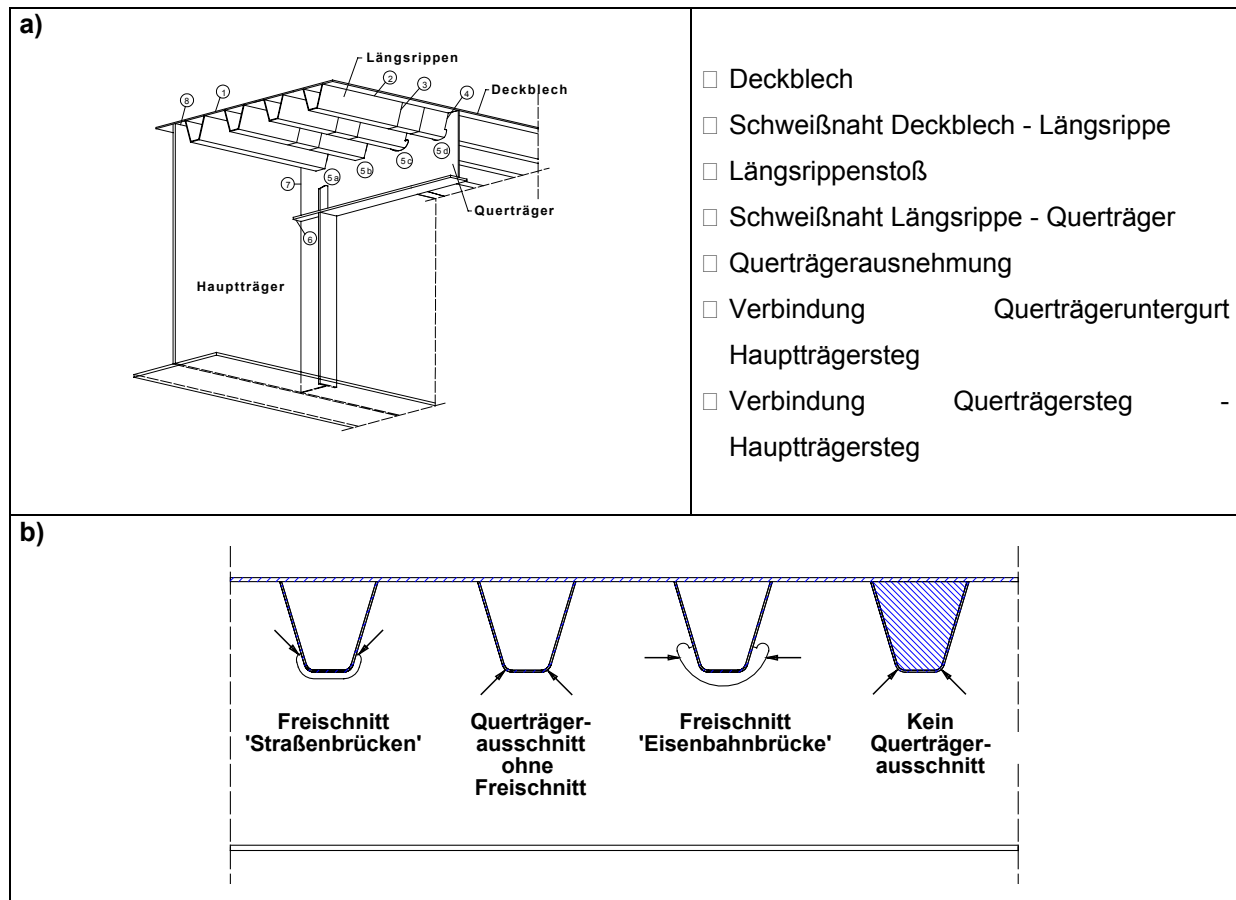


Bild 2: Kritische Detailstellen

a) Kritische Punkte der orthotropen Fahrbahnplatte

b) Ausführung der Verbindung zwischen Rippe und Querträgerstegblech

Die Art der Schäden lässt sich in zwei Hauptgruppen unterteilen:

1. Schäden mit einem Bezug zu einem bestimmten Detail oder einer Bauart der orthotropen Fahrbahnplatte (bauweisenbedingte Schäden), dies sind z. B.
 - Risse in den Querträgerstegen bei der Ausführung mit offenen Steifen,
 - Risse in der Schweißnaht zwischen eingepassten Längsrippen und Querträgerstegen,
 - Risse in den Fensterstößen der Längsrippen.
2. Schäden ohne einen Bezug zu bestimmten Ausführungsformen der orthotropen Fahrbahnplatten (bauweisenunabhängige Schäden), dies sind z. B.
 - Risse in der Verbindung zwischen Längsrippe und Deckblech.

3 Schäden mit einem Bezug zu einem Detail oder Bauweise

Bild 3 zeigt einige exemplarische Schäden.



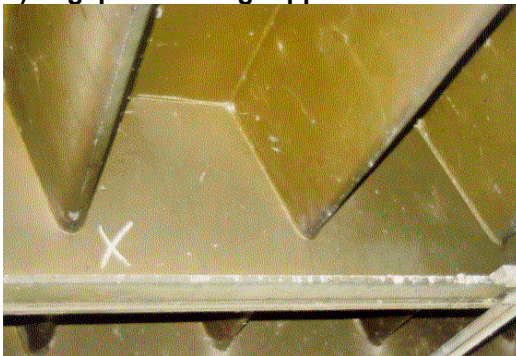

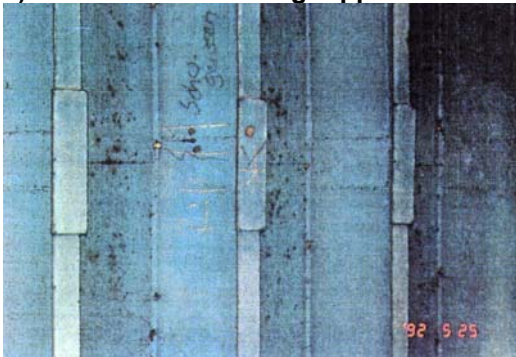

Bauweise	Schäden
<p>a) offene Steife</p> 	<p>Riss im Querträgersteg</p> 
<p>b) angepasste Längsrippe</p> 	<p>Riss in der Schweißnaht zwischen Längsrippe und Querträgersteg</p> 
<p>c) Fensterstoß der Längsrippe</p> 	<p>Riss in der Schweißnaht zwischen den Längsrippen</p> 

Bild 3: Bauweisenbedingte Schäden

Für die bauweisenbedingten Schäden können zunächst folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- in der Regel besteht kein Zusammenhang zwischen dem lokalen Schadensort innerhalb der Verkehrsfläche und der jeweiligen Spureinteilung auf der Brücke, d. h. z. B. keine Konzentration in den Schwerverkehrsspuren
- die Anzahl von entdeckten Schäden steigt unmittelbar nach dem Austausch des gesamten Fahrbahnbelags an, s. Bild 4.

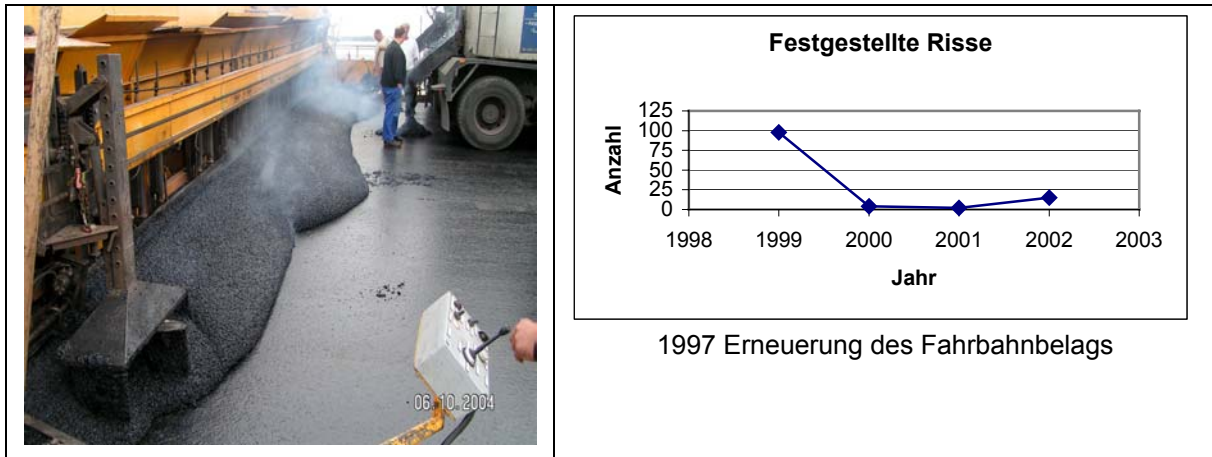


Bild 4: Zusammenhang zwischen Belagserneuerung und entdeckten Schäden

Es gibt jedoch z. Zt. noch keinen Beleg, dass die Schäden nach der Belagserneuerung ausschließlich durch die hohen Temperaturen beim Einbringen von Gussasphalt (teilweise mehr als 230°C) verursacht werden, es werden jedoch bisher durch Beschichtung verdeckte Risse sichtbar. Unzureichende Nahtqualität in Kombination mit den hohen Temperaturbeanspruchungen und damit verbundenen Zwängungen scheinen zu den Schäden zu führen.

Für eine erfolgreiche Instandsetzung solcher Schäden sind besondere Detailuntersuchungen und Vorbereitungen erforderlich. So sind z. B. für die Instandsetzung von Rissen an der Verbindung eingepasster Längsrippen und dem Querträgersteg (s. Bild 5) folgende Umstände zu berücksichtigen:

- die Materialeigenschaften des Querträgerstegs in Dickenrichtung,
- der geometrische Versatz der eingepassten Längsrippen in Brückenlängsrichtung,
- ausreichende Vorwärmung während der Instandsetzungsarbeiten,
- Schrumpfeffekte aufgrund der Schweißfolge und
- Behandlung übergroßer Spalte.

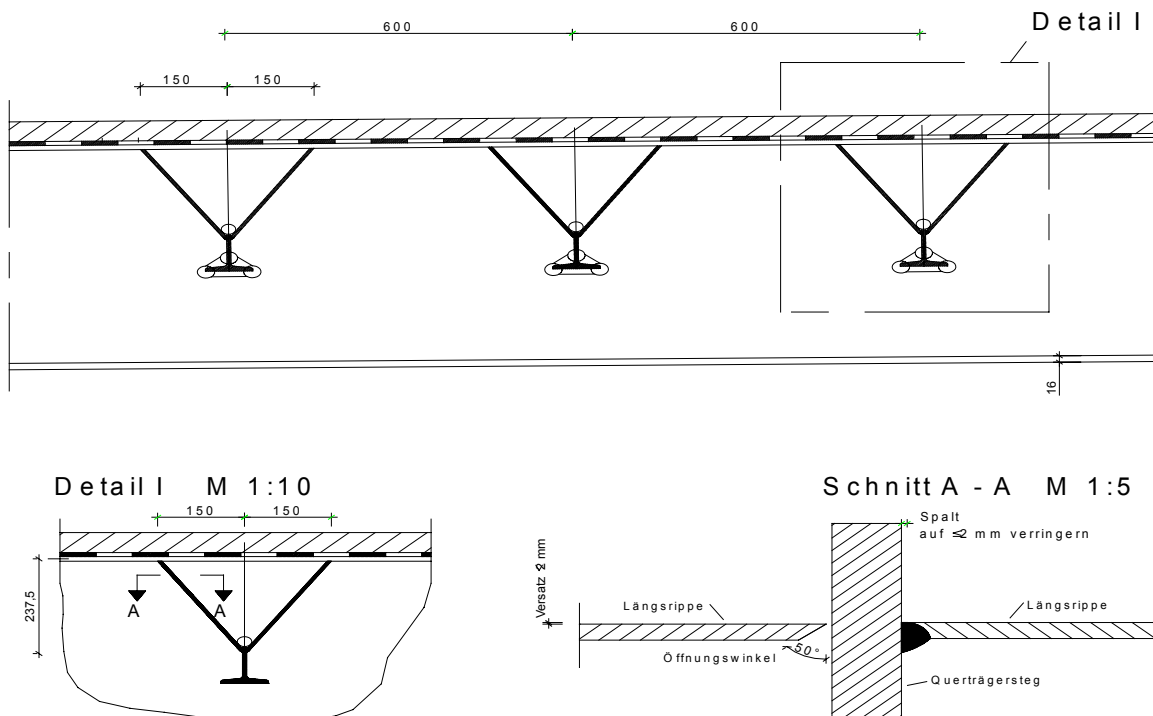


Bild 5: Instandsetzung von Schweißnahtissen zwischen eingepassten Rippen und Querträgerstegen

4. Bauweisenunabhängige Schäden

Bild 6 zeigt typische Schadensstellen von gerissenen Verbindungsstellen zwischen Deckblech und Längsrippe, die unabhängig von dem gewählten Längsrippenprofil und der jeweiligen Bauweise auftreten können.



Bild 6: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Deckblech und Längsrippe
links: Sektkelchprofil
rechts: Trapezprofil - instandgesetzte Naht zur späteren Prüfung noch ohne Beschichtung

Bei dieser Schadensart ist ein Zusammenhang zwischen dem Schadensort und der Verkehrsbeanspruchung zu erkennen, d. h. zumeist findet sich eine Konzentration von solchen Schäden im Bereich der Schwerlastverkehrsspur, Tabelle 2 stellt zwei Beispiele vor.

Tabelle 2: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

<p>Brückenklasse 60 - ca. 3000 Schwerfahrzeuge/Tag</p>	<p>Schäden: Risse zwischen Sektkelchprofil und dem Deckblech in der Schwerverkehrsspur</p> <p>Ursache: Unzureichende Nahtqualität in dem Übergangsbereich zwischen automatisch hergestellter Schweißnaht und dem Beginn der Handschweißung</p>
<p>Brückenklasse 45 - ca. 2500 Schwerfahrzeuge/Tag</p>	<p>Schäden: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Trapezprofil und Deckblech im Bereich der Schwerverkehrsspur</p> <p>Ursache: Unzureichende Nahtqualität, Dünnschicht (ca. 10 mm), höhere Brückenlasten (Brückenklasse 60)</p>

Für die Verbindungsnaht zwischen den Steifen und dem Deckblech werden im DIN-Fachbericht 103 bzw. pr EN 1993-2 „Stahlbrücken“ die Detailanforderungen (Nahteindringtiefe, Toleranzen, etc.) definiert, eine Übersicht zu diesen Empfehlungen gibt das Bild 7.

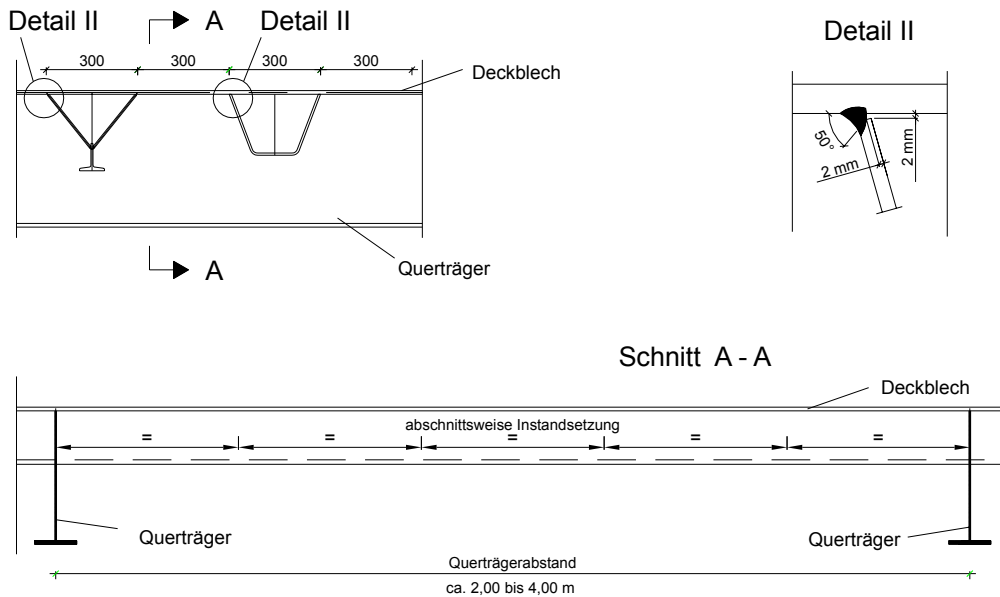


Bild 7: Empfehlungen für die Ausführung der Instandsetzung der Verbindungsnaht zwischen der Längssteife und dem Deckblech

Aufgrund der Beanspruchung kommt dem Restspalt besondere Bedeutung zu; nach DIN Fachbericht 103 und prEN 1993-2 ‚Stahlbrücken‘ ist ein Restspalt von $< 2\text{ mm}$ definiert, Bild 8 zeigt die Anforderungen und verschiedene Resultate von Verfahrensprüfungen.

<p>② Halsnähte Rippe - Deckblech a) automatische Schweißung b) Handschweißung</p> <p>a)</p> <p>b)</p>		
<p>Definition nach DIN-Fachbericht 103 und prEN 1993-2</p>	<p>ungenügende Eindringtiefe</p>	<p>Wurzel Fehler und „Heiß-Risse“, die während des Schweißvorgangs auftreten</p>

Bild 8: Anforderungen und Schnitte durch die Verbindungsnaht; Längsrippe – Deckblech

In der Praxis hat sich die Definition des Restspaltes von kleiner 2 mm als ein guter Kompromiss bewährt, da hierdurch für die Fertigung ein ausreichender Freiraum besteht, eine gute Nahtqualität zu erreichen. Eine Festlegung von Spaltmaßen kleiner als 0,5 mm, wie in ECCS Forschungsberichten gefordert und auch mit höheren Ermüdungsfestigkeiten verbunden wird, kann mit den üblichen Fertigungsverfahren nicht durchgehend sicher erreicht werden. Die Gefahr von heißrissähnlichen Fehlern und Wurzelfehlern steigt bei den hierfür erforderlichen Schweißparametern.

5. Nachhaltige Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten

Für die Instandsetzung von Schäden in den Verbindungsnahten zwischen Längsrippen und Deckblech und für die weitere Dauerhaftigkeit augenscheinlich ungeschädigter Bereiche stellt sich die Frage, ob eine Schweißnahtqualität entsprechend den Detailanforderungen nach prEN 1993-2 ausreichend ist. In Bezug auf die weitere Dauerhaftigkeit interessiert die zukünftige Entwicklung im Bereich der Fahrzeuge und der Reifen (s. Bild 9).

Für die, mit dieser Entwicklung erwartete Beanspruchung ist die Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech ausreichend, es können sich aber Defizite bei der Beanspruchbarkeit an anderen Stellen der orthotropen Fahrbahnplatte ergeben. Dies könnten z. B. Deckblechrisse sein, die im Anschluss an Instandsetzungen der Verbindungsnaht Längsrippe-Deckblech auftreten, wie Erfahrungen in anderen Ländern zeigen.

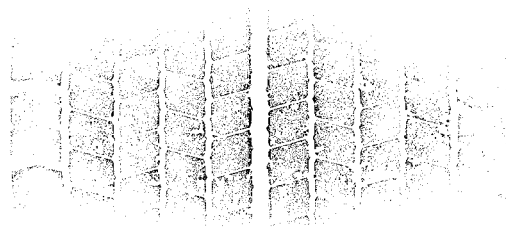
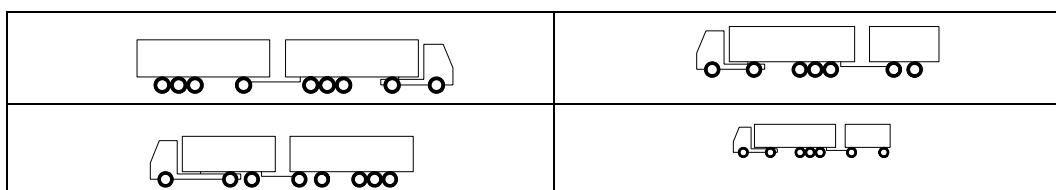


Bild 9: Mögliche neue Fahrzeugkonfigurationen und "Footprints" für einen Super Single Reifen vom Typ 495/45 R22.5

Die Erfahrungen aus der erfolgreichen Instandsetzung solcher Schäden in Deutschland ist:

- in der Regel treten in den instandgesetzten Bereichen keine neuen Risse auf,
- eine Instandsetzung unter Verkehr ist möglich, wobei in der Regel der lokale Bereich vom Verkehr freigehalten wird,

jedoch

- ist es immer möglich, dass im Laufe der Zeit weitere neue Risse außerhalb des instandgesetzten Bereichs zeigen.

Aus diesem Grund ist eine nachhaltige Instandsetzung der orthotropen Fahrbahnplatte einschließlich der Verbindungsnahten dann gegeben, wenn das Beanspruchungsniveau durch die Verbundwirkung zwischen Belag und Stahlstruktur deutlich reduziert wird.

Ermüdungsberechnungen nach pr EN 1993 zeigen, dass eine ausreichende Lebensdauer der Verbindung Längsrippe Deckblech nur unter Berücksichtigung des Verbundes zwischen Belag und Stahlstruktur zu erreichen ist, s. Bild 10.

Fahrzeuge	Ermüdungslastmodell 2	Ermüdungslastmodell 4	
	90 kN, 190 kN, 4.5 m	70 kN, 130 kN, 4.5 m	
	80 kN, 140 kN, 140 kN, 4.2 m, 1.3 m	70 kN, 120 kN, 120 kN, 4.5 m, 1.3 m	
	90 kN, 180 kN, 3 x 120 kN, 3.2 m, 5.2 m, 1.3 m, 1.3 m	70 kN, 150 kN, 3 x 90 kN, 3.2 m, 5.2 m, 1.3 m, 1.3 m	
	90 kN, 190 kN, 2 x 120 kN, 3.4 m, 6.0 m, 1.8 m	70 kN, 140 kN, 2 x 90 kN, 3.2 m, 6.0 m, 1.8 m	
	90 kN, 180 kN, 120 kN, 2 x 110 kN, 4.8 m, 3.6 m, 4.4 m, 1.3 m	70 kN, 130 kN, 90 kN, 2 x 80 kN, 4.8 m, 3.6 m, 4.4 m, 1.3 m	
Ermüdungsnachweise nach prEN 1991-3 , Verkehrslasten auf Brücken'			
Reine Stahlkonstruktion		< 10 Jahre	
Heutige Bauweise 75 mm Belag Gussasphalt - PmB 45		30 - 50 Jahre	
Mögliche zukünftige Bauweise 75 mm Belag Gussasphalt - PmB 25		70 - 90 Jahre	

Bild 10: Nachweis der Ermüdungssicherheit nach pr EN 1991-3 und pr EN 1993-2 für die Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

Aufgrund dieser Überlegungen, setzen die meisten Vorschläge für Instandsetzungsmaßnahmen an einer Verbesserung der Verbundeigenschaften an.

Einen Überblick über derzeitige Probeanwendungen oder zukünftigen Instandsetzungsmaßnahmen gibt das Bild 11.

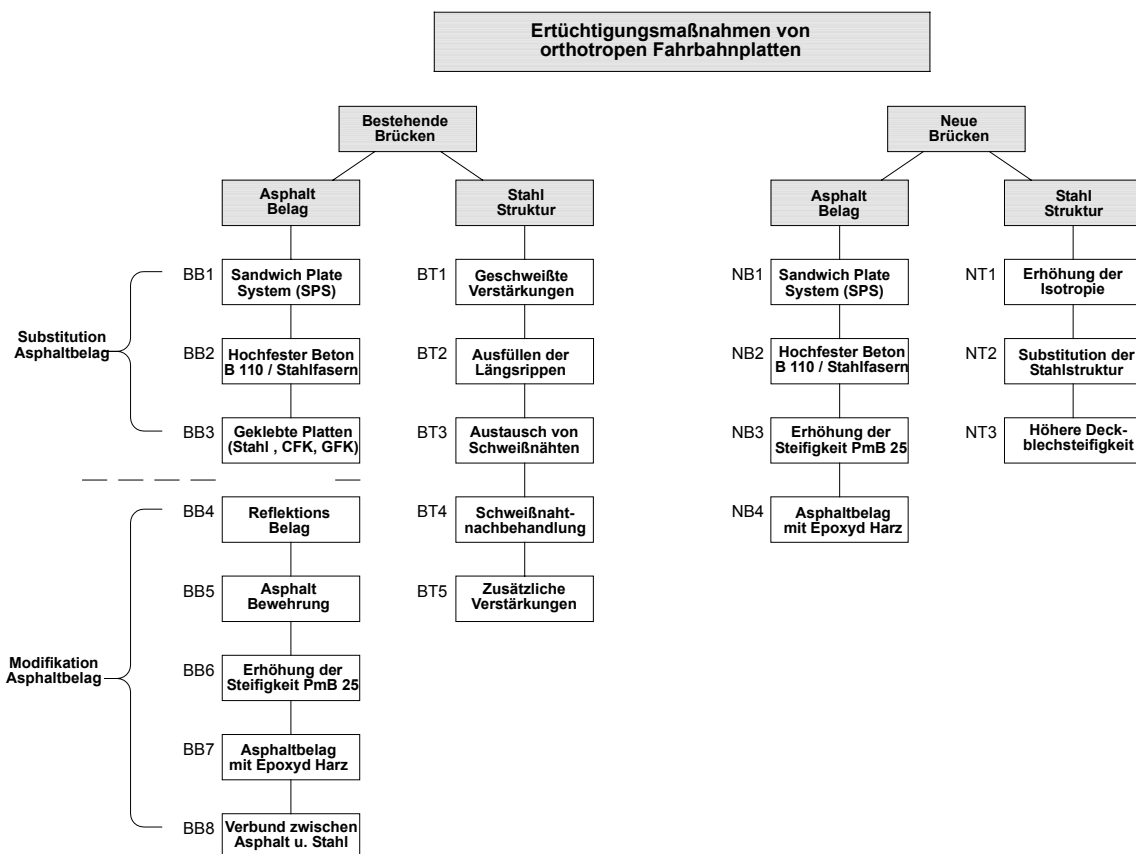


Bild 11: Mögliche Instandsetzungsmaßnahmen für einen nachhaltigen Nachweis der Ermüdungssicherheit nach pr EN 1991-3 und pr EN 1993-2 für die Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

Einzelne Lösungen werden im Nachfolgenden vorgestellt.

6. Substitution oder Ergänzung des Belags

6.1 Allgemeines

Von großem Interesse bei der nachhaltigen Instandsetzung sind Maßnahmen, die folgende Randbedingungen erfüllen:

a) Schweißlose Verstärkungen

Jede neue Schweißnaht, die an einer bestehenden orthotropen Fahrbahnplatte angebracht wird und jeder Schweißschrumpf ergeben auch neue potentielle Ansatzpunkte für Schäden, die die gesamte Platte betreffen können.

b) Beibehaltung der Schadenstoleranz, d. h. ausreichende Frühwarnung,

Die Verstärkungsmaßnahmen müssen auch weiterhin eine einwandfreie Inspektionmöglichkeit aller tragenden Verbindungen sicherstellen.

c) Deutliche Entlastung der kritischen Stellen durch Maßnahmen mit entsprechender Wirtschaftlichkeit.

d) Einhaltung von Randbedingungen, d. h. idealerweise kann die Verstärkungsmaßnahme z. B. im Rahmen einer anstehenden Asphalterneuerung durchgeführt werden oder aber die Verkehrssperrungen der Brücke entsprechen den Zeiträumen einer üblichen Instandsetzungsmaßnahme.

Im weiteren wird auf einige mögliche nachhaltige Instandsetzungsmaßnahmen eingegangen.

6.2 Sandwich Plate System (SPS)

Durch das kanadische Ingenieurbüro ,Intelligent Engineering (IE) wurde ein Sandwichsystem bestehend aus zwei Stahlblechen und dazwischenliegendem Elastomerkern entwickelt. Das Sandwich Plate System (SPS) bewirkt durch die Versteifung des Deckblechs eine bessere Lastverteilung und Verbundwirkung bei der orthotropen Fahrbahnplatte.

Bild 12 zeigt die prinzipielle Anwendung bei einer orthotropen Fahrbahnplatte.

Dieses System wird in Deutschland durch den Lizenznehmer Fa. Krupp Stahlbau Hannover angeboten.

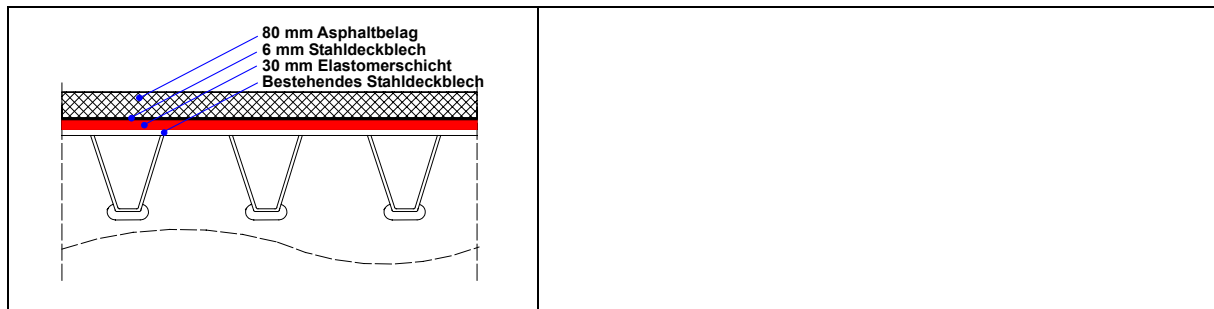


Bild 12: Sandwich Plate System

Zur Überprüfung der Wirksamkeit dieser Maßnahme wurden umfangreiche Versuche an der RWTH Aachen an D-Brücken-Fahrbahnplatten durchgeführt, s. Bild 13 und 14.

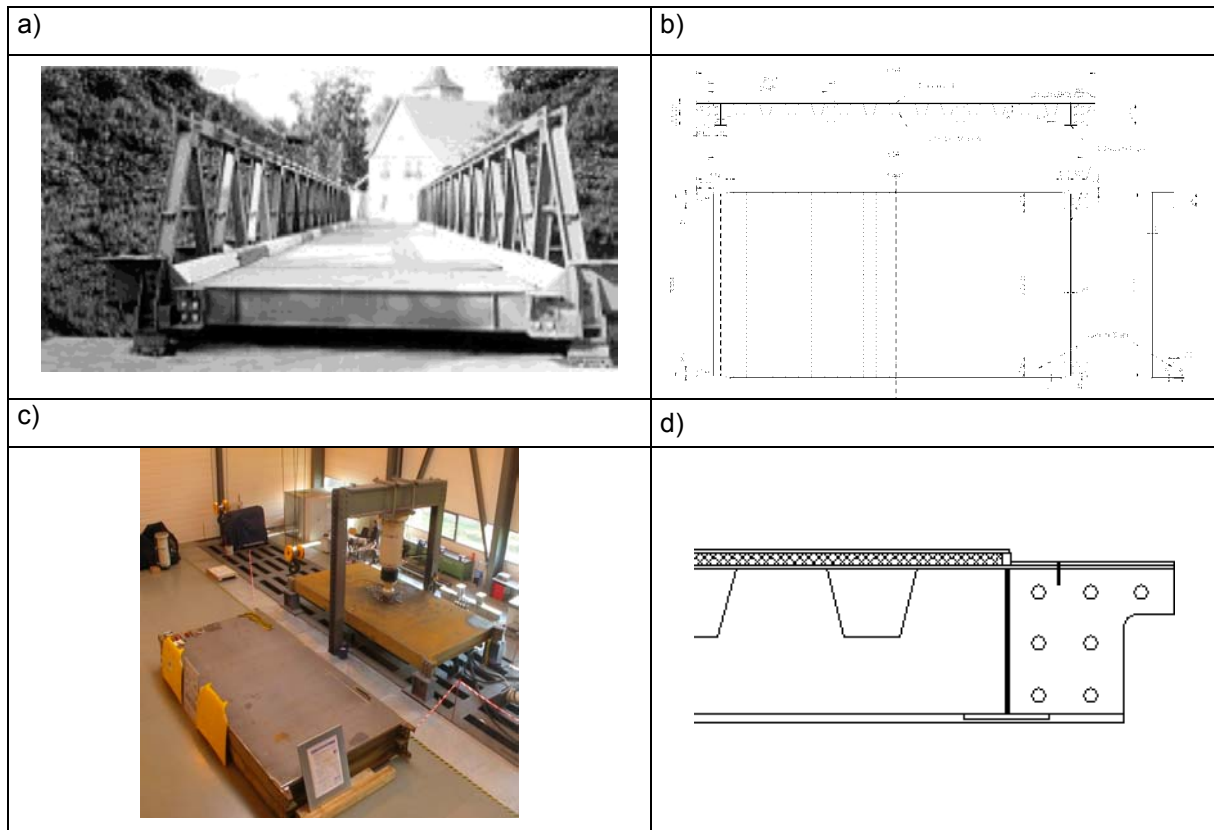


Bild 13: Bauteilversuche an D-Brücken-Fahrbahnplatten

- a) D-Brückensystembrücke
- b) Fahrbahnplatte
- c) Probekörper mit SPS Verstärkung und Referenzplatte
- d) Detailaufnahme

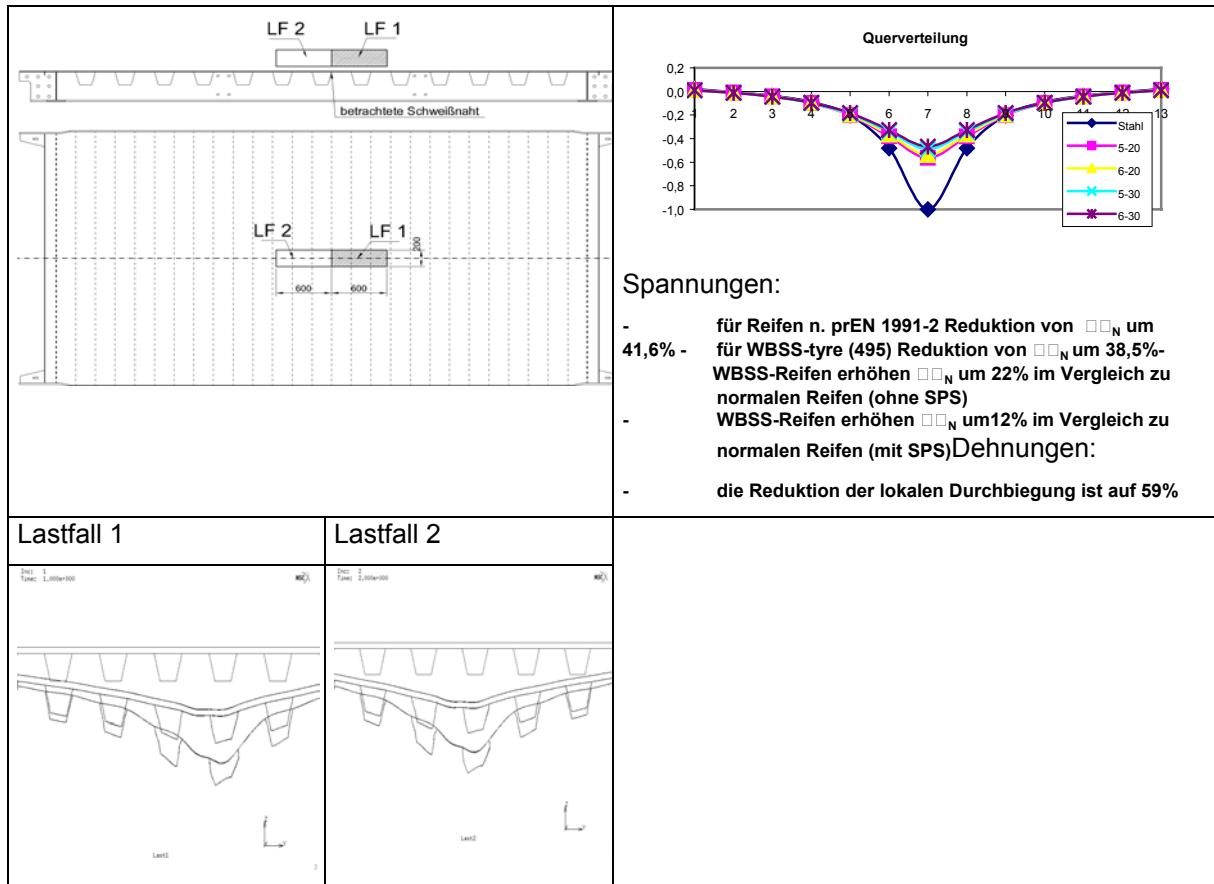


Bild 14: Ergebnisse von Berechnungen, die durch Bauteilversuche bestätigt wurden

Eine erste Probeanwendung an einem Bauwerk fand an einer Brücke der U-Bahnlinie U2 in Berlin statt, wo ermüdungsanfällige Tonnenblechkonstruktionen nachhaltig instandgesetzt wurden, s. Bild 15.

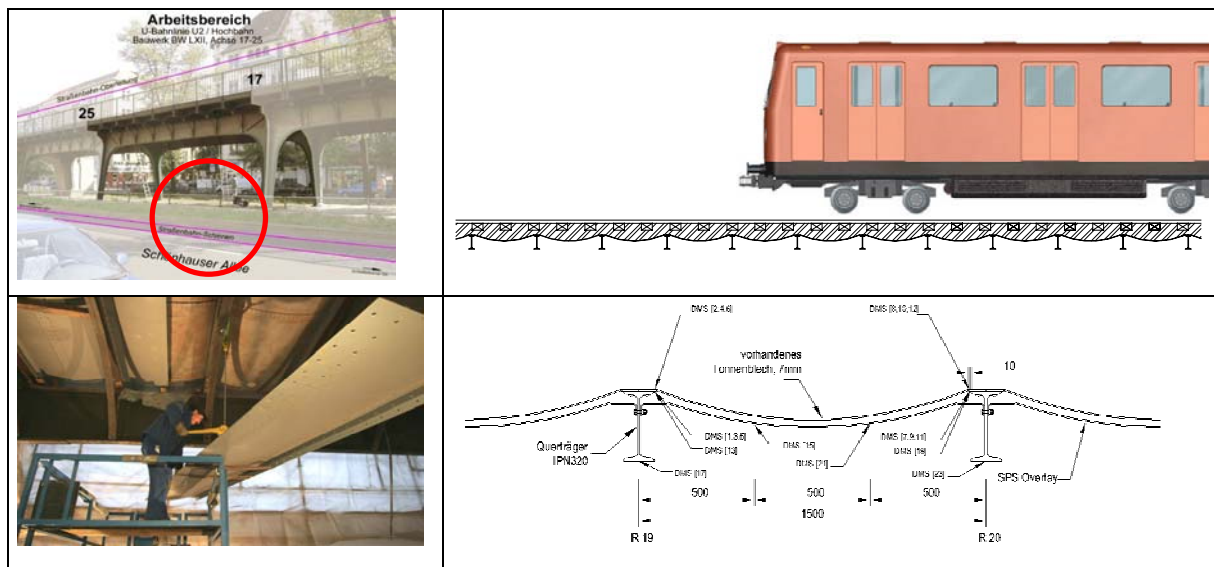


Bild 15: Anwendung der SPS-Technologie bei der U-Bahnlinie U2 in Berlin

Eine weitere Probeanwendung fand im Juli/August 2005 an der Schönwasserparkbrücke bei Krefeld in Zuge der A57 statt.

Auf Initiative des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen und dem Landesbetrieb Straßen.NRW wurde ein Überbau dieser Brücke ausgewählt um die praktische Umsetzung und die Wirksamkeit der SPS-Maßnahme an einer permanenten Brücke unter realistischen Verkehrsbeanspruchungen zu prüfen.

Bild 16 bis 18 zeigen Detailaufnahmen dieser Baumaßnahme, die Tabelle 3 gibt die Bauwerksdaten an.

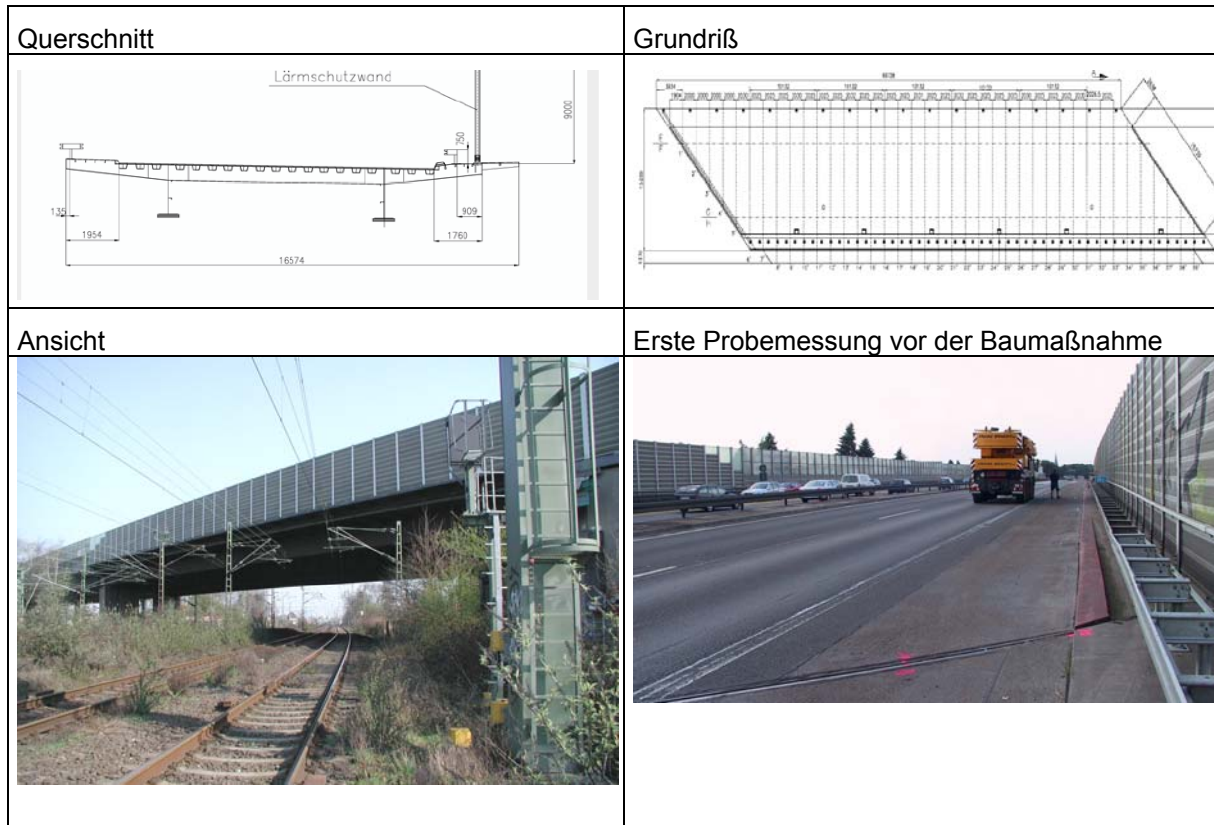


Bild 16: Schönwasserparkbrücke bei Krefeld im Zuge der A 57




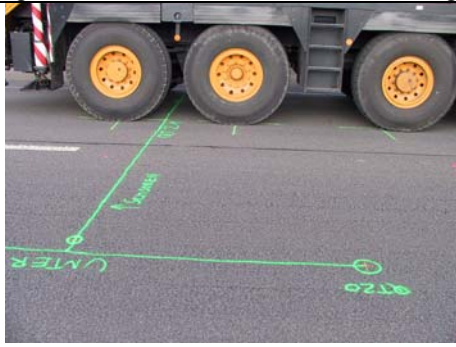
<p>Begleitversuche zur Temperaturentwicklung beim Gussasphalteinbau</p>	<p>Wärmeentwicklung beim Heißeinbau des Belags auf dem SPS (Referenzobjekt: D-Brückenfahrbahnplatte)</p>
	
<p>Testfahrzeug für Belastungsversuche</p>	<p>Messungen: vor der Baumaßnahme, nach Entfernen des Belags, nach Einbau SPS und nach Belageinbau</p>
	

Bild 17: Begleitmaßnahmen zur Erfolgskontrolle

<p>Entfernen des alten Belags</p>	<p>Einhausung</p>
	
<p>Herstellung der Kavitäten (Zwischenräume für das Elastomer), sichtbar sind die Randleisten, das neue Stahldeckblech wird auf diesen Randleisten aufgeschweißt</p>	<p>Injektion von einzelnen Kavitäten, Stahlträger dienen als Niederhaltung während der Polymerisation</p>
	

Bild 18: Detailaufnahmen vom Bauablauf

Tabelle 3: Daten zur Baumaßnahme

Bauwerk:	Schönwasserparkbrücke
Bauwerkslänge:	70 m
Breite zwischen Schrammborden:	11,50 m
Instandgesetzte Fläche:	ca. 800 m ²
Querträgerabstand:	2,03 m
Längsrippen:	Trapezprofil
Elastomerzwichenschicht:	30 mm
Neues Stahldeckblech:	6 mm
Bauzeit:	5 Wochen, 11.07.2005 - 15.08.2005
Bauherr:	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen Straßen.NRW, Betriebssitz Gelsenkirchen Straßen.NRW, Niederlassung Krefeld
Ausführende Baufirma:	Krupp Stahlbau Hannover GmbH
Wissenschaftliche Betreuung:	Prof. Feldmann; Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Prof. Hanswille, Bochum Bundesanstalt für Straßenwesen
Prüfingenieur:	Prof. Sedlacek, Aachen

Für dieses Pilotprojekt wurde durch das zuständige Referat des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen eine Zustimmung im Einzelfall erteilt.

Während der Durchführung der Baumaßnahme und z. Zt. unter laufendem Verkehr finden an der Brücke Messungen hinsichtlich der Wirksamkeit statt.

Eine abschließende Stellungnahme zur Wirksamkeit der SPS Maßnahme durch die wissenschaftliche Betreuergruppe und den Prüfingenieur ist für das Frühjahr 2006 vorgesehen. Erste Messergebnisse bestätigen die positive Wirksamkeit der Maßnahme in der Form, wie sie auch für die Bauteilversuche an den D-Brücken-Fahrbahnplatten festgestellt wurden.

6.3 Einsatz von hochfestem, mit beigefügten Stahlfasern und bewehrtem Beton

In den Niederlanden wird z. Zt. die Verstärkung des Deckbleches mit 50 mm hochfestem, mit Stahlfasern versehenem und bewehrtem Beton an verschiedenen Objekten durchgeführt.

Bild 19 zeigt eine Prinzipskizze und den Randbereich einer z. Zt. laufenden Verstärkungsmaßnahme bei der Moerdijk Brücke in der Nähe von Rotterdam.

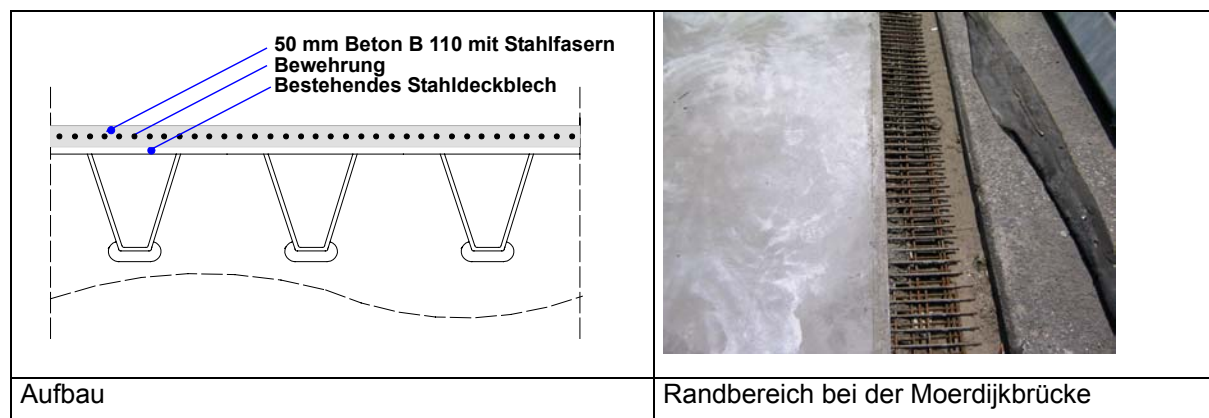


Bild 19: Hochfester mit beigefügten Stahlfasern und bewehrter Beton als direkter Fahrbahnbelag

Details und weitere Informationen sind dem Bericht ‚Erfahrungen aus den Niederlanden‘ von Herrn Leendertz und Herrn de Jong, sowie [3] zu entnehmen.

6.4 Aufgeklebte Verstärkungsbleche

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens, das z. Zt. bei der BAST in Bearbeitung ist, wird die Verstärkung des Deckblechs durch ein aufgeklebtes Blech untersucht, wobei sowohl die geeigneten Klebstoffe, als auch die Vorgehensweise und Wirksamkeit untersucht werden.

Bild 20 zeigt das Prinzip und erste Probeversuche.

Weitere Informationen sind dem Vortrag ‚Instandsetzung durch Aufkleben von Stahlblechen‘ von Herrn Friedrich zu entnehmen.

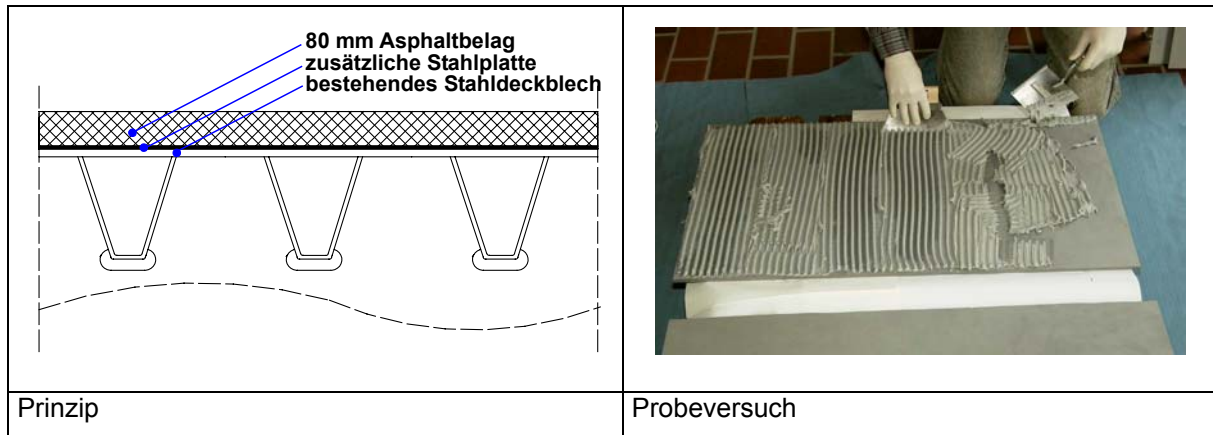


Bild 20: Instandsetzung von aufgeklebten Stahlblechen

6.5 Modifikationen der Asphaltbeläge

Der Standardbelag bei einer Stahlbrücke entspricht den geregelten Bauarten nach ZTV BEL ST, d. h. in der Regel aus den zugelassenen Bauarten für die Dichtungsschicht und zwei 35 mm starke Gussasphaltschichten mit einem Polymer modifiziertem Bitumen (Pm B45).

Um die Verbundeigenschaften zwischen dem Asphaltbelag und dem Stahlblech weiter zu steigern werden verschiedene Lösungen z. Zt. untersucht.

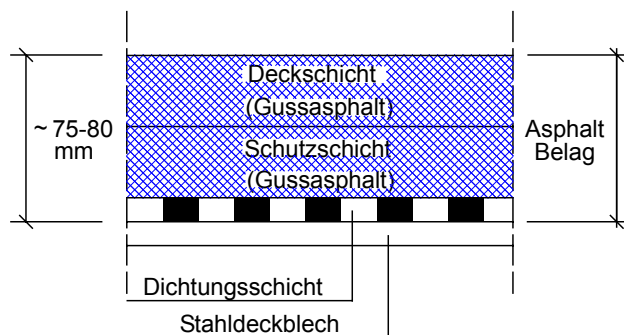


Bild 21: Regelaufbau für Stahlbrücken

- Einsatz von Pm B25

Durch die Reduktion des Bindemittelgehaltes wird der Asphaltbelag steifer, somit erhöht sich die Verbundwirkung. Untersuchungen belegen die Einsetzbarkeit auch bei tiefen Temperaturen, so dass unter normalen Einsatzbedingungen keine Rissbildung zu erwarten ist.

- Einsatz von Karbongitter im Asphaltbelag

Durch eine eingelegte Bewehrung soll die Rissbildung im Asphalt vermieden werden, hierdurch kann eine Reduktion der Verbundwirkung aufgrund von Rissen beseitigt werden.

- **Offenporiger, mit Epoxydharz vergossener Asphalt**
Erste probeweise Anwendung an Bushaltestellen belegen eine hohe Standfestigkeit dieser Beläge auch bei hohen Sommertemperaturen
- **Reflektionsschichten auf dem Asphaltbelag**
Reflektionsschichten auf den Standardbelägen oder helle Gesteinseinstreuungen können eine Temperaturreduktion im Asphalt bei Sonneneinstrahlung im Sommer durch Reflektion der Sonnenstrahlung bewirken, so dass der Abfall der Verbundwirkung reduziert wird.

Inwieweit diese Maßnahmen wirksam und wirtschaftlich sind werden weitere Untersuchungen ergeben.

7. Schlussfolgerungen

Z. Zt. sind verschiedene Lösungen zur nachhaltigen Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten in der Erforschung, teilweise wurden bereits erste Probeanwendung durchgeführt. Erste Pilotprojekte wurden in Deutschland mit der SPS – Maßnahme, dem Einsatz von PmB 25 und in den Niederlanden u. a. mit dem hochfesten, mit Stahlfasern versehenen und bewehrten Beton durchgeführt. Zu weiteren Möglichkeiten, wie dem offenporig mit Epoxid Harz vergossenen Asphalt werden noch Bauteilversuche durchgeführt, die die Wirksamkeit solcher Maßnahmen bestätigen sollen.

Die Schlussfolgerungen sind z. Zt. wie folgt:

- Behandlung bauweisenbedingter Schäden:
Zur Behebung der Ursachen sind fallspezifische Lösungen erforderlich, die in der Regel nicht zu einer Verbesserung der allgemeinen Ermüdungsfestigkeit orthotroper Fahrbahnplatten beitragen.
- Behandlung bauweisenunabhängiger Schäden:
Die Instandsetzung der Schäden ist möglichst in Kombination mit einer geeigneten Ertüchtigungsmaßnahme durchzuführen, so dass die orthotrope Fahrbahnplatte auch für zukünftige Verkehrsbeanspruchungen dauerhaft ist.
- Die Instandsetzungsmaßnahmen sind im Gesamtzusammenhang des Brückenbauwerks zu sehen:
Die Instandsetzung von Schäden ist in einem Gesamtzusammenhang mit anderen erforderlichen Unterhaltungsmaßnahmen an der Brücke zu sehen, so kann z. B. eine mögliche Schweißreparatur an der Brücke ein Auswahlkriterium für die Art der Belagserneuerung und die Wahl einer geeigneten Abdichtung sein.

8. Literatur

- [1] Untersuchung zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems, 1. Zwischenbericht FE 15.405/2004/CRB, Auftraggeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen Durchführung: Bundesanstalt für Strassenwesen, Bearbeitung: Ing.-Büro Prof. Sedlacek & Partner, Aachen 2005
- [2] Sedlacek, G.; Paschen, M.; Geßler, A.; Wagener, J.: Gutachten zur Verwendung des Sandwich-Plattensystems SPS für die Verstärkung der Stahlfahrbahnplatten des D-Brückengerätes, Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen in Zusammenarbeit mit dem Ing.-Büro Prof. Sedlacek & Partner, Aachen, März 2005
- [3] Boersma, P.D.; de Jong, F.B.P.: Techniques and solutions for rehabilitation of orthotropic steel bridge decks in the Netherlands, Ministry of Transport, Public Works and Water Management
- [4] Paschen, M.: Untersuchungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit orthotroper Fahrbahnplatten von Straßenbrücken (in Vorbereitung)
- [5] Vortragspräsentation der Fa. Krupp Stahlbau Hannover in Krefeld vom 3.08.2005
- [6] Sedlacek, G.; Feldmann, M.; Paschen, M.; Geßler, A.: SPS-Applications in bridge design, Safety- and economy- aspects, PU Magazine, Vol 2, No 4, Oktober 2005

Erfahrungen aus den Niederlanden

Dipl.-Ing. J. S. Leendertz,
Dipl.-Ing. F. B. P. de Jong,
Bouwdienst Rijkswaterstaat,
Niederlande

Aspekte zur Ermüdung von orthotropen Fahrbahnplatten in den Niederlanden

Dipl.-Ing. J. S. Leendertz,
Bouwdienst Rijkswaterstaat,
Niederlande

1. Allgemeines

Rijkswaterstaat wurde vor etwa 200 Jahren vom Bruder des französischen Kaisers Napoleon gegründet und ist in den Niederlanden der "Eigner" aller Autobahnen, Flüsse, Kanäle, Deiche und Wehre sofern sie von nationaler Bedeutung sind.

In der Vergangenheit hat Rijkswaterstaat die Bauwerksplanung selbst übernommen, jetzt erfolgt die Planung meist über sogenannte „Design and Build“ Kontrakte.

2. Lastübertragung

Die Lastübertragung von den Rädern auf die orthotrope Fahrbahnplatte erfolgt bei Brücken mit dickeren Belägen ($>50\text{mm}$) über die Asphalt-schicht oder bei Brücken mit dünneren Belägen ($<10\text{mm}$) über eine Epoxidharzschicht. Bei den dickeren Belägen entsteht eine Art von mittragender Wirkung zwischen Belag und Deckblech, abhängig von den vorhandenen Rissen.

Bild 1 zeigt die in EN 1991-2 (Lit. 1) vorgegebenen Radtypen auf einer orthotropen Platte mit dickem Belag.

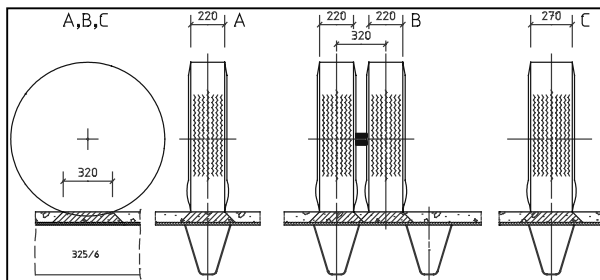


Bild 1: Räder auf orthotroper Platte mit Trapezsteifen

Die Belastungen aus den Rädern werden auf die Trapezsteifen übertragen und von denen auf die Querträger weitergeleitet.

Bei dünnen Belägen wird die Belastung effektiv von weniger, bei dicken Belägen von mehr Steifen getragen (etwa 3 – 6). In der Nähe von den Hauptträgern verhalten sich die Querträger als starre, zwischen den Hauptträgern als flexible Stützpunkte für das Deck. Dies beeinflusst die Lastübertragung zwischen Steifen und Querträger, was man an den Einflusslinien erkennt.

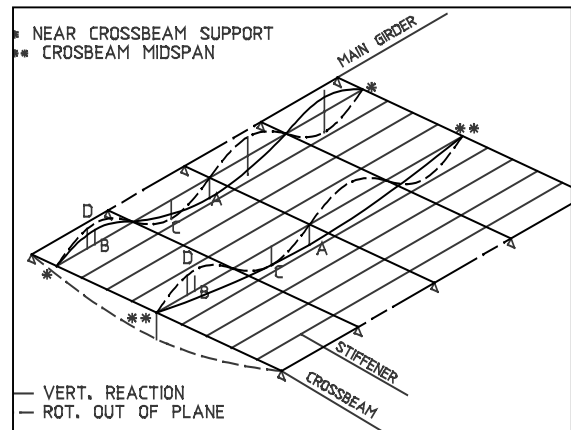


Bild 2: Einflusslinien von Auflagerkräften und Verdrehungen von den Steifen bei dem Mittelquerträger

3. Übersicht ermüdungsempfindliche Details

Bild 3 zeigt eine Übersicht der ermüdungsempfindlichen Details. Das heißt nicht, dass bei allen Details schon Schäden aufgetreten sind.

Auch in der Vergangenheit (Lit. 2) hat man sich schon um die Ermüdung gekümmert. Aber damals wurden Versuche mit 70 kN Radlasten über 2 Millionen Zyklen als ausreichend betrachtet (Lit. 5). Heutzutage gibt es in Europa Brücken die 800 Lastfahrzeuge am Tag pro Fahrtrichtung tragen; für verschiedene Details ergeben sich daraus bis zu 8 Millionen Lastwechsel pro Jahr, oder umgerechnet in Achslasten mit 140 kN (mit S-N Neigung $m=3$, ohne „Cut-off Limit“) sind das 1.4 Millionen Achslasten pro Jahr.

Als Schlussfolgerung kann festgestellt werden, dass die Bedingungen von vor 30 Jahren heutzutage häufig nicht mehr gültig sind.

Die am häufigsten festgestellten Risse werden in den folgende Kapiteln 4, 5, 6 und 7 behandelt.

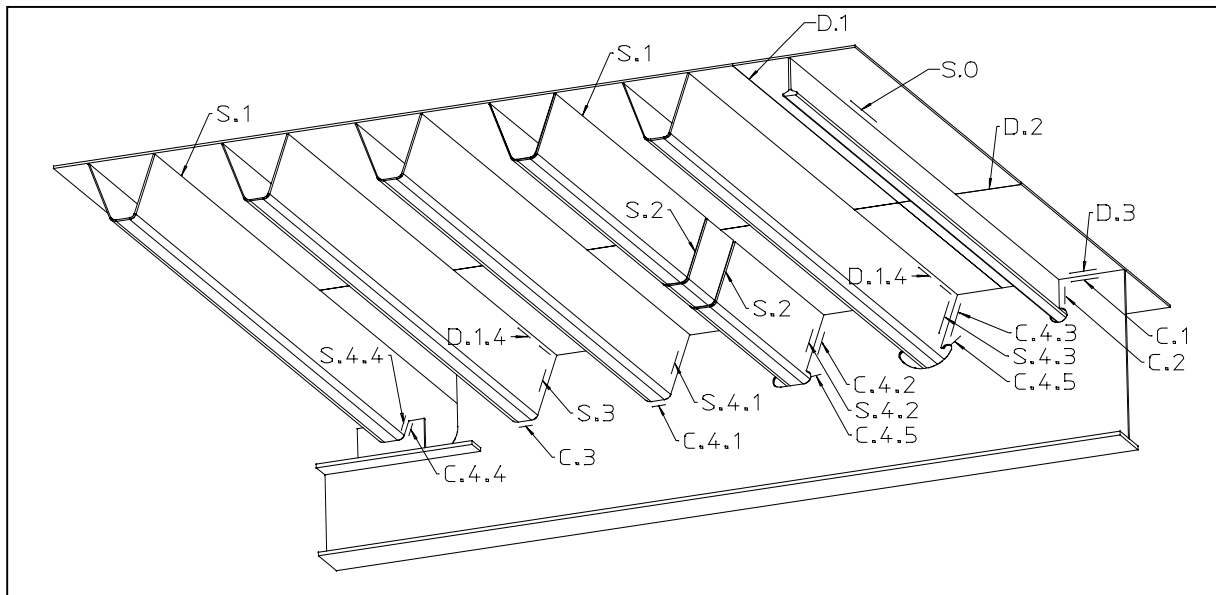


Bild 3: Übersicht der ermüdungsempfindlichen Details

Tab. 1: Übersicht von Schadenstypen (P=Praxis, T=Versuch)

	Observation	Location
Deck plate		
Longitudinal weld	No cracks	D.1
Transverse weld	No cracks	D.2
Deck plate to crossbeam	No cracks	D.3
Continuous closed stiffener to deck plate	Cracks, predominantly in bridges with a thin wearing course and in some heavily trafficked bridges with a thick wearing course (P),(T)	D.1.4
Open stiffener		
Stiffener to deck plate weld	No cracks	S.0
Closed stiffener		
Stiffener to deck plate weld	Numerous cracks in heavily trafficked bridges (P),(T) Cracks in various bridges (P),(T)	S.1
Stiffener splice	Cracks in various bridges (P),(T)	S.2
Closed stiffener fitted between crossbeams		S.3
Continuous stiffener at crossbeam connection:	Cracks in test specimens (T)	
1) Welded around	Cracks in test specimens (T)	S.4.1
2) With oval cope hole	Cracks in test specimens (T)	S.4.2
3) With Haibach cope hole	Cracks in test specimens (T)	S.4.3
4) On plate support	Cracks in test specimens (T)	S.4.4
Crossbeam		
Crossbeam web to deck plate weld	No cracks	C.1
Crossbeam to open stiffener	Cracks in crossbeam web near stiffener (P)	C.2
Crossbeam to closed stiffener between crossbeams	Cracks from stiffener and weld into crossbeam (P), (T)	C.3
Crossbeam to continuous closed stiffener:		
1) Welded around	Cracks in test specimens (T)	
2) With cope hole	Cracks in web near stiffener and at cope hole edge (P), (T)	C.4.1
		C.4.2
3) With Haibach cope hole	Cracks in test specimens (T)	
4) With plate support	No cracks	C.4.3
Cross beam web, free edge of cope hole	Cracks in real crossbeams (P) and test specimens (T)	C.4.4
		C.4.5

4. Deckblechriss

Allgemeine Aspekte bezüglich Deckblechriss und Instandsetzungsmaßnahmen sind in dem anschließenden Beitrag „Analysen und Lösungen für Instandsetzung Orthotroper Stahlbrücken in den Niederlanden (Deckblech-Riss-Problematik)“ von P.D. Boersma, N.B.P. de Jong und J.S. Leendertz enthalten und weitere Details zu den Analysen und Maßnahmen werden ausführlich im darauf folgenden Beitrag „Instandsetzung mit hochfestem, bewehrtem Stahlfaserbeton“ von N.B.P. de Jong erläutert.

5. Risse in den Verbindungen zwischen den Steifen

Analysen (Lit. 3) zeigten, dass die geschweißte Verbindung mit der Schweißbadsicherung eine sehr niedrige Ermüdungsfestigkeit hatte. In manchen Fällen wurde die Verbindung mit Zwang zu Stande gebracht; das führte zu einer Schweißnaht mit einer sehr kleinen Basis, die keinen Schrumpf erlaubte. Inzwischen existieren bessere Vorgaben für die Schweißnahtvorbereitung und es wird ein genügend hoher Ermüdungswiderstand erreicht. Bild 4 zeigt dieses Detail.

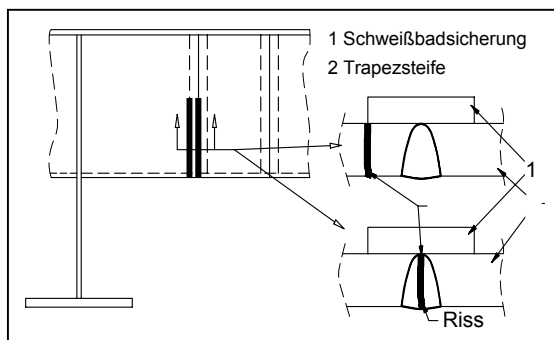


Bild 4: Verbindung zwischen den Trapezsteifen

6. Verbindungen von durchgehenden nicht geschlossenen Steifen mit Querträgern

Bei zwei Brücken wurden Risse gefunden (Bild 5). Eine Analyse zeigte, dass nicht die direkte Lastübertragung, aber die Kombination von Querträger-Biegung und Verdrehung von der Steife unter Fahrzeugbelastung die Hauptursache war. Die Aussparung wurde etwas erhöht und seitdem wurden keine Schäden mehr festgestellt.

7. Steifen zwischen den Querträgern

Die Verbindungen von Trapezsteifen zwischen den Querträgern (Bild 6) haben eine sehr niedrige Ermüdungsfestigkeit, obwohl voll geschweißte Verbindungen besser sind als Ecknähte.

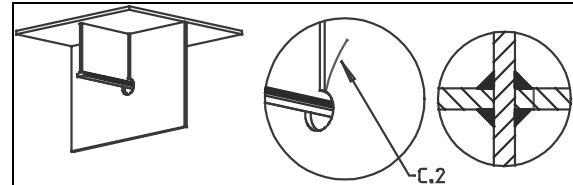


Bild 5: Verbindung einer offenen Steife mit dem Querträger

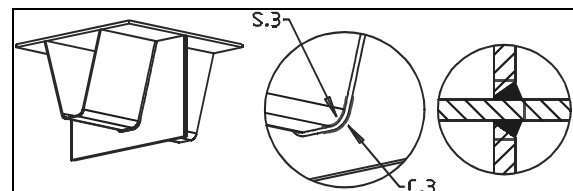


Bild 6: Trapezsteifen zwischen den Querträgern

8. Andere Verbindungen

Bei den anderen Verbindungen wurden bis jetzt nur in Ausnahmefällen Risse festgestellt. Ausführlicher werden die Details auch in Lit. 4, 7 – 10 abgehandelt.

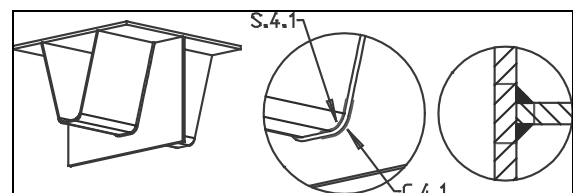


Bild 7: Durchgehende Trapezsteife rundum geschweißt

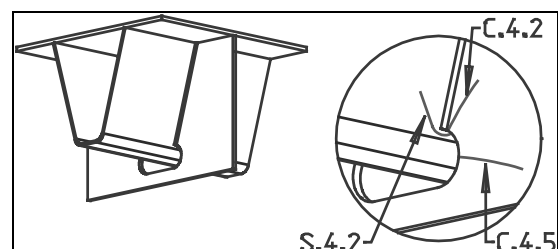


Bild 8: Durchgehende Trapezsteife mit ovaler Aussparung

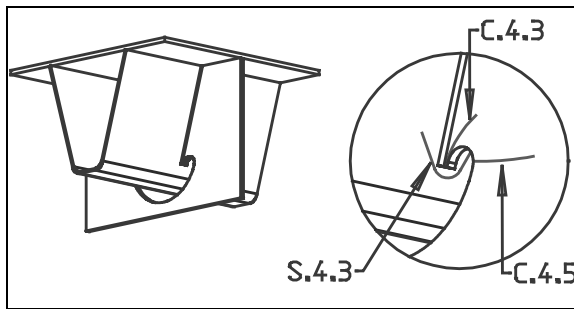


Bild 9: Durchgehende Trapezsteife mit Haibach Aussparung

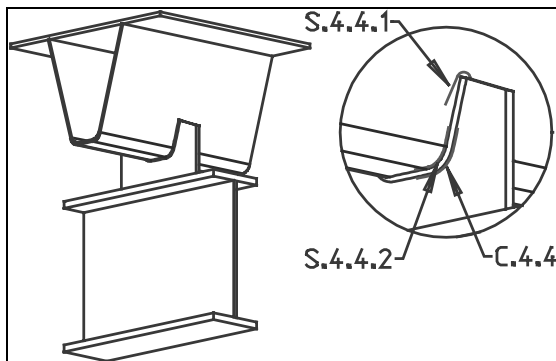


Bild 10: Durchgehende Trapezsteife über Stütze (Schwebende Decke)

9. Schlussfolgerungen

Als Schlussfolgerungen können folgende Punkte festgehalten werden:

Die Ermüdung wurde schon früh als Risiko betrachtet.

Die am meisten gefährdeten Stellen liegen in der Nähe der Straßenoberfläche.

Die früheren Randbedingungen für Versuche sind bisweilen überholt.

Herstellung und Bauweise sollten bereits beim Entwurf berücksichtigt werden.

10. Literatur

Eine Auswahl von Literatur (ausgenommen Deckblechprobleme):

1. prEN 1991-2 Eurocode 1 :2002 – Actions on structures – Part 2 : Traffic loads on bridges
2. Fisher, J.W. (1977), *Bridge Fatigue Guide*, Design and Details, American Institute of Steel Construction Inc., New York, United States of America
3. Kolstein, M.H., Back, J.de, (1989), *Measurement and Interpretation of Dynamic*

Loads on Bridges, Phase 3, Fatigue Strength of Orthotropic Steel Decks, Part 2, Trough to Cross Beam connections, Research sponsored by the European Community of Steel and Coal, Delft University of technology, faculty of civil Engineering, The Netherlands

4. Bruls, A., Caramelli, S., Cuninghame, J.R., Jacob, B., Kolstein, M.H., Lehrke, H.P. Pautremat, E. Le, (1997), *Measurement and Interpretation of Dynamic Loads on Bridges, Phase 4, Fatigue Strength of Orthotropic Steel Decks*, Part 2, Trough to Cross Beam connections, Research sponsored by the European Community of Steel and Coal, Delft University of technology, faculty of civil Engineering, The Netherlands
5. Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies (1976)“Onderzoek naar het gevaar voor het ontstaan van vermoeiingsscheuren in de langslas tussen het dek en de verstijvingsrib in een orthotrope plaatbrug” Rapport B-76-39
6. Drost, T., (1965), Vermoeiingsscheuren aan verbindingen tussen langsliggers en dwarsdragers bij orthotrope plaatvloeren, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, The Netherlands, Scriptie 6-65-8
7. Falke, J. (1983), *Zum Tragverhalten und zur Berechnung von Querträgern orthotroper Platten*, Dissertation, technische Universität Carolo_Wilhelmina, Braunschweig, Germany
8. Haibach, E., Plasil,I., (1983), *Untersuchungen zur Betriebsfestigkeit von Stahlleichtfahrbahnen mit Trapezhohlsteifen in Eisenbrückenbau*, Der Stahlbau, Wilhelm Ernst und Sohn.
9. Leendertz, J.S., Kolstein, M.H., Wardenier, J., (1995), *The Behaviour of Trough Stiffener to Cross beam Connections in Orthotropic Steel Bridge Decks*, Heron Volume 40, Delft University, The Netherlands
- 10.Ypeij, E. (1972), *New Developments in Dutch Steel Bridge Building*, IABSE Congress, Amsterdam, The Netherlands

Analysen und Lösungen für Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten in den Niederlanden (Deckblech-Riss-Problematik)

Dipl.-Ing. P. D. Boersma,
Dipl.-Ing. F. B. P. de Jong,
Dipl.-Ing. J. S. Leendertz,
Bouwdienst Rijkswaterstaat,
Niederlande

1. Einführung

Im Jahr 1996 wurden am beweglichen Teil von der Brienoordbrücke in der Autobahn A16 bei Rotterdam Risse im Deckblech festgestellt. Bild 1 zeigt einen Riss und Fig. 2 zeigt die Brücke beim Öffnen für die Schifffahrt.

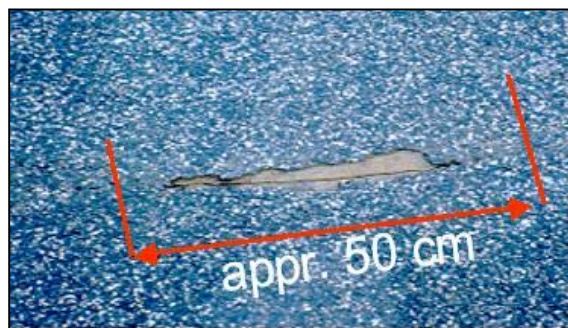


Bild 1: Riss



Bild 2: Beweglicher Teil der Brienoordbrücke

Die folgenden Aktivitäten wurden ausgeführt:

- 1) Analyse der Verkehrsbelastung (Fahrzeugtypen, Lasten, Anzahl)
- 2) Inspektionsergebnisse vom Belag bei anderen Brücken

Schließlich wurde das PSR-Projekt gestartet:

Problematiek – Stalen – Rijdekken

Problematik – Stählerne – Fahrbahnplatte

2. PSR Ziele

Da sich in der niederländischen Infrastruktur etwa 80 feste und bewegliche Brücken von nationaler Bedeutung befinden, wurden die folgenden Ziele gesetzt:

- 1) Analyse, welche Phänomene die Risse verursachen und wie diese in den Griff zu kriegen sind.
- 2) Koordination von verschiedenen Parallelinitiativen.
- 3) Entwicklung von praktikablen, aber nicht zu teuren Lösungen.
- 4) Primär wird das Deckblech betrachtet.

Die folgenden Einflüsse mussten berücksichtigt werden:

- Die Verkehrsbelastungen sind größer geworden und die Anzahl von Fahrzeugen hat in den letzten 20 Jahren zugenommen.
- Die Ermüdungsbelastungen wurden früher wohl berücksichtigt aber nicht genügend im Hinblick auf den heutigen Verkehr.
- Hohe lokale Spannungen treten insbesondere im Deckblech auf.

3. Aufteilung des Projekts

Die folgenden Aspekte werden untersucht:

- 1) Inspektion
 - TOFD (Time of Flight Diffraction)
 - Crack Pec: Inspektion durch 5 cm Belag
 - US unter der Fahrbahnplatte
 - Andere Inspektionsmethoden
 - Probabilistische Analysen als Unterstützung von Inspektion und Unterhaltung
- 2) Ermüdungsanalysen
- 3) Instandsetzungsmaßnahmen
- 4) Lebensdauer verlängernde Maßnahmen
 - Calandbrücke als Pilotprojekt (Andere Projekte folgen)
- 5) Entwurfsregeln
- 6) Neue konstruktive Konzepte

Tab. 1: Beispiele:

Brücke, Belagsstärke (cm)	Jahr	Ermüdungsberechnung	Erste gefundene Risse
Ketel Bridge, beweglich (1 cm)	1968	2002	1998
Scharsterrijn, beweglich (1 cm)	1972	2004	2002
Van Brienoord, beweglich (1 cm)	1990	1996	1997
Caland Bridge, beweglich (1 cm)	1969	1991	1998
Caland Bridge, fest (5 cm)	1969	2003	2002
Bridge Hagestein, fest (5 – 6 cm)	1980	2006	2002
Galecopper Bridge, fest (5 – 6 cm)	1971	1996	2002
Juliana Bridge, beweglich (1 cm)	1966	1997	2001
Bridge Ewijk, fest (5 – 6 cm)	1972	2001	Noch nicht
Muider Bridge, fest (5 – 6 cm)	1971	2006	Noch nicht

Instandsetzung mit hochfestem, bewehrtem Stahlfaserbeton

Dipl.-Ing. F. B. P. de Jong,
Bouwdienst Rijkswaterstaat,
Niederlande

Auch in den Niederlanden sind die orthotropen Fahrbahnplatten von dem Ermüdungsphänomen betroffen; verschiedene Details weisen Risse auf.

Sehr bekannt sind zum Beispiel die Ermüdungsrisse, die im beweglichen Teil der Brienoordbrücke bei Rotterdam im Sommer 1997 gefunden wurden. Von den verschiedenen ermüdungsgefährdeten Details sind zwei Arten von Rissen besonders hervorzuheben: Die Deckblechrisse und die Risse in der Längsnaht zwischen Deckblech und Trogsteife.

Um diese Ermüdungsprobleme zu lösen, ist eine neue Art von Instandsetzungsphilosophie entwickelt worden. Folgende Bereiche werden unterschieden:

- Ermüdungs- bzw. Dauerfestigkeitsberechnungen,
- Instandsetzungsmethoden für die ganze Fahrbahntafel und
- Inspektionstechniken.

Es wurden Instandsetzungsmethoden für bewegliche und feste Stahlbrücken entwickelt.

Eine sehr effektive Lösung für feste Stahlbrücken besteht darin, den in den Niederlanden üblicherweise 50 mm dicken Gussasphalt

durch eine 50 mm dicke Schicht aus hochfestem, bewehrtem Stahlfaserbeton zu ersetzen.

Diese Instandsetzungsmethode wurde auf einem Teil der Calandbrücke im Hafengebiet von Rotterdam im Jahr 2003 ausgeführt. An dem Bauwerk wurden Spannungsmessungen sowohl vor als auch nach dem Ersetzen des Asphalts durch den Stahlfaserbeton durchgeführt. Die lokalen Biegespannungen im Deckblech haben sich infolge der Instandsetzungsmaßnahme um etwa 70% bis 80% verringert. Mit dieser starken Verringerung konnten die Ermüdungsprobleme bewältigt werden.

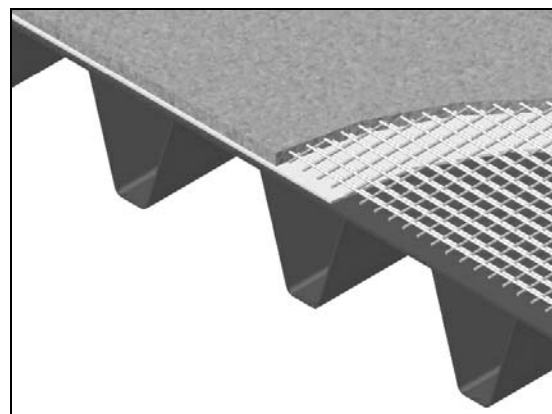


Bild 1: Prinzipskizze

Reparatur durch Stegaufpflasterung

Prof. Dr.-Ing. Ö. Bucak,
Stahl- und Leichtmetallbau,
FH München

1. Stand der Wissenschaft und Technik, Literatur

Die erste grundlegende Arbeit über orthotrope Platten entstand Mitte der 50er Jahre von Pelikan und Esslinger [1] gefolgt von Untersuchungen der LBF an 4,0 mm lagen Probekörpern mit dicken Stegblechen (20 mm) für das Eisenbahnbundesamt [2] mit modifizierter Ausnehmung und von Gauger + Oxford [3] für torsionssteife Längsträger. Ende der 80er Jahre liefen die ersten europäischen Forschungsprogramme mit unterschiedlichen Hohlsteifenformen, deren Ergebnisse in [4] zusammenfassend veröffentlicht wurden.

Nach den ersten Rissen an den Staustufentoren Iffezheim wurden in Karlsruhe im Rahmen des SFB 210 [7] die ersten Großbauteilversuche durchgeführt.



Bild 1: 9,0 m langer QTR- Probekörper der Karlsruher Untersuchungen

Ähnliche Untersuchungen zur Erforschung der aufgetretenen Risse liefen hauptsächlich in Japan [16], den USA [6] und in Holland [11]. Miki [10] gibt einen zusammenfassenden Bericht über die Schäden an japanischen Brücken und durchgeführte Reparaturmaßnahmen.

Aus [11] geht hervor, dass die Brienoord Brücke in Rotterdam nach 7 Jahren Betrieb total erneuert werden musste. Alle Risse waren im Bereich der hochbelasteten Fahrspuren aufgetreten, ähnlich wie bei der Autobahnbrücke Karlsruhe [13] und diejenigen der Autobahndirektion Nord [12]. Die Brücken der Autobahndirektion Nord werden seit mehreren Jahren immer durch „Ausfugen und Schweißen“ repariert.

Als Ergebnis der holländischen Untersuchungen sollte eine Brücke an dieser Stelle in Rotterdam nach der durchgeführten Verkehrszählung und unter Verwendung der EC 3 S-N-Linien und der Miner Regel bei einer Bemessungslinie von 67 MPa und $\gamma_F = 1,1$ folgende Lebensdauer erreichen:

- 2,4 Jahre bei einer Fahrbahnblechdicke von 18 mm
- 18 Jahre bei einer Fahrbahnblechdicke von 24 mm
- 80 Jahre bei einer Fahrbahnblechdicke von 28 mm.

Diese utopischen Blechdicken können nicht Grundlage der zukünftigen Brückenbauwerke darstellen. Da die ersten Risse an den holländischen Brücken vom Längsträgerschweißstoß ins Fahrbahnblech einwachsen (ähnlich wie an der Karlsruher Autobahnbrücke), führen die amerikanischen Kollegen

derzeit in einem großangelegten Forschungsprogramm [9] (gleichzeitige Prüfung von 4 großen Fahrbahntafeln, siehe **Bild 2**) Untersuchungen mit geschweißten bzw. unterschiedlich geschraubten Längssteifenstößen an der Lehigh University (ATLASS-Laboratory) durch.

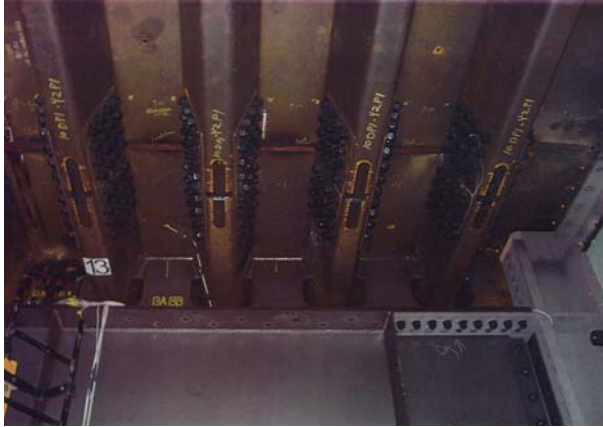
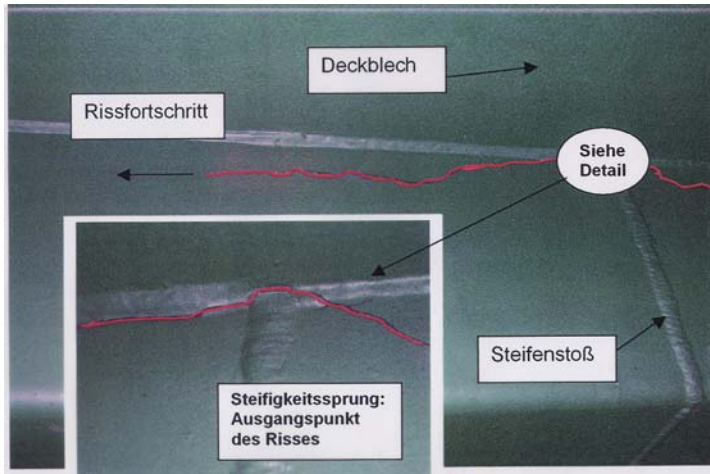


Bild 2: Probekörper mit geschraubten Längsträgerstößen- Versuch an der Lehigh University, USA

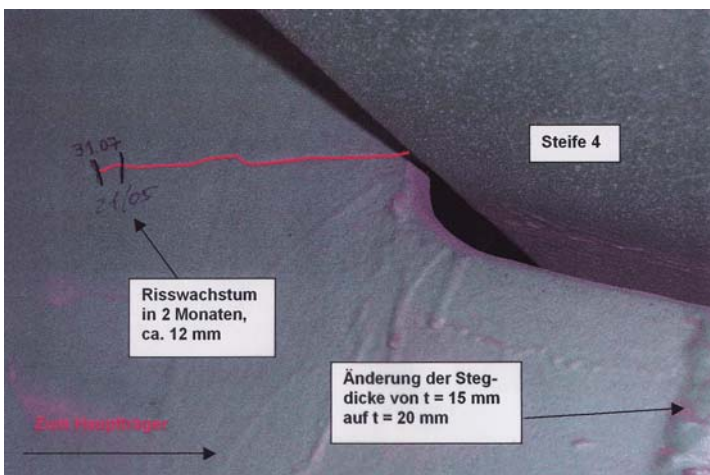
2. Schäden an der Autobahnbrücke Karlsruhe

Die Schäden an der Autobahnbrücke auf der A5 bei Karlsruhe aus dem Jahre 1982 können in drei Gruppen eingeteilt werden.



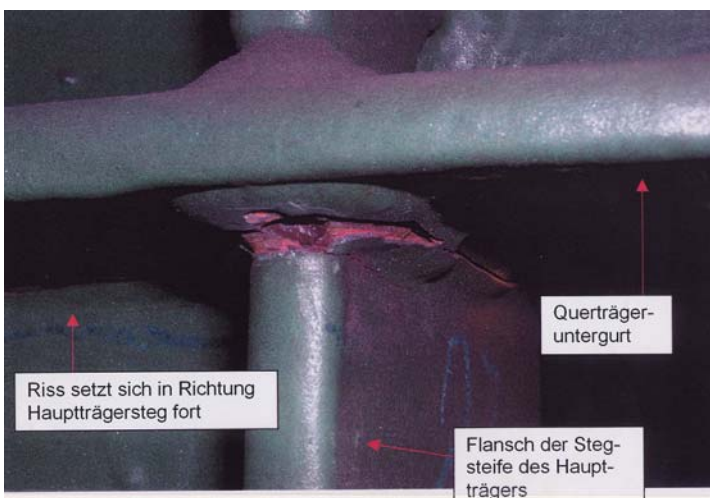
Gruppe 1:

Risse, die von den LTR-Stoßstellen ins Deckblech wandern



Gruppe 2:

Risse am QTR-Steg, entweder von der Schweißkerbe oder von der Brennschnittkante ausgehend

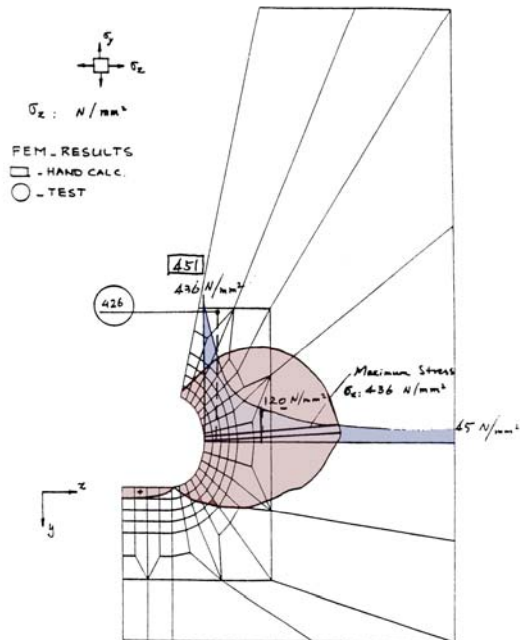


Gruppe 3:

Risse an ausgesteiften Rahmenecken

Bild 3: Risse an der Karlsruher Autobahnbrücke

Ausnehmungform der bestehenden Brücke



Modifizierte Ausnehmung
(erster Vorschlag)

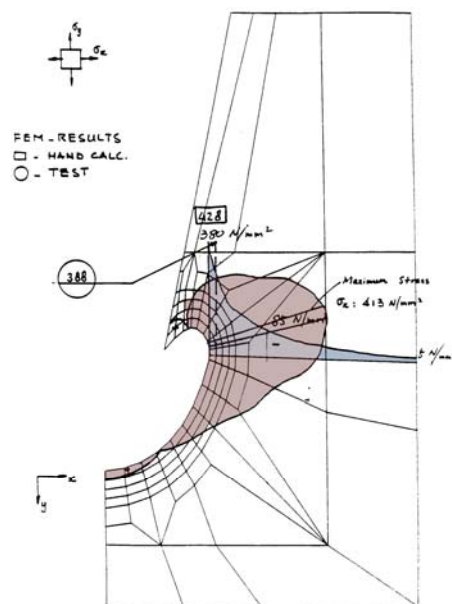


Bild 4: Spannungen an Querträger- Ausnehmungen



Bild 5: Autobahnbrücke Karlsruhe, DMS Applikation

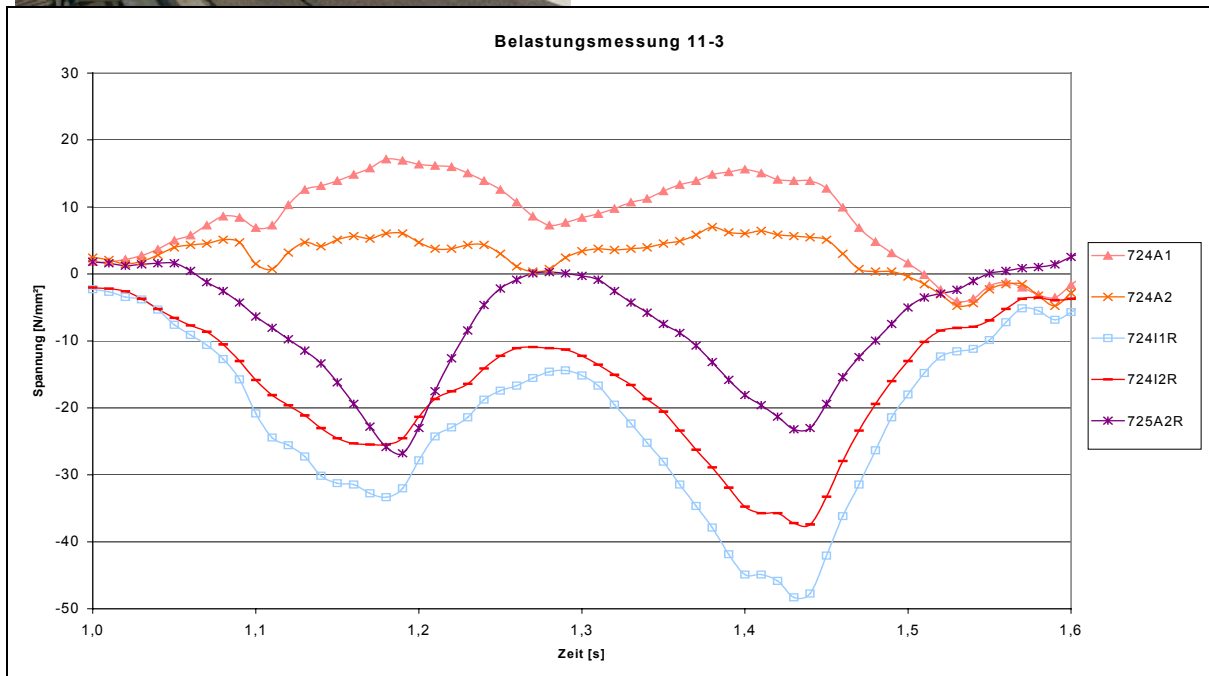
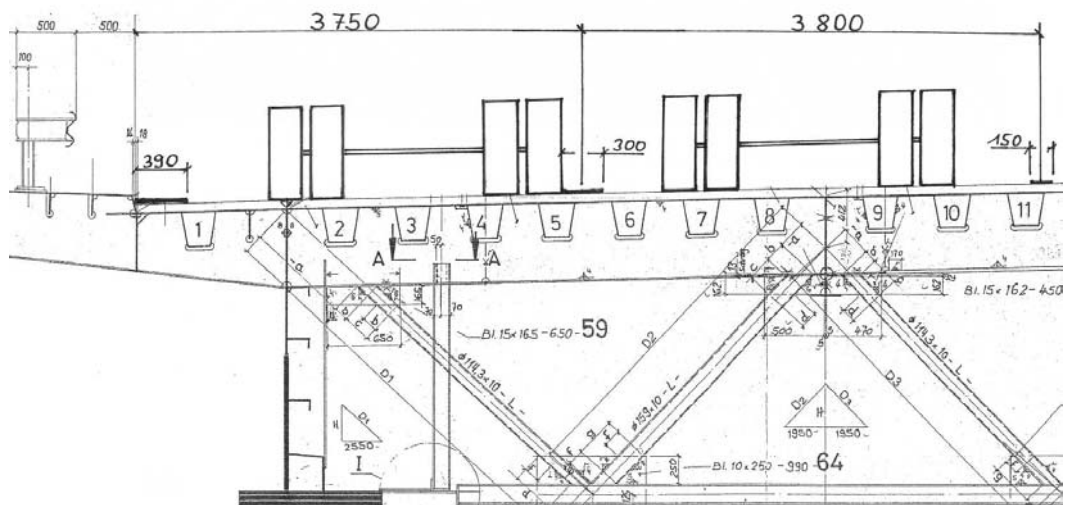


Bild 6: Autobahnbrücke Karlsruhe; Querschnitt, Achslasten (theoretisch); Situation im Betrieb; Ergebnisse der Spannungsmessungen

3. Reparaturvorschlag zur Sanierung der Risse am Querträger ausgehend von der Ausnehmung

Die Ausarbeitung eines Reparaturvorschlages zur **Sanierung und Ertüchtigung** von Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahn für die Schadensart „Risse am Querträger ausgehend von der Ausnehmung“ (siehe Bild 7) soll durch Optimierung der Ausbildung der Ausnehmung und der **Aufpflasterung** des kritischen Stegbereichs erreicht werden. Die nachfolgenden Angaben wurden durch FE-Berechnungen untermauert. Durch Bauteilversuche sollen die Durchführbarkeit der Sanierungsmaßnahme und die anschließend zu erwartende Lebensdauer ermöglicht werden.

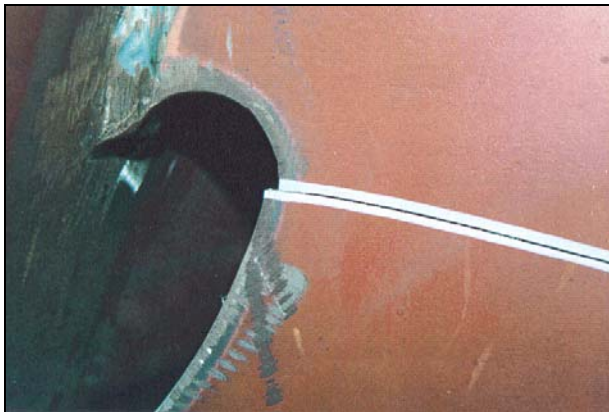


Bild 7: Risse am Querträger ausgehend von der Ausnehmung

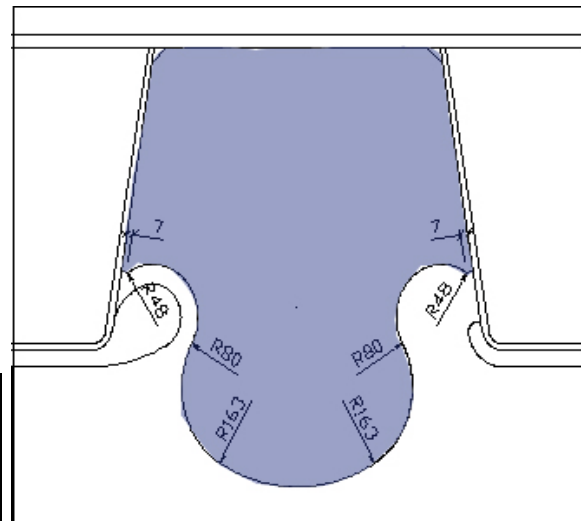


Bild 8: Reparatur mittels Aufpflasterung des Stegblechs

Die Instandsetzung einer Brücke ist deutlich kostengünstiger als ein Neubau. Die bisherige Reparaturform (Ausfugen und Zuschweißen) möchten wir als „ad-hoc Maßnahme“ definieren. Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden 3 Vorversuche durchgeführt, die eine Lebensdauer nach dem Schweißen von etwa 30 % bis 50 % der ursprünglichen Lebensdauer ergab. Dieser Wert soll genauer verifiziert werden. Nach den bisherigen Arbeiten aus München stellt sich **als wirtschaftlich optimale Lösung die Aufpflasterung des Stegblechs** nach dem Ausfugen und Zuschweißen des Risses dar. Diese Aussage soll durch genauere numerische Untersuchungen verifiziert und durch versuchstechnische Untersuchungen untermauert werden. Wissenschaftliche Kenntnisse werden ohne Zweifel auftreten, werden allerdings auch ebenso dazu führen, dass neue Erkenntnisse beim Sanieren und Ertüchtigen von Brücken erfahren werden.

4. Methodik des Vorgehens, alternative Lösungen

Folgende Reparaturschritte wurden vorgesehen.

4.1 Anbringen eines Risstoppers, Ausfugen und Zuschweißen des Risses.

Bild 9 zeigt einen durch Zuschweißen sanierten Riss als ad-hoc Maßnahmen. Das Zuschweißen des Risses ist aber auch beim Sanieren mittels Blechaufpflasterung erforderlich, da sonst der ursprüngliche Riss sofort über der Schweißnaht des Pflasterbleches in das neue Verstärkungsblech übertragen wird (siehe Bild 10 und 11)



Bild 9. Durch Schweißen sanierter Riss, Autobahnbrücke Karlsruhe

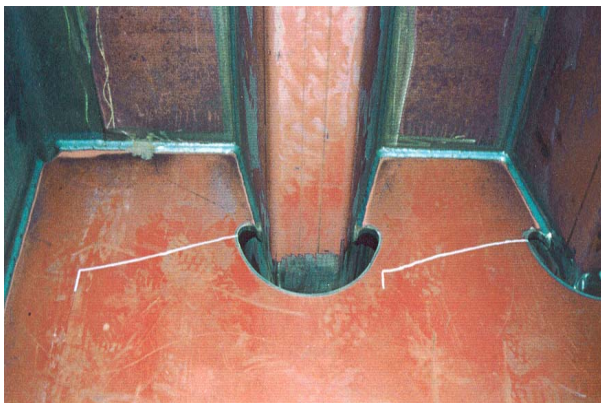


Bild 10: Risse an der QTR-Ausnehmung (Rissende mit einem Querstrich gekennzeichnet)



Bild 11: Riss wurde übertragen durch die Schweißnaht auf das Verstärkungsblech (vorhandene Risse werden vor dem Aufpflastern nicht zugeschweißt)

4.2 Schweißnahtausbildung

Zur Klärung des Problems, welche Schweißnahtausbildung im vorliegenden Fall den günstigsten Kerbfall darstellt wurden in München ebenfalls einige Vorversuche durchgeführt (siehe Bild 12). Das Verstärkungsblech wurde mit einem um die Öffnung gebogenen Vierkantmaterial simuliert. Daraus wurde ersichtlich, dass im vorliegenden Detail Kehlnahtschweißungen besser sind als HV-Nähte. Durch verschiedene Probekörperformen und weitere versuchstechnische Untersuchungen soll diese Aussage noch verifiziert werden.



Bild 12: Versuchskörper mit aufgetretenem Riss (Risse traten immer an der Seite mit K- Naht- Schweißung auf)

4.3 Auswirkung der Geometrieänderung

Durch die Änderung der Ausrundungsgeometrie ändert sich der Spannungsverlauf und die Höhe der Spannung am Rand der Ausnehmung (siehe Bilder 13 und 14).

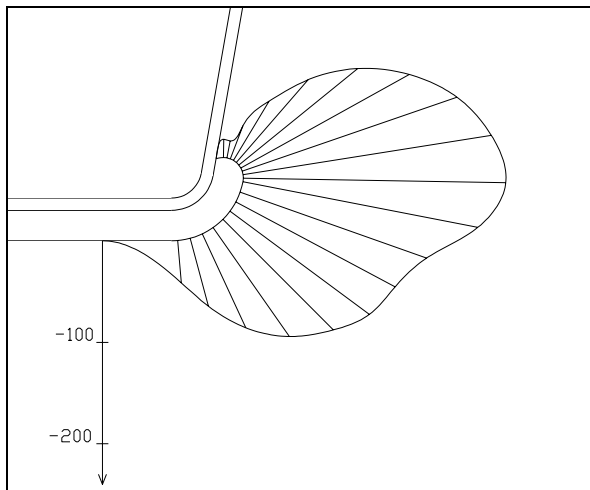


Bild 13: Spannungsverlauf am Rand der vorhandenen Ausnehmung

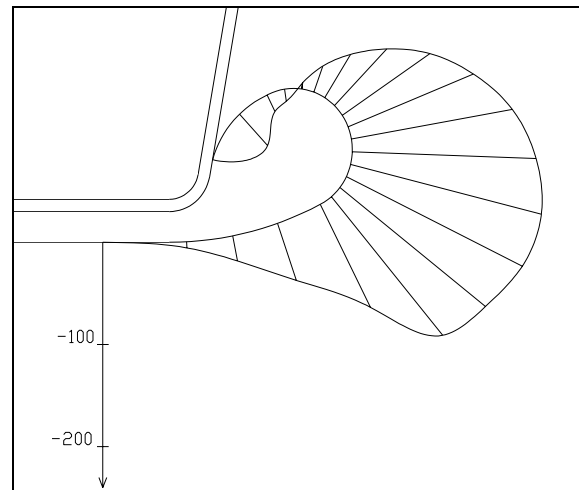


Bild 14: Spannungsverlauf am Rand der neuen Ausnehmung mit \varnothing 60 mm

Durch die Vergrößerung der Ausnehmung (bisherige Brücken haben zu geringe Ausnehmungen) verlagert sich die Spannungskonzentration; die Schweißnaht am Anschluss zur Trapezsteife liegt somit in einem Bereich geringer Spannungen (d. h. keine Rissinitiierung aufgrund der Schweißnaht). Diese aus konstruktiven Gründen durchgeführte Modifizierung beeinflusst aber auch das Tragverhalten des Stegzahns. Folgende Effekte überlagern sich:

- 1) Für die vertikale Kräfteinleitung steht ein reduzierter Querschnitt zur Verfügung (\Rightarrow Spannungserhöhung im Restquerschnitt).
- 2) Die Querschnittsreduzierung führt dazu, dass der Stegzahn weicher wird; dadurch entzieht der Stegzahn teilweise die **globale Lastabtragung**. Es wird eine geringere horizontale Schubkraft im Anschluss zum Deckblech eingeleitet. Die geringere Stegzahnsteifigkeit verursacht eine

Lastumlagerung, da die steiferen Nachbarzähne die Differenzschubkraft aufnehmen müssen. Diese bedeutet eine Zusatzbeanspruchung für die Nachbarzähne \Rightarrow Spannungsreduzierung im betrachteten Restquerschnitt.

- 3) Der dritte Effekt aus einer Vergrößerung der Stegausehmung ist, dass der Kraftlinienverlauf durch den größeren Ausrundungsradius eine geringere Krümmung erfährt \Rightarrow die Spannungskonzentration nimmt dadurch ab.

Bild 15 zeigt eine modifizierte Ausnehmungsgeometrie.

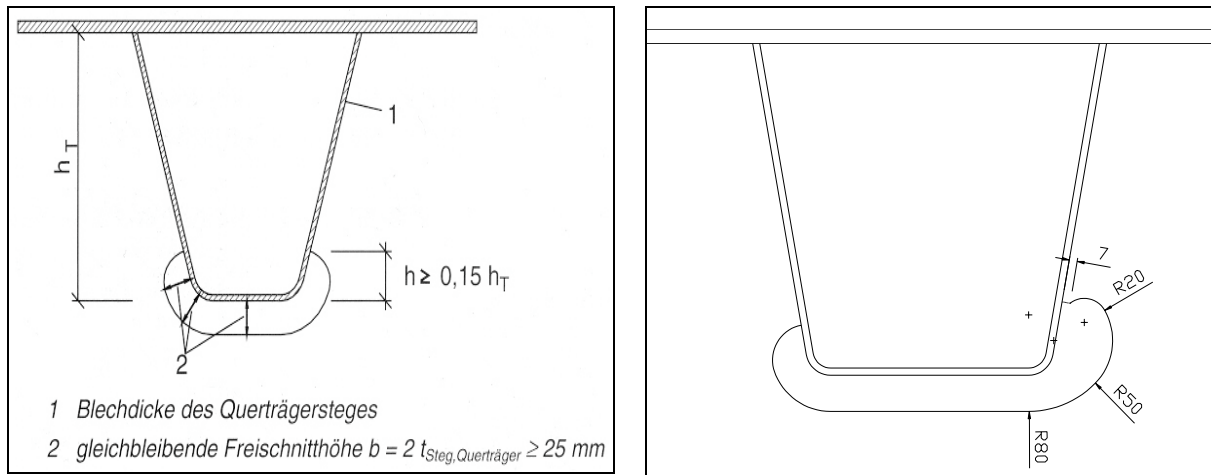


Bild 15: Optimierte Stegausehmungsgeometrie für Straßenbrücken
links: Abmessung und Geometrie der Ausnehmung gemäß FB 103
rechts: optimale Stegausehmungsgeometrie nach den bisherigen Studien der FH München

4.4. Optimierung des Stegpflasters

Die Geometrie des Stegpflasters soll so gewählt werden, dass

- 1) eine möglichst große Reduzierung der Spannungsspitzen erreicht wird
- 2) das Stegpflaster mit möglichst geringem Aufwand angebracht werden kann (gute Zugänglichkeit für Schweißarbeiten bei den räumlich beengten Baustellenbedingungen gewährleisten)
- 3) sich die Schweißnähte nicht nachteilig auf die Betriebsfestigkeit auswirken.

Hierzu sind zunächst umfangreiche FE-Berechnungen erforderlich. Bild 16 zeigt eine der bis jetzt gedachten, mit FE-Berechnungen abgesicherten Stegpflasterformen.

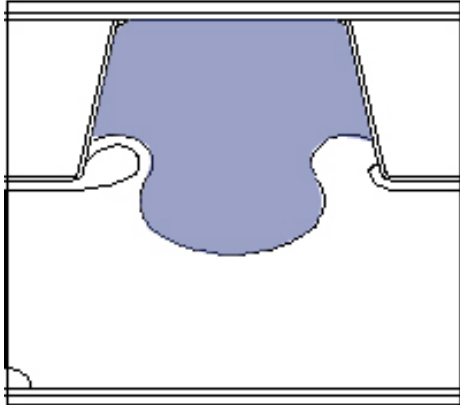


Bild 16: Vorschlag zum Stegpflaster
links: neuer Vorschlag zur Ausbildung des Stegpflasters
rechts: alte Ausnehmung zum Vergleich

5. Weitere Bemerkungen

- a) Es ist wichtig zu wissen, dass die Spannungsverteilung am Stegzahn nicht denen der Normen (z. B. DS 804) entspricht. Bild 17 zeigt die gemessenen Spannungen an der Autobahnbrücke Karlsruhe. Diese Ergebnisse wurden auch an den Modellversuchen in Karlsruhe im Jahre 1995 ermittelt.

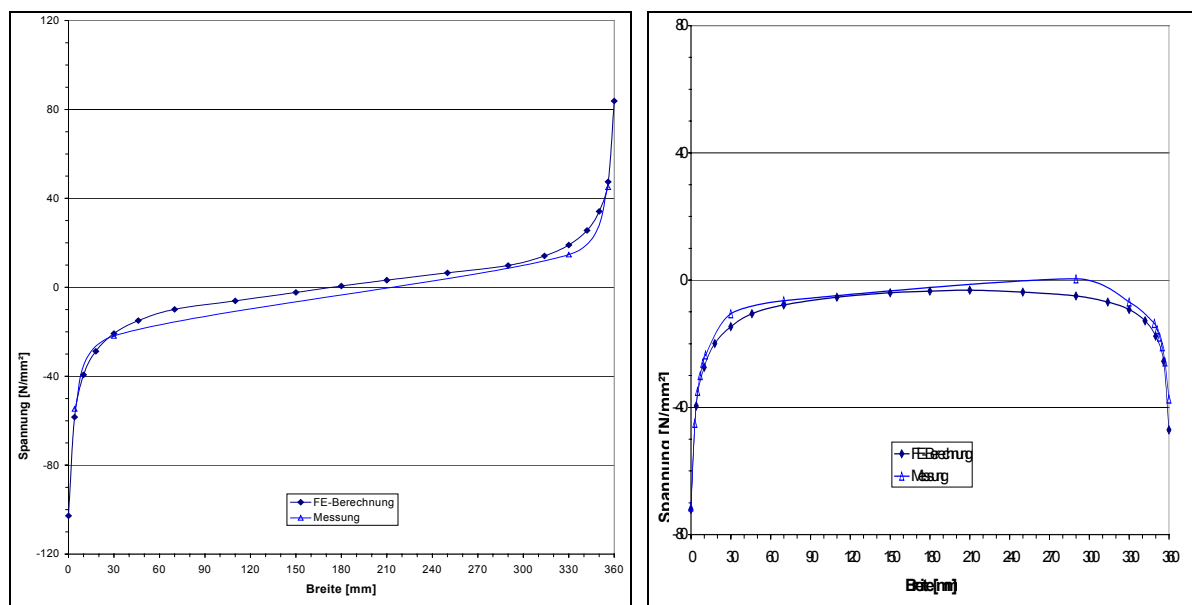


Bild 17: Spannungsverteilung am Stegzahn

Deshalb ist eine Modifizierung der Berechnungsmethode erforderlich.

-
- b) Die ersten Risse treten mit 100 %iger Wahrscheinlichkeit immer an der Abbiegespur (sowohl in Karlsruhe als auch an der bereits abgerissenen Brücke zum Rotterdamer Hafen) auf. Dann treten vereinzelt Risse an der sog. LKW-Spur auf. Deshalb können die Reparatur- und Ertüchtigungsmaßnahmen erst einmal an den kritischen Stellen des jeweiligen Bauwerks ausgeführt werden.
 - c) Eine Bitumschicht erweicht bei hohen Temperaturen und bei Sonnenstrahlung, so dass die schweren Achsen eine Spur einfahren (an der Autobahnbrücke Karlsruhe waren die Bitumschichten bei der Abbiegespur ca. 2,5 cm dick, anstatt 7,5 cm im Normalfall). Gegen diesen Effekt, der eine zusätzliche Steigerung der Spannungsspitze verursacht, kann man Abhilfe schaffen, wenn die Brücken (falls die Tragreserven so groß sind) mit einer Leichtbetonschicht überzogen werden.
 - d) Eine Verstärkung des Deckblechs mit aufgeklebten Zusatzblechtafeln wird derzeit bei der BAST untersucht. Für schubbeanspruchte Stellen einer alten stark verrosteten Brücke wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau eine Sanierung mittels aufgeklebten Stegblechen durchgeführt, die aber nach kurzer Zeit (m. E. nach 5 Jahren) komplett abgebaut wurde.

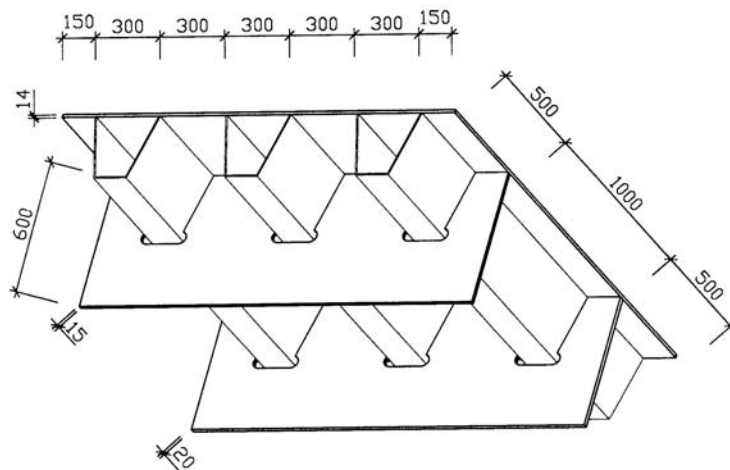
Im Rahmen des vorliegenden Papiers wird die Modifizierung des Loches um den LTR gezeigt und durch Stegaufpflasterung eine weitere Ertüchtigung dieser Schwachstelle dargestellt.

Für Risse Nr. 3 wie an der Karlsruher Brücke gefunden (siehe Bild 3), haben die japanischen Kollegen (Miki, 2003) im Rahmen eines Vortrages als Sanierungsmaßnahme die Anbringung einer weiteren Schweißlage um die Spitze der Längssteife mit einer austenitischen Elektrode genannt. Es soll ein Lebensdauerverlängerungsfaktor von 4 bis 6 erbringen. Eine mündliche Diskussion mit dem Kollegen Yamada (Mai 2004) zeigte, dass der Faktor 2 als realistischer Wert anzusetzen ist.

In dem neuen FB 103 [N3] wurde auf Betriebsfestigkeitsnachweise verzichtet, wenn bestimmte geometrische Parameter und Eckdaten eingehalten werden. Nach unserer Meinung soll dieses Kapitel überarbeitet werden und zwar insofern, dass

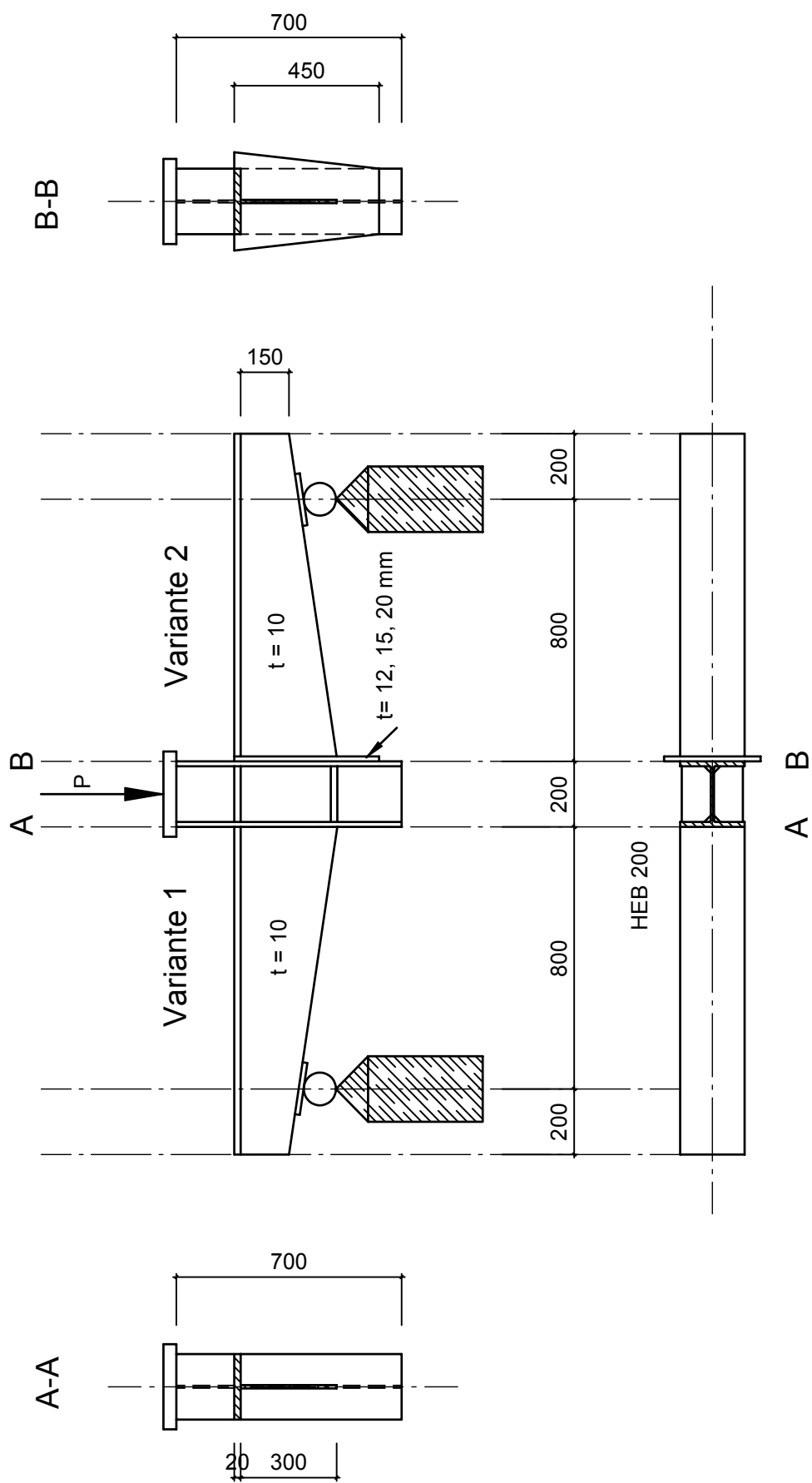
- 1) bei stark befahrenen und mit hohen Achslasten beaufschlagten Spuren die Deckbleche statt 16 auf 20 mm erhöht werden sollen,
- 2) Querträgerstege ebenfalls im Bereich der stark belasteten Fahrsteifen dicker ausgeführt werden sollen,
- 3) Modifikationen an den Ausnehmungen und den Schweißungen $QT_R - LT_R$ vorgenommen werden sollen.

Erst nach Abschluss einiger versuchstechnisch untermauerten Untersuchungen kann ein endgültiger Vorschlag gemacht werden.

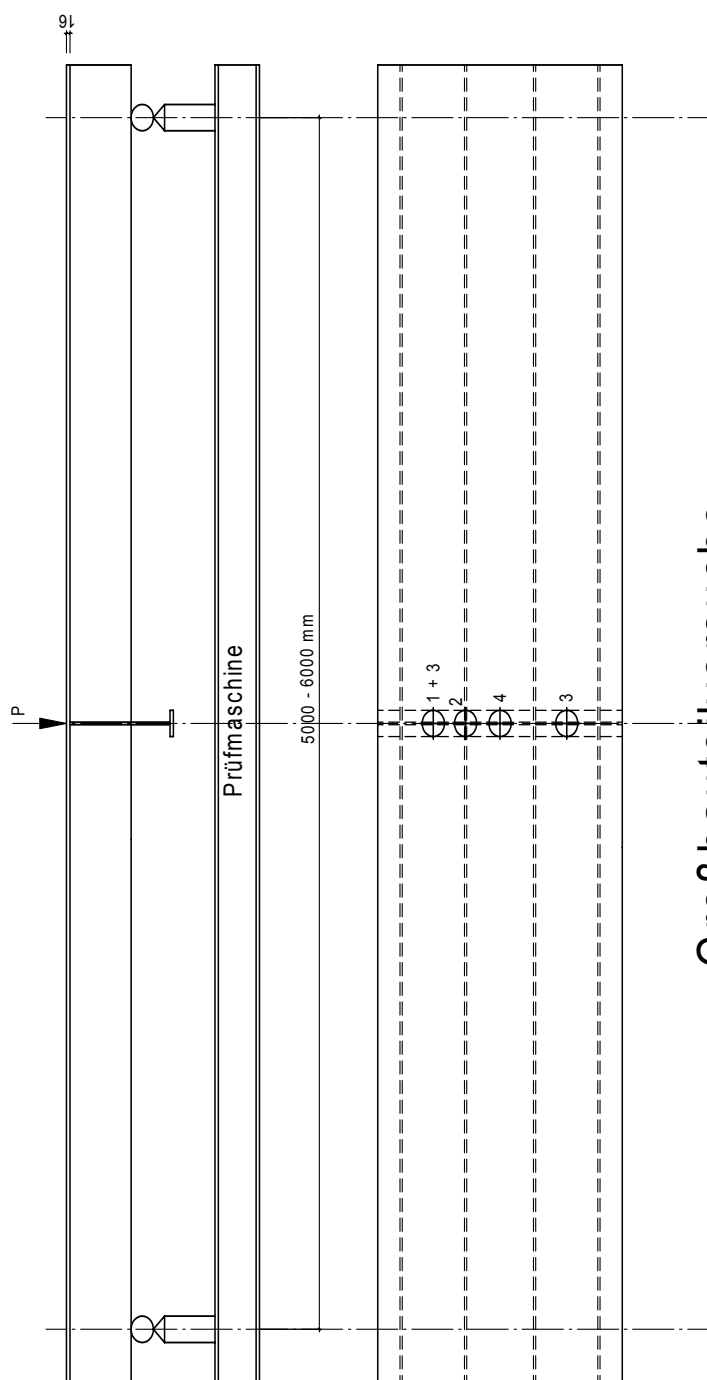
Modellversuch zur Erprobung des vorgeschlagenen Sanierungskonzepts**Technische Daten**

- 1) Querträger ohne Flansche, 3 Längssteifen
- 2) Ausnehmung der Brücken der 60er / 70er Jahre
- 3) Vorderer QTr mit $t = 15$ mm
Hinterer QTr mit $t = 20$ mm
- 4) Trapezsteifenabmessungen und Dicken nach Vorrat
- 5) Deckblech $t = 14$ mm

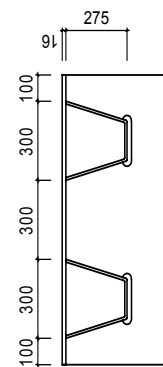
Probekörper (1 Stück) zur Erprobung der Sanierung durch Aufbohren, Herausschneiden und Schleifen sowie das Schweißen des Stegpflasters



Probekörper zur Untersuchung der Schadensgruppe "Risse an Rahmenecken", ausgehend von endender Kehlnaht des Aussteifungsbleches



Großbauteilversuche



Veruch Nr.	Stegdickte	Belastungsart
1 und 2	12 mm	1
3 und 4	12 mm	2
5 und 6	12 mm	3
7 und 8	12 mm	4
9 und 10	20 mm	Kritische aus Versuchen 1-8

Probekörper zur Untersuchung der Sanierung von Rissen am Querträgersteg ausgehend von der Ausnehmung

Literatur

- [1] Pelikan, W. Eßlinger, M.: Die Stahlfahrbahnen. Berechnungen und Konstruktion MAN-Forschungsheft Nr. 7, 1957
- [2] Fraunhofer-Institut für Betriebsfestigkeit, Darmstadt (LBF), Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V.: Betriebsfestigkeitsnachweise von Stahlfahrbahnen mit Trapezhohlsteifen in Eisenbahnbrücken. Forschungsbericht, Projekt Nr. 76, Düsseldorf, 1982
- [3] Gauger, H.-U, Oxfort, J.: Erweiterung der Berechnung von Stahlfahrbahnen mit torsionssteifen Längsträgern für die Brückenklasse 60/30. Der Stahlbau, Heft 12, 1983
- [4] Kolstein, M. H. Leendertz, J.S.: Fatigue Design of European Orthotropic Steel Bridge Decks. Delft University of Technology, Stevin Laboratory, Steel and Timber Structures, 1993
- [5] Caramelli, S. Croce, P., Froli, M., Sanpaolesi, L.; Resistenza a fatica dei ponti in acciaio. Misure ed interpretazioni dei carichi dinamici sui ponti. Istituto di scienza delle costruzioni, University of Pisa, 1993
- [6] Fisher, John. W., Dexter, Robert, J.: Weld improvement and repair of fatigue life extension. OMAE 1993 – Volume III – B – Materials Engineering
- [7] Mang, F., Bucak, Ö. Karcher, D.: Untersuchungen an Querträgern einer orthotropen Platte. Berichte des SFB 210, Karlsruhe 1994
- [8] Bucak, Ö.: Fatigue tests on full-scale specimens – orthotropic plates – repair of fatigue cracks. Lehigh University 14./15. August 2002
- [9] Connor and Yen: Orthotropic bridge decks, Workshop “Repair of Fatigue Cracks in Bridges”, Lehigh University, 14./15. August 2002
- [10] Miki Ch. Ito, Y., Sasaki, E.: Fatigue and repair cases in steel bridges. Tokyo Institute of Technology. Workshop “Repair of Fatigue Cracks in Bridges”, Lehigh University, 14./15. August 2002
- [11] Dijkstra, D. O. : Fatigue in orthotropic steel decks in traffic bridges, 12 Seiten
- [12] Schiefer, Dr. Willberg: Erhaltung von Stahl- und Stahlverbundbrücken im Bereich der Autobahndirektion Nordbayern. Seminar + Workshop „Schweißen und Schrauben“ an der FH München, April 2003
- [13] Bucak, Ö. Maier, D. H., Steiner, J.: Reparatur und Ertüchtigung von Straßenbrücken mit orthotroper Fahrbahn, Seminar + Workshop „Schweißen und Schrauben“ an der FH München, April 2003
- [14] N.N.: Verstärkung des Deckbleches orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Dauerfestigkeitsuntersuchungen (03.225), Optimierung der Klebtechnologie (03.226) und Computersimulation (03.227). Forschungsprogramm der BAST (läuft)
- [15] Heft B33 der Berichte der BAST. Bewehrung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten

- [16] *Neyer, M.: Ausarbeitung eines Sanierungskonzepts für Straßenbrücken mit orthotroper Fahrbahn. Dipl. Arbeit an der FH München Juli 2003 (unveröffentlicht).*

Normen

- [N1] *ENV 1993 – Teil 2-1: Eurocode 3 Teil 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Beuth Verlag, Berlin 2003*
- [N2] *DS 804. Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke. Bundesbahnenzentralamt München, 1983 und 2001*
- [N3] *Fachbericht 103 – Stählerne Brückenbauwerke, 1. Ausgabe, Mai 2004*

Instandsetzung durch Aufkleben von Stahlblechen

Dipl.-Ing. Heinz Friedrich,
Bundesanstalt für Straßenwesen

1. Einleitung

Die nach wie vor rasant fortschreitende Entwicklung im Transport- und Fahrzeugwesen führt bei Straßenbefestigungen und Bauwerken zu immer größeren Beanspruchungen. Nicht nur das Verkehrsaufkommen und der Schwerverkehrsanteil haben sich in den letzten Jahrzehnten dramatisch erhöht, auch die nach StVO zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten sind deutlich gestiegen. Der aktuelle Schritt in der langen Reihe zunehmender Belastungen vollzieht sich derzeit mit dem Wechsel von Zwillingsbereifung zu einer Bereifung auch der Antriebsachsen mit Wide-Base-Super-Single-Reifen. Durch die verringerte Radaufstandsfläche entsteht bei gleichbleibender Achslast eine Erhöhung der Flächenpressung unter dem Reifen um 37% (siehe Bild 1). Auch in Zukunft ist mit weiteren Steigerungen des Verkehrsaufkommens zu rechnen. Im Rahmen der Fortschreibung des Bundesverkehrswegeplanes wird bis 2015 ein Zuwachs im Güterverkehr von über 60% erwartet (bezogen auf das Jahr 1997).

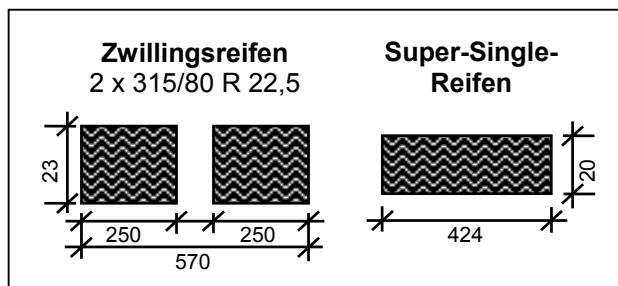


Bild 1: Radaufstandsflächen im Vergleich [mm]

Ein Großteil der heute stehenden Stahlbrücken wurde in den 60er Jahren errichtet, als man die rasante Entwicklung der ermüdungsrelevanten Belastungen in Form von Schwerlastverkehr noch nicht vorhergesehen hat. Während in den neuen Normen für die Bemessung von Stahlbrücken [1] mittlerweile Qualitätsanforderungen für die ermüdungsgerechte Ausbildung von Detailpunkten enthalten sind, wurde seinerzeit bei der Bemessung von Stahlbrücken noch kein Nachweis der Ermüdungssicherheit verlangt. Dies hat in vielen Fällen zu Konstruktionsdetails mit einer sehr geringen Ermüdungsfestigkeit geführt. Seit 15 bis 20 Jahren ist bei orthotropen Fahrbahnplatten eine stetige Zunahme von Schäden in Form von Schweißnaht- und Blechrissen zu verzeichnen, die immer wieder Anlass zu aufwändigen Instandsetzungsmaßnahmen geben (siehe Bild 2).

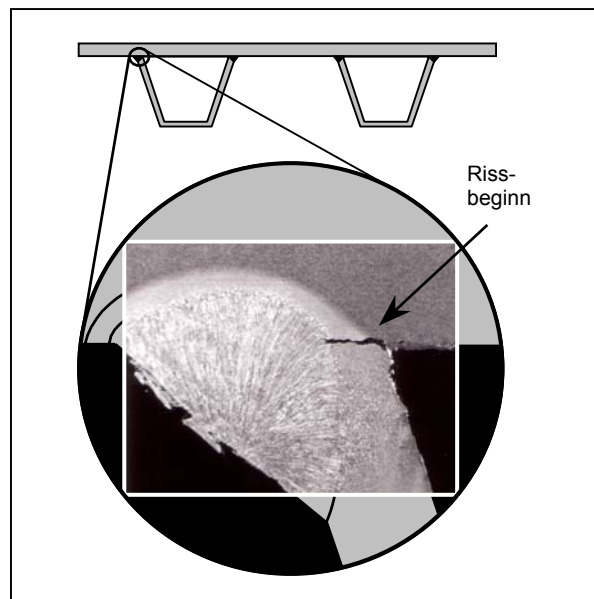


Bild 2: Schliffbild der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längssteife

Da aber auch bei starken Schädigungen die Instandsetzung einer Stahlbrücke deutlich kostengünstiger ausfällt als ein Neubau, gilt es, den Bestand der vorhandenen Bauwerke nachhaltig zu sichern. In der Vergangenheit durchgeführte Instandsetzungen, die sich meist nur auf das Ausfugen und Nachschweißen der schadhaften Stellen beschränkt haben, erwiesen sich im Nachhinein oft als kostspielige Maßnahmen, die in etlichen Fällen nicht zu dem erhofften Erfolg führten. Um auch bei weiter ansteigenden Ermüdungsbeanspruchungen eine hinreichende Gesamtlebensdauer ohne erhöhten Erhaltungsaufwand sicherzustellen, werden wirksame Konzepte und neue Lösungen für die Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten notwendig.

Die komplexen und komplizierten Zusammenhänge zwischen Belastung, Tragverhalten und Ermüdungsfestigkeit sowie eine Vielfalt von Ansatzmöglichkeiten für die Entwicklung neuer Instandsetzungsmaßnahmen machen entsprechend umfangreiche Untersuchungen erforderlich. Mit der Bündelung unterschiedlicher Aktivitäten leistet die BAST einen wesentlichen Beitrag auf wissenschaftlicher Ebene. Neben der fachtechnischen Betreuung von externen Forschungsprojekten und Pilotanwendungen sei hier insbesondere die BAST-interne Forschungsarbeit erwähnt, die hier näher vorgestellt wird.

Im Rahmen des BAST-Forschungsvorhabens „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ soll eine neue Lösung für Instandsetzungsmaßnahmen von Stahlbrücken entwickelt werden. Das Ziel dieser Instandsetzungsvariante ist es, eine Verringerung der Durchbiegungen zu erreichen, was gleichzeitig eine Reduzierung der Spann-

gen bewirkt. Somit lässt sich vermeiden, dass die Spannungen an den neuralgischen Stellen wie z. B. den Schweißnähten eine ermüdungsrelevante Größenordnung überschreiten. Die geplante Wirkung kann jedoch nur erzielt werden, wenn es gelingt, eine vollflächige, kraftschlüssige und dauerhafte Verbindung zwischen dem vorhandenen Deckblech und den als Verstärkung konzipierten Stahlblechen herzustellen. Während sich klassische Verbindungsverfahren wie Nieten, Schrauben oder Schweißen hierfür nur wenig eignen, lässt sich mit dem Fügeverfahren „Kleben“ eine gleichmäßige Spannungs- bzw. Kraftverteilung über die gesamte Klebfläche erreichen.

Eine maßgebliche Grundlage für die Durchführung des Forschungsvorhabens ist die Annahme einer konkreten Vorgehensweise bei der späteren Anwendung in der Praxis. Es wird davon ausgegangen, dass die Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten zweckmäßigerweise im Zuge der Arbeiten einer planmäßigen Belagsenerneuerung erfolgt. Dabei ist eine manuelle Applikation des Klebstoffs per Zahnpachtel vorgesehen, und die Bleche sollen stückweise im „Parkett-Prinzip“ aufgeklebt werden.

Trotz der sehr speziellen Thematik sind die erforderlichen Untersuchungen so umfangreich, dass die folgenden vier aufeinander bezogenen Projekte initiiert wurden, um eine angemessene Abwicklung zu gewährleisten:

- AP 03 227/B2: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen - Computer-Simulation
- AP 03 226/B2: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen - Optimierung der Klebtechnologie
- AP 03 225/B2: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben

von Stahlblechen - Dauerfestigkeitsuntersuchungen

- AP 06 ???/B2: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen - Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails

Während die Projekte „Computer-Simulation“ und „Optimierung der Klebtechnologie“ bereits erfolgreich abgeschlossen wurden steht die entscheidende Phase des derzeit laufenden Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ kurz bevor. Das Projekt „Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails“ bildet den Abschluss des Forschungsvorhabens und soll im Laufe des Jahres 2006 beginnen.

2. Computer Simulation

Im Rahmen des Projekts „Computer-Simulation“ wurde der Einfluss von Veränderungen der Dicke des Deckbleches am Beispiel der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp numerisch untersucht. Dabei wurden die Auswirkungen auf die örtlichen Durchbiegungen und auf das Spannungsniveau mit Hilfe von FE-Berechnungen ermittelt. Ziel dieses Projektes war rechnerisch nachzuweisen, dass sich Spannungen und Durchbiegungen bei einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm und auf 24 mm deutlich reduzieren.

Als Grundlage für die Modellierung wurde die orthotrope Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp herangezogen. Die Brücke wurde in den Jahren 1966 bis 1970 als Mittelträger-Schrägseilbrücke mit einer Stromöffnung von 350 m erbaut. Der Hauptträger besteht aus einem zweizelligen Hohlkasten (Breite 12,00 m, Höhe 3,70 m). Die Fahrbahntafel ist als orthotrope Platte mit Längsrippen in Y-Form (Sektkelchprofile) und 12-mm-Deckblech ausgebildet (siehe Bild 3).

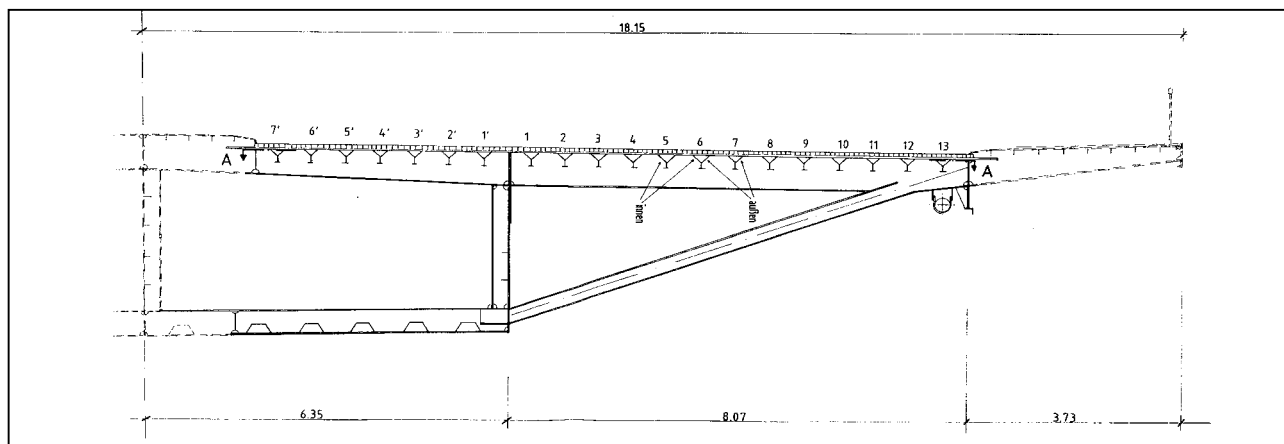


Bild 3: Querschnitt der Brücke Duisburg-Neuenkamp

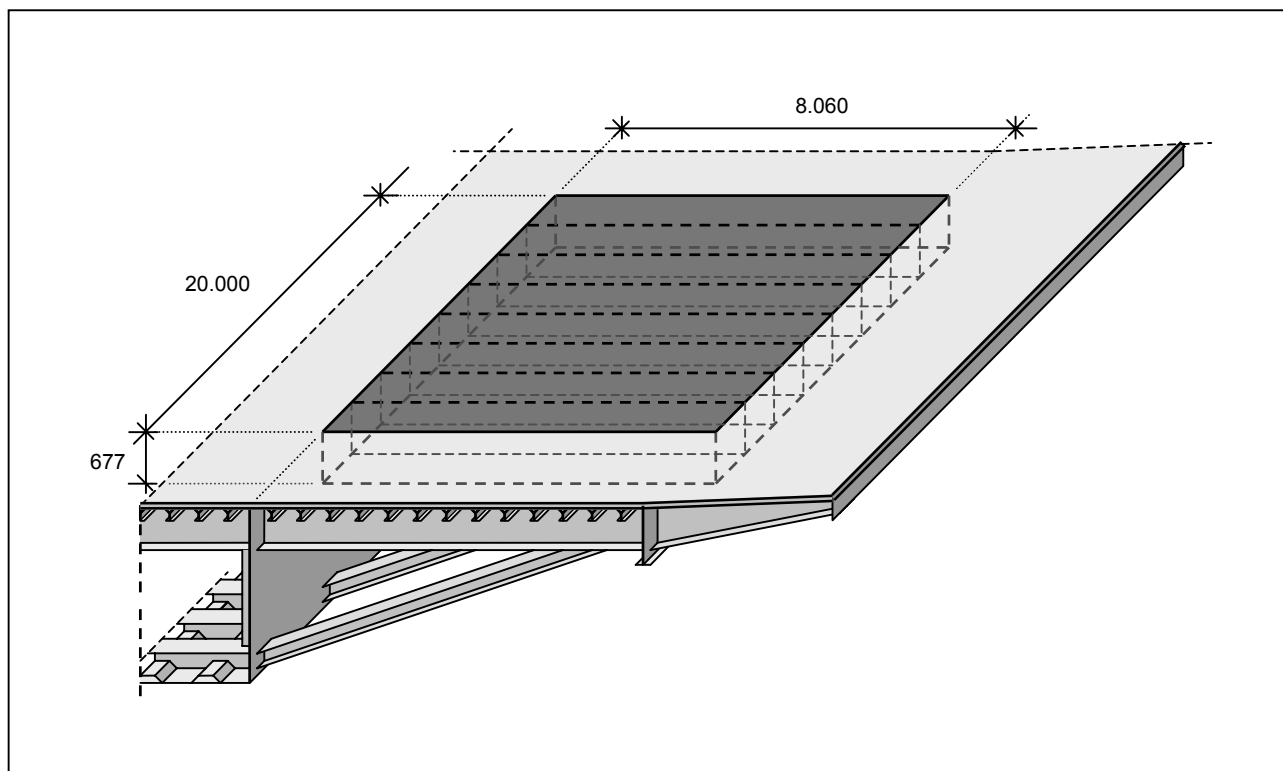


Bild 4: FEM-Modell der orthotropen Fahrbahnplatte
Duisburg Neuenkamp

Das Modell der orthotropen Platte besteht aus 84.000 Elementen des Typs „shell63“ des FE-Programms ANSYS und hat die Abmessungen (siehe Bild 4):

Querrichtung: Abbildung der orthotropen Platte zwischen zwei Längsträgern:
8.060 mm,

Längsrichtung: acht Querträgerabstände mit je 2.500 mm: 20.000 mm,

mittlere Höhe: 677 mm.

Die rechnerische Belastung erfolgte mit dem Fahrzeug entsprechend dem Ermüdungslastmodell 3 des DIN-Fachberichts 101 [2]. Dieses Modell besteht aus vier Achsen mit je zwei identischen Rädern. Die Achslasten betragen je 120 kN; die Aufstandsfläche jedes Rades ist ein Quadrat mit 0,40 m Seitenlänge (siehe Bild 5).

Es wurden 4 Lastfälle untersucht, die sich durch die jeweilige Position des Fahrzeugs unterscheiden. Bei jedem Lastfall wurden für die unterschiedlichen Deckblechdicken von 12 mm, 18 mm und 24 mm die örtlichen Durchbiegungen des Deckblechs, die Spannungen im Deckblech und die Spannung in der Schweißnaht zwischen Längsrippe und Deckblech bestimmt.

Die Ergebnisse sind in Diagrammen (Bilder 6-8) dargestellt und zeigen, dass sich die örtlichen Durchbiegungen, die Vergleichsspannungen in

der Fahrbahnplatte und die Vergleichsspannungen in der Schweißnaht des Kelchblechs bei einer Zunahme der Dicke des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm (bzw. auf 24 mm) erwartungsgemäß deutlich vermindern.

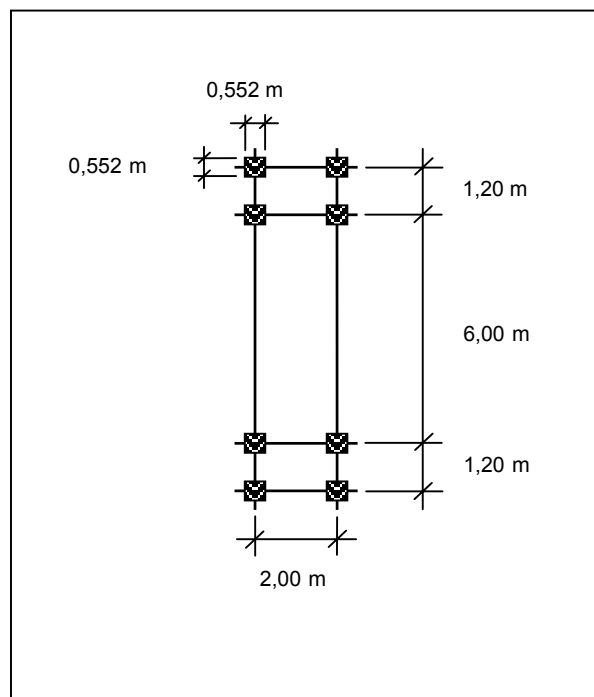


Bild 5: Ermüdungslastmodell 3

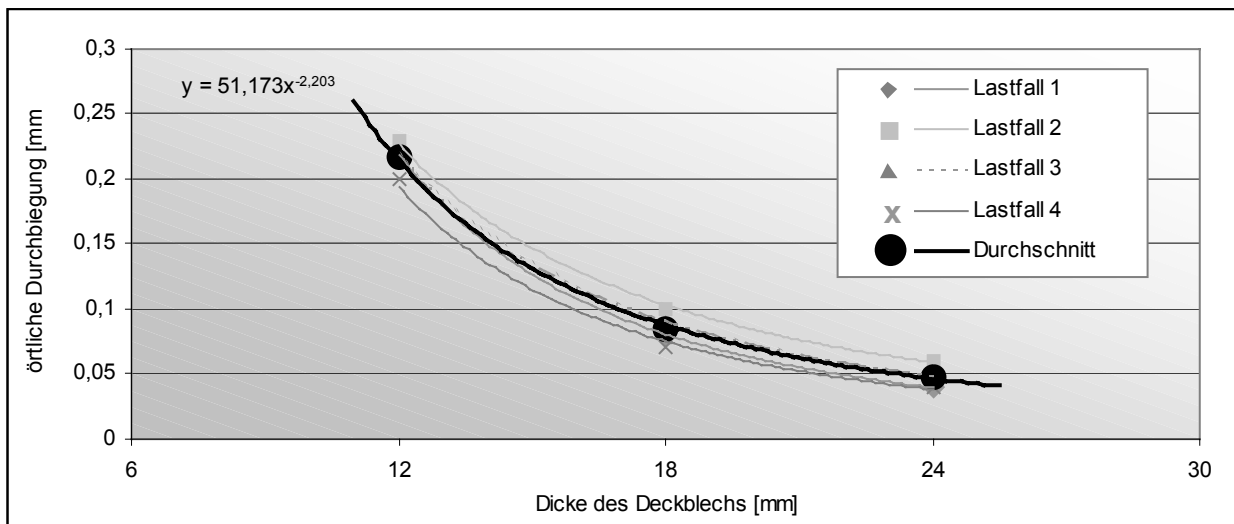


Bild 6: Vergleich der örtlichen Durchbiegungen

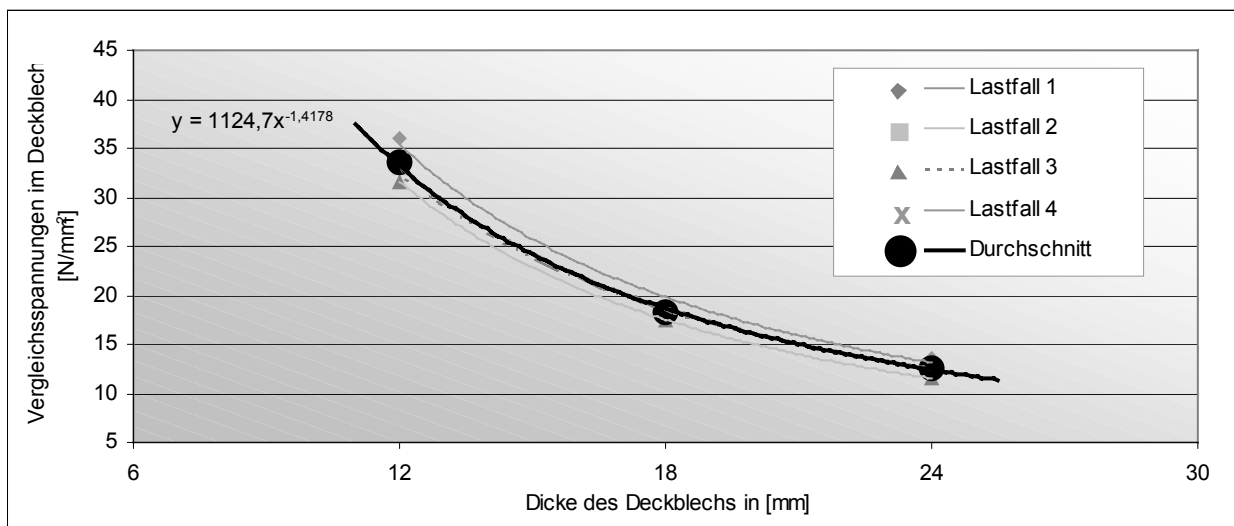


Bild 7: Vergleich der Vergleichsspannungen im Deckblech

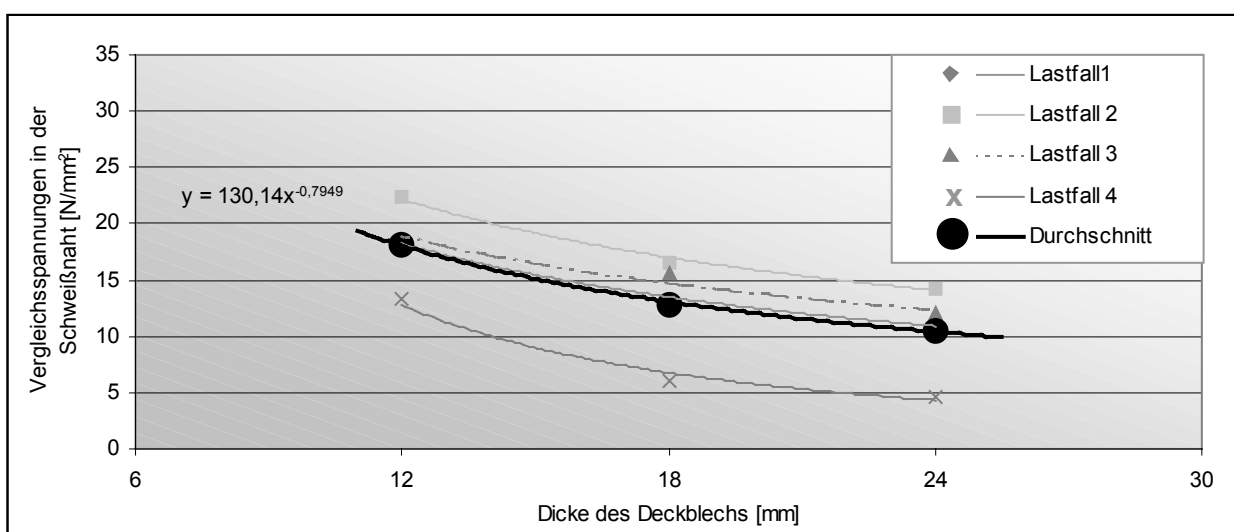


Bild 8: Vergleich der Vergleichsspannungen in der Schweißnaht

Damit ist der Nachweis erbracht, dass eine Deckblechverstärkung eine sinnvolle Instandsetzungsmaßnahme ist, mit der sich eine signifikante Reduzierung der Spannungen und Durchbiegungen erreichen lässt. Eine wirtschaftlich sinnvolle Grenze scheint allerdings bei einer Verstärkung von 12 mm auf 18 mm zu liegen.

In der Praxis ist es erforderlich, bestehende Deckbleche (mit in der Regel 12 mm Dicke) schubfest zu verstärken, so dass sie in der Wirkungsweise homogenen Deckblechen mit einer größeren Dicke entsprechen. Inwiefern sich dies durch das vorgesehene Fügeverfahren „Kleben“ technologisch realisieren lässt, ist Gegenstand der weiteren Arbeitsschritte im Rahmen des Forschungsvorhabens „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“. Besonderes Augenmerk gilt in diesem Zusammenhang der Temperaturbeständigkeit und der Dauerfestigkeit.

3. Optimierung der Klebtechnologie

Das vorrangige Ziel des Projekts „Optimierung der Klebtechnologie“ war es, den klebtechnischen Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten vorherrschen. Sowohl Klebstoff und Applikationsverfahren als auch die aufzuklebenden Bleche müssen im Hinblick auf einen erfolgreichen Praxiseinsatz bestimmte Anforderungen erfüllen. Diese Anforderungen wurden definiert, geeignete Produkte bzw. Verfahren ausgewählt, ein Versuchsprogramm erarbeitet und die entsprechenden Klebversuche durchgeführt. Im Rahmen des Projekts wurden 24 Probekörper mit den Abmessungen 1000 mm x 500 mm x 18 mm hergestellt. Die Klebungen erfolgten mit Epoxidharz-Klebstoffen, die für die Bauteilverstärkung mit Stahllamellen zugelassen sind (siehe Bild 9). Die Probekörper unterscheiden sich durch die jeweilige Kombination der Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren.

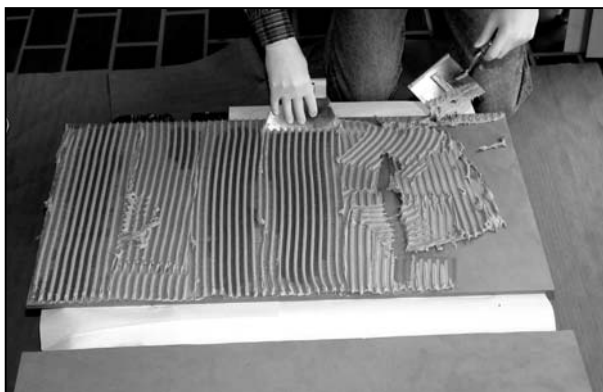


Bild 9: Klebstoffapplikation

Um die Klebflächen beurteilen und bewerten zu können, wurden die hergestellten Klebverbindungen nach einer ausreichend langen Aushärtezeit wieder getrennt. Anhand von Gegenüberstellung und Vergleichsbetrachtungen konnten Rückschlüsse und Empfehlungen für die Praxis abgeleitet werden. Das Hauptaugenmerk richtete sich dabei auf die Einflüsse von Blechgröße, Klebstoffen und Applikationsverfahren auf die erzielten Klebschichtdicken und die in Erscheinung getretenen Fehlstellen.

Um die optimale Blechgröße zu ermitteln, wurden bei den Versuchen Bleche unterschiedlicher Länge und Breite verwendet. Bei 12 Probekörpern wurde ein großes Verstärkungsblech (mit den Abmessungen 1000 mm x 500 mm) aufgeklebt und bei 12 Probekörpern jeweils 5 kleinere Verstärkungsbleche (Abmessungen und Anordnung siehe Bild 10).

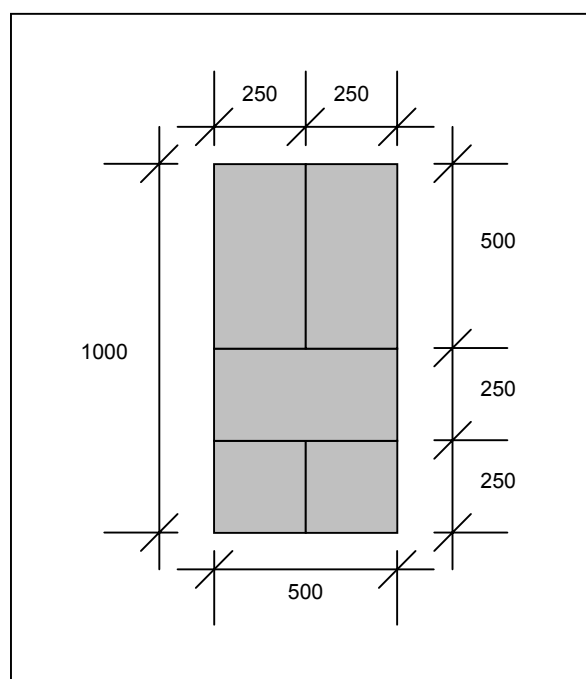


Bild 10: Abmessungen und Anordnung der Verstärkungsbleche [mm]

Aufgrund des relativ geringen Anteils an Fehlstellen auch bei den größeren Blechen sind Verstärkungsbleche mit Abmessungen von etwa 900 mm x 300 mm zu empfehlen. Bis zu dieser Größenordnung lassen sich die Bleche mit der Hilfe von Saughebern gut platzieren und können ohne einen übermäßigen Anteil an Fehlstellen verklebt werden. Bei einem Abstand der Längssteifen untereinander von üblicherweise 300 mm lassen sich stets $1\frac{1}{2}$ solcher Längssteifen mit einem Verstärkungsblech überkleben (siehe Bild 11).

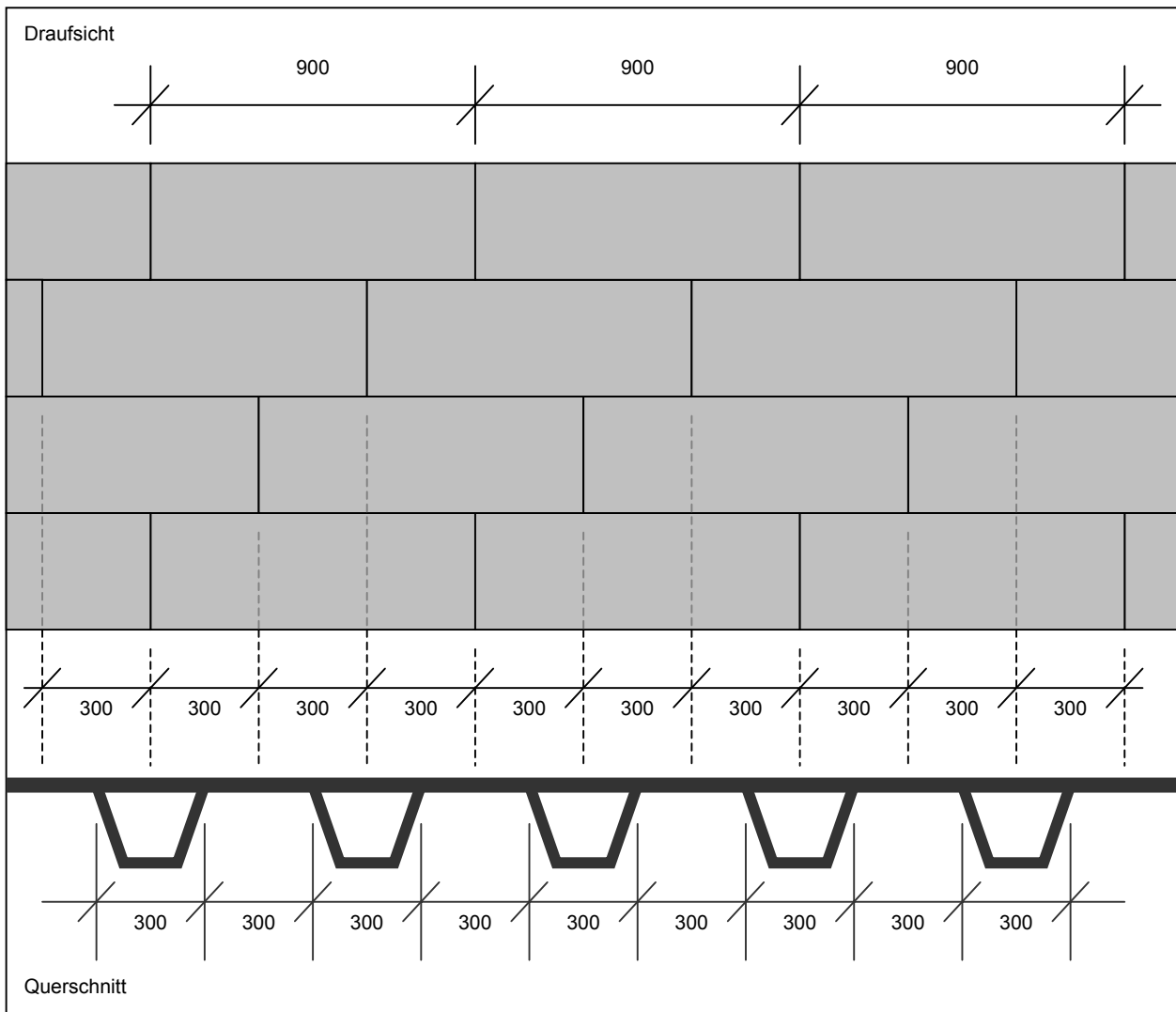


Bild 11: Mögliche Größe und Anordnung der Verstärkungsbleche [mm]

Für potenzielle Klebstoffe wurden bestimmte Anforderungen in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Verarbeitbarkeit definiert. Ein elementares Kriterium stellt hierbei die Beständigkeit gegen Hitze beim Gussasphalteinbau dar.

Der entsprechende Nachweis erfolgte anhand von Vorversuchen. Dabei wurden Probekörper hergestellt (Bleche 700 mm x 200 mm x 6 mm geklebt auf 700 mm x 200 mm x 6 mm) und sowohl thermisch als auch statisch belastet. Die thermische Belastung erfolgte mit 250°C heißem Sand (in Anlehnung an ein Ersatzverfahren der thermischen Belastungsprüfung mit Silikonöl [3]), wobei eine Schichtdicke von etwa 10 cm hergestellt wurde, um auch die für den maschinellen Einbau typischen Gussasphalthaufen vor der Einbaubohle zu simulieren. Die statische Belastung erfolgte anhand einer 3-Punkt-Biegeprüfung, wobei als Referenz auch ein unverklebtes Blech (700 mm x 200 mm x 12 mm) durchgebogen wurde. In Bild 12 ist das entsprechende Kraft-Verformungs-Diagramm dargestellt.

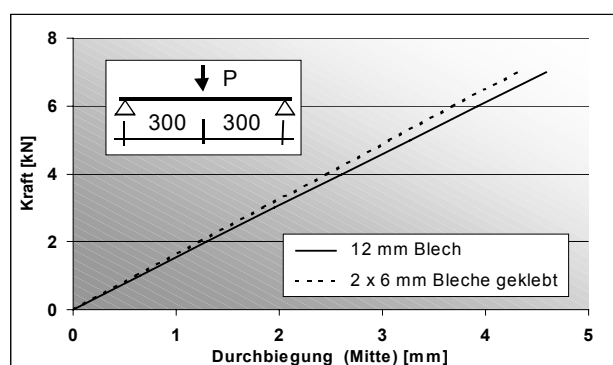


Bild 12: Kraft-Verformungs-Diagramm

Bei den geklebten Probekörpern (6 mm + 6 mm) liegen die gemessenen Durchbiegungen bei gleicher Kraft niedriger als die bei dem 12 mm dicken Blech ermittelten Werte. Dieses Ergebnis resultiert aus der geringfügig größeren Gesamtdicke infolge der Klebschicht und beweist die gute Scherfestigkeit des Klebstoffs. Ergänzend dazu wurde ein ebenfalls zuvor thermisch belasteter Probekörper (700 mm x 200 mm x 6 mm geklebt

auf 700 mm x 200 mm x 12 mm) in der 3-Punkt-Biegeprüfung bis deutlich in den plastischen Bereich hinein verformt. Negative Auswirkungen auf die Klebschicht (wie Schubversagen o. ä.) waren dabei nicht festzustellen (siehe Bild 13).



Bild 13: Probekörper bei der Biegeprüfung

Die verwendeten Klebstoffe haben sich als tauglich erwiesen und werden im Rahmen des Forschungsvorhabens „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ weiterhin Anwendung finden.

Durch die Applikation des Klebstoffs mit unterschiedlichen Zahnspachteln wurden sowohl die Klebschichtdicke als auch der Anteil der Fehlstellen maßgeblich beeinflusst. Die Versuche haben gezeigt, dass eine Klebschichtdicke von mehr als 3 mm erforderlich ist, um zuverlässig einen Anteil der Fehlstellen von weniger als 10% zu erhalten (siehe Bild 14). Dies wurde ausschließlich bei der Verwendung des 5-mm-Dreiecks-Zahnspachtels mit beidseitigem Klebstoffauftrag erreicht, der somit auch für die Praxis empfohlen werden kann. Zu prüfen bleibt, welche Ergebnisse vergleichsweise mit einem 10-mm-Zahnspachtel erzielt werden, was gegebenenfalls eine weniger aufwändige Alternative wäre. Im Rahmen des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ sollten daher diese beide Varianten berücksichtigt werden.

Die erarbeiteten Randbedingungen und Vorgaben für Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren repräsentieren eine optimierte Lösung für den klebtechnischen Prozess. Die gewonnenen Ergebnisse bilden eine wesentliche Grundlage sowohl für die Durchführung der weiteren Projekte im Forschungsvorhaben „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ als auch für eine Anwendung der Klebtechnik auf Stahlbrücken generell.

4. Dauerfestigkeitsuntersuchungen

Im Rahmen des derzeit laufenden Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ ist insbesondere vorgesehen, anhand von praxisnahen Dauer-Schwell-Biege-Versuchen die Existenz einer technologischen Dauerfestigkeit der Klebverbindungen nachzuweisen. Der Nachweis der Dauerfestigkeit ist notwendig, um einen Praxiseinsatz der geplanten Instandsetzungsmaßnahme verantworten zu können, und stellt somit den entscheidenden Schritt im Gesamtvorhaben „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ dar.

Damit aussagekräftige Wöhler-Kurven erstellt werden können, sind 65 Dauer-Schwell-Biege-Versuche geplant. Dabei handelt es sich um 5-Punkt-Biege-Versuche (in Anlehnung an die Prüf-anordnung gemäß TP-BEL-ST [4]), so dass das maximale Feldmoment und das maximale Stützmoment eine annähernd gleiche Größenordnung erreichen. Die Geometrie der Versuchs-Anordnung entspricht orthotroper Fahrbahnplatten mit einem Abstand der Längssteifen von 300 mm (siehe Bild 15).

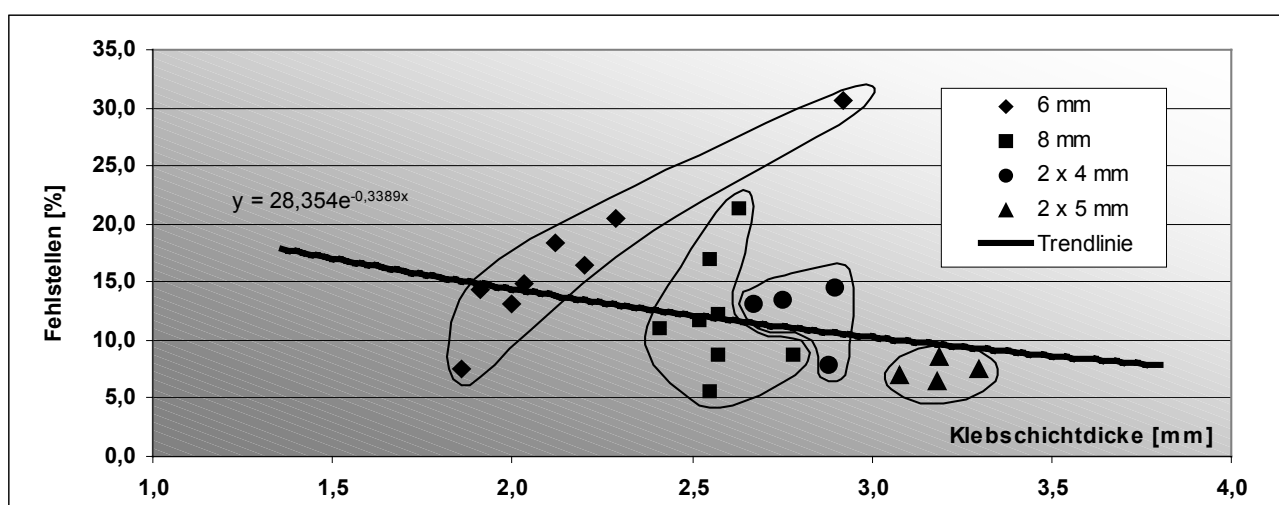


Bild 14: Relation zwischen Klebschichtdicke und Fehlstellen

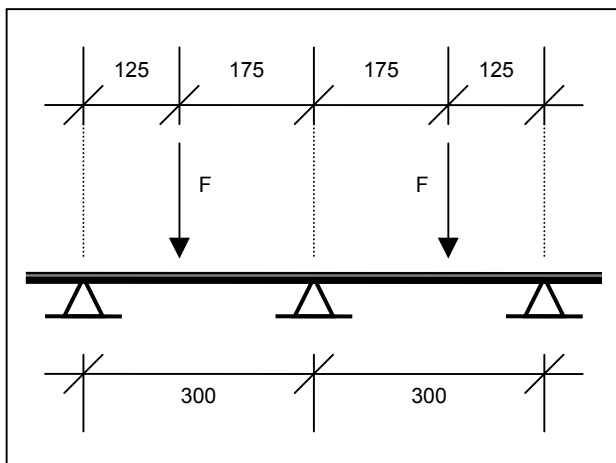


Bild 15: Versuchsanordnung für die Dauer-Schwell-Biege-Prüfungen

Die Probekörper bestehen aus auf Grundblechen (700 mm x 200 mm x 12 mm) geklebten Verstärkungsblechen (700 mm x 200 mm x 6 mm) und wurden zum Teil bereits hergestellt. Sobald eine der beiden derzeit anderweitig genutzten Hydropulsanlagen der BAST verfügbar ist, kann mit der Durchführung der Dauer-Schwell-Biege-Versuche begonnen werden.

5. Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails

Das Projekt „Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails“ stellt eine Ergänzung zu den vorausgegangenen Projekten zum Thema „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ dar. Im Rahmen dieses Projekts sollen die für einen Praxiseinsatz maßgeblichen Details und Randbedingungen untersucht werden. Besonderes Augenmerk gilt hierbei Aspekten wie der Randausbildung, der zerstörungsfreien Prüfung der Klebung, dem Kleben auf unebenem Untergrund sowie der Dauerfestigkeit bei unsauberer Ausführung der Klebung.

Sinnvoller Weise soll der Beginn des Projekts „Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails“ erst dann erfolgen, wenn sich beim Projekt Dauerfestigkeitsuntersuchungen ein positives Ergebnis abzeichnet.

6. Ausblick

Vorausgesetzt, dass auch die Projekte „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ und „Entwicklung und Prüfung von Konstruktionsdetails“ erfolgreich abgeschlossen werden, steht mit der „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ demnächst eine weitere innovative Instandsetzungsmaßnahme zur Verfügung. Sie repräsentiert den

aktuellen Stand der Technik und kann gegenüber patentierten Systemen eine kostengünstige Alternative darstellen.

Parallel zu den laufenden Projekten ist bereits heute die Umsetzung von klebtechnischen Maßnahmen in der Praxis geplant. Als Vorstufe für eine Pilotanwendung ist der Einsatz von D-Brücken-Fahrbahnplatten besonders geeignet, da sie sowohl als Bestandteil von Behelfsbrücken unter realen Verkehrslasten als auch im Labor getestet werden können. Basierend auf den vorgestellten Forschungsergebnissen kann nunmehr eine effiziente Verstärkung von D-Brücken-Fahrbahnplatten durch das Aufkleben von Stahlblechen erfolgen. Eine weitere Einsatzmöglichkeit könnte im Bereich der Instandsetzung von Deckblechriefen liegen. Die beim unvorsichtigen Entfernen des Asphalts entstandenen bis zu 8 mm tiefen Riefen sind Schwachstellen, die sich durch das Aufkleben von Stahlblechen wahrscheinlich weitgehend entschärfen ließen.

Die BAST beabsichtigt, die weitere Entwicklung der Fügetechnik Kleben im Stahlbrückenbau fachtechnisch begleiten und möchte auch zukünftig den Austausch aktueller Informationen unterstützen.

7. Literatur

- [1] DIN-Fachbericht 103 Stahlbrücken
Deutsches Institut für Normung
2. Auflage
Berlin 2003
- [2] DIN-Fachbericht 101
Einwirkungen auf Brücken,
Deutsches Institut für Normung
2. Auflage
Berlin 2003
- [3] M. Eilers, B. Quaas, M. Staeck
Ersatz der thermischen Belastungsprüfung
mit Silikonöl
Bundesanstalt für Straßenwesen
Bergisch Gladbach 2005
unveröffentlicht
- [4] Technische Prüfvorschriften für die Prüfung
der Dichtungsschichten und der Abdichtungs-
Systeme für Brückenbeläge auf Stahl
(TB-BEL-ST),
Ausgabe 1992