



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



29. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

11./12. MÄRZ 2019

© 2019 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Beyer, Kurt: Südthailand. Zweibogige Betonbrücke im Bau, 1912/1913
Foto: SLUB Dresden / Deutsche Fotothek / Kurt Beyer

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-585-8



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Massivbau <http://massivbau.tu-dresden.de>

Tagungsband

29. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

11. und 12. März 2019

Inhalt

Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen, Rektor der TU Dresden</i>	
Verleihung der Wackerbarth-Medaille	13
Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen	14
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet	17
<i>Dr.-Ing. Silke Scheerer, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau	25
<i>TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks – Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas	29
<i>Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. (FH) Martin Pohl</i>	
Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau.....	47
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Dr.-Ing. David Sanio, Dr.-Ing. Steffen Schindler</i>	
Verkehrsinfrastruktur für Hamburg – Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen.....	59
<i>Dr.-Ing. Christoph Vater</i>	
Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau	73
<i>o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Benjamin Kromoser, Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Eichwalder</i>	
Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen	85
<i>Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dipl.-Ing. Gregor Gebert</i>	
Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik	101
<i>Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl-Eugen Kurrer</i>	
Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken – Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?	129
<i>Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer; Sebastian Gehrlein, M.Sc.; Nicholas Schramm, M.Sc.; Marcel Nowak, M.Sc.</i>	
Was tun, wenn Annahmen und Realität nicht zusammenpassen?	149
<i>Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar, Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Lars Dietz, Dr.-Ing. Bastian Jung, M. Eng. Tarik Tiyma</i>	
Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken	161
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Dr.-Ing., MBA und Eng. Marc Zintel, Dipl.-Ing., MBA Luzern Christian Linden</i>	
Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton	173
<i>Dr.-Ing. Frank Jesse, Dipl.-Ing. Andreas Apitz, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich</i>	
Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen	185
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
Chronik des Brückenbaus	197
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	207

Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler¹, Dipl.-Ing. Gregor Gebert²

1 Einführung

Im Bereich der Bundesfernstraßen sind in den nächsten Jahren zahlreiche Großbrücken mit Stützweiten im Bereich von 50 bis 60 m und darüber zu ersetzen. Für diesen Stützweitenbereich haben sich Stahlverbundkonstruktionen für die Überbauten als wirtschaftliche Bauweise etabliert. Insbesondere bei Ersatzneubauten, d. h. beim Bauen in Bestandsstrecken, weist die Stahlverbundbauweise aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades, der schnellen Montage ohne Traggerüste und der damit verbundenen kürzeren Bauzeit gegenüber der Spannbetonbauweise Vorteile auf. Im o. g. Stützweitenbereich stellt die Verbundbauweise damit häufig die favorisierte Bauweise dar.

Bei Ersatzneubauten sind in der Regel zukünftige Planungen für den Streckenausbau bzw. auch die Ergänzung von Standstreifen zu berücksichtigen. Damit ergeben sich relativ breite Querschnitte mit in Einzelfällen bis zu vier durchgehenden Fahrstreifen pro Richtung. Die Fahrbahnbreiten auf Autobahnen betragen damit heute zwischen ca. 12 und 18 m, womit sich zusammen mit den Rand- und Mittelkappen Gesamtbreiten der Brücken von ca. 31 bis 42 m ergeben. Bei der heute üblichen Trennung der Richtungsfahrbahnen betragen die typischen Querschnittsbreiten je Überbau zwischen ca. 15,5 und 21 m.

Für diese Verbundbrücken werden heute ausschließlich torsionssteife Querschnitte eingesetzt. Dabei kommen wahlweise einzellige Hohlkastenquerschnitte oder mehrere kleinere Stahlhohlkästen zum Einsatz. Die Konfiguration der Stahlkonstruktion und die Dicke der Betonfahrbahnplatte, die den Obergurt des Querschnitts bildet, sind in der Regel so ausgelegt, dass auf eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte verzichtet werden kann, s. Bild 1.

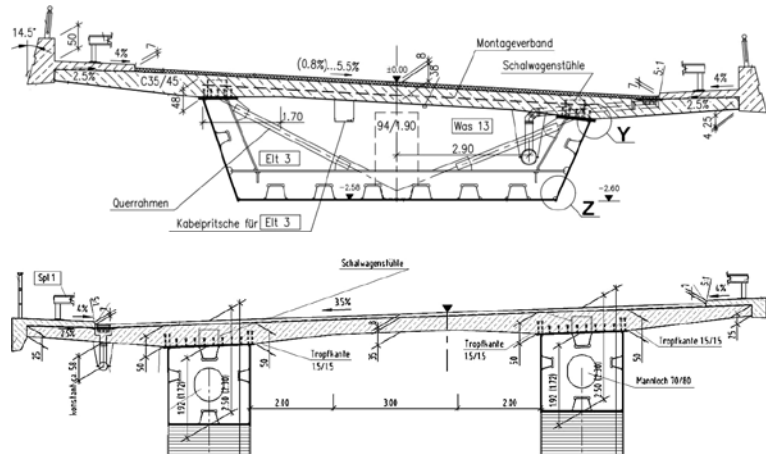


Bild 1 Typische Querschnitte von Stahlverbund-Deckbrücken; oben: einzelliger Hohlkasten (Rügenbrücke, BW 1.2), unten: Querschnitt mit zwei Stahlhohlkästen (Böbertalbrücke, A4) Zeichnungen: DEGES/Schüßler-Plan

In letzter Zeit werden für diese Stahlverbundquerschnitte zunehmend Teilfertigteile für die Herstellung der Betonplatte eingesetzt, die eine kostengünstigere und schnellere Herstellung der Fahrbahnplatte erlauben. Zur Auflagerung der Fertigteile ist dann eine querorientierte Stahlstruktur erforderlich. Eine Möglichkeit besteht in der Anordnung von Schrägstreben, die durch einen außenliegenden Sekundärlängsträger verbunden sind, der zur Auflagerung der Fertigteile dient. Beispiele hierfür sind die ausgeführten Bauwerke Wupper-Talbrücke Oehde (A1) [1] oder die Lennetalbrücke (A45) [2], s. Bild 2. Bei diesen Querschnitten werden zwei bekannte Konstruktionsprinzipien kombiniert: Der Einsatz von Teilfertigteilen und die Abstützung einer weit auskragenden Fahrbahnplatte mittels Schrägstreben.

Der Einsatz von Teilfertigteilen in Kombination mit einer Ortbetonergänzung für die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgte besonders ab den 1990er Jahren bei kleineren Stahlverbundbrücken im Stützweitenbereich von 25 bis 45 m. In der Regel handelte es sich um Zweifeld- oder Rahmenbauwerke mit engliegenden Hauptträgern. Mit der Verbundfertigteilbauweise (VFT) wurde hier eine weitere erfolgrei-

¹ TU Berlin, FG Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau

² DEGES Berlin, Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau



Bild 2 Typische Stahlverbund-Deckbrücken mit Teilfertigteilen: Ausführung mit Schrägstreben (Lenne-talbrücke, A45) und Ausführung mit Konsolen (Talbrücke Heidingsfeld, A3) Fotos: Gregor Gebert

che Bauweise entwickelt, die jedoch wegen der größeren Bauteilgewichte bei Stahlverbundbrücken im mittleren und großen Stützweitenbereich an ihre Grenzen stößt.

Die Ausbildung von Schrägstreben zur Stützung von weit auskragenden Fahrbahnplatten ist seit langem bei Großbrücken mit einteiligem Überbau üblich. Als Beispiele seien genannt die Kochertalbrücke, die bestehenden Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp oder die neue Niederrheinbrücke Wesel. In jüngerer Vergangenheit wurde diese Lösung durch die DEGES bei den großen Talbrücken in Stahlverbundbauweise im Thüringer Wald (A71, A73) realisiert [3], s. Bild 3. Hierbei sind Kragplattenspannweiten von ca. 8–9 m ausgeführt, wobei die Fahrbahnplatte monolithisch mittels Schalwagen hergestellt wurde.

Eine andere Entwicklung der vergangenen Jahre ist die Anordnung von stählernen Konsolen zur Auflagerung der Teilfertigteile. Diese Entwürfe wurden z. B. bei der Talbrücke Heidingsfeld (A3) [4] oder der Langenfelder Brücke (A7)

umgesetzt, weitere solche Bauwerke werden aktuell bei der DEGES mit der Gottliebatalbrücke (B 172), der Rader Hochbrücke (A7) und der Hochbrücke im Zuge der Hafentpassage in Hamburg (A26) umgesetzt (s. Abschnitt 4). In den folgenden beiden Abschnitten wird auf die Entwicklung sowie die Bemessungs- und Konstruktionsgrundlagen dieser Bauwerke näher eingegangen.

2 Aktuelle Entwicklungen für Großbrücken in Stahlverbundbauweise zur Erhöhung des Vorfertigungsgrades und Verkürzung der Bauzeit

2.1 Verbundquerschnitte mit Konsolträgern und Teilfertigteilen

Mit der Anordnung der stählernen Konsolen im Querträger- bzw. Querrahmenabstand besteht die Möglichkeit, die Fahrbahnplatte in Längsrichtung auf diesen Quertragelementen aufzulagern, s. Bild 4. Der lokale Lastabtrag der Fahrbahnplatte erfolgt abhängig von der gewählten Plattengeometrie als dreiseitig gelagerte Platte, d. h. ein wesentlicher Anteil der Lasten wird zunächst in Plattenlängsrichtung übertragen und überlagert sich mit der Beanspruchung aus der Haupttragwirkung. Es ist allerdings ein Vorteil der dreiseitigen Plattenlagerung, dass bei nicht zu großen Kragarm-längen ein nicht unerheblicher Anteil der auf den Kragbereichen befindlichen (ermüdungs-



Bild 3 Einteiliger Stahlverbundquerschnitt: Reichenbachtalbrücke (A71) Foto: Gregor Gebert

wirksamen) Belastung direkt quer zum Hauptträger abgetragen wird.

Konstruktion des Stahltragwerkes

Der Querträger- sowie Konsolträgerabstand sollte nach derzeitigen Erfahrungen zwischen 4,0 bis 4,5 m betragen. Die Ausbildung der seitlich auskragenden Konsolträger erfolgt vorzugsweise mit offenen Profilen, um den Anschlussbereich an den Hauptträger aus konstruktiver und vor allem schweißtechnischer Sicht nicht unnötig zu komplizieren. Die insbesondere im Bauzustand auftretende Torsionsbeanspruchung der Kragträger wird über den vorhandenen Wölbwiderstand abgetragen. Es besteht die Möglichkeit, bei sehr weit spannenden Konsolträgern an deren Enden Hilfslängsträger zur Aussteifung im Bauzustand anzuordnen. Zur Reduzierung der ermüdungswirksamen Beanspruchungen im Anschlussbereich an den Hauptträger sollte die Konstruktionshöhe der als Stahlverbundquerschnitte wirksamen Konsolträger im Anschnitt mindestens $h = 0,2 \cdot L_{\text{Krag}}$ (mit L_{Krag} als Kragarmlänge) betragen.

Für den Anschluss der Konsolträger an den Hauptträger sind bestimmte konstruktive Festlegungen zu beachten, s. [5]. Dadurch sollen die zahlreich wiederkehrenden Konstruktionsdetails möglichst ermüdungsarm gestaltet werden. Allerdings zeigt sich, dass eine allgemein sinnvolle Forderung von Kerbfall 71 nach [6] oder besser nicht für alle Details vernünftig erreicht werden kann und ggf. auch nicht muss. Man muss bei der Umsetzung dieser Zielforderung auch zwischen direkt ermüdungsbeanspruchten Bauteilen und Bereichen mit untergeordneter Ermüdungsbeanspruchung unterscheiden. Folgende Punkte sind wesentlich:

Der Konsolträger-Obergurt soll nachzeitigem Stand der Diskussion mit einem Radius $R \geq 150 \text{ mm}$ an den Hauptträger-Obergurt angeschlossen und der Dickenübergang mit einer Neigung von 1:4 ausgeführt werden. Das entspricht den aus dem Eisenbahnbrückenbau für ermüdungsbeanspruchte Bauteile bekannten Details. Es muss jedoch diskutiert werden, ob der dadurch bedingte zusätzliche Fertigungsaufwand wirtschaftlich angemessen ist und ob in definierten Fällen eine Reduzierung dieser recht hohen Anforderung vorgenommen werden kann.



Bild 4 Langenfelder Brücke (A7) in Hamburg mit Konsolträgern und Teilfertigteilen
Fotos: Gauthier

Bzgl. des Anschlusses des Konsolträger-Untergurtes gibt es derzeit verschiedene Überlegungen:

- Bei den bisher ausgeführten Brücken wird der Konsolträger-Untergurt mit Stumpfnähten an den Hauptträgersteg angeschlossen und setzt sich an der Innenseite mit Steifen gleichen Querschnitts fort. Dabei sind besondere Vorkehrungen zur Vermeidung eines Achsversatzes der gegenüberliegenden Querschnitte (Konsolträger-Untergurt zum Gurt des Querrahmens) zu treffen. Der relativ ungünstige Kerbfall 56 für den Hautträgersteg ergibt sich aufgrund der Länge der Längsnaht, d. h. der Breite des Konsolträger-Untergurtes, wird sich aber hier nicht stark auswirken, da die Längsspannungen in dieser Höhe des Hauptträgersteges normalerweise nicht groß sein dürften.

Der wesentliche Vorteil des Anschlusses des Konsolträger-Untergurtes mit Stumpfnähten ist, dass kein Freischnitt im Hautträgersteg notwendig wird. Die auftretenden Querzugbeanspruchungen der Hauptträgerstege wegen beidseitiger Schweißnahtschrumpfungen sind mit Stählen ausgewiesener Z-Güte beherrschbar. Ein Nachteil ist der mögliche geometrische Versatz gegenüber den im Kasten angeordneten Blechen. Es ist noch durch Forschungsarbeiten zu klären, ob hier notwendigerweise bei der Bemessung beim Ermüdungsfestigkeitsnachweis ein bestimmter Achsversatz (bspw. von 5 mm) zu berücksichtigen ist. Sicherlich muss nicht das volle rechnerische Biegemoment infolge der eventuell geringfügig versetzten Schwereachsen nachgewiesen werden (was sehr ungünstig wäre), denn das Hauptträgerstegblech kann einen Anteil dieses Biegemomentes aufnehmen – es handelt sich um einen teilweise gestützten Anschluss. Allerdings fehlen für dieses Detail mit der mehrachsigen Beanspruchung für die Schweißnähte annähernd realistische Wöhlerlinienkennwerte (s. Abschnitt 3.2).

□ Eine andere derzeit diskutierte Lösung ist, den Konsolträger-Untergurt durch den Hauptträgersteg durchzuführen. Dabei sind der Hauptträgersteg auszunehmen und die Ausschnitte mit stirnseitigen Radien ≥ 50 mm zu versehen. Vorteil dieser Ausführung ist, dass kein Versatz im Stoßbereich (Gurte innerhalb/außerhalb des Hohlkastens) auftreten kann. Der maßgebende Nachteil ist allerdings der erforderliche Freischnitt des Hauptträgersteges auf einer Länge von ca. 500 bis 600 mm. Damit wird zum einen der Querkraftabtrag des Hauptträgers auf nicht unbedeutlicher Länge unterbrochen, was grundsätzlich nicht gut ist. Gravierender ist jedoch, dass der Gurt des inneren Querrahmens (den das Hauptträgerstegblech bildet) unterbrochen wird, was hinsichtlich dessen Tragfähigkeit als auch Ermüdungssicherheit zu deutlich höheren Beanspruchungen und Spitzen führt. Der Freischnitt kann fallweise sogar zu einer notwendigen Verstärkung des Hauptträgerstegbleches führen, was konstruktiv nachteilig ist.

Konstruktion der Betonfahrbahnplatte

Die Dicke der Fahrbahnplatten sollte nach dem derzeitigen Stand 1/12 der Stützweite in Längsrichtung nicht unterschreiten, so dass sich beispielsweise bei einem Querträgerabstand von 4,2 m eine Plattendicke von 35 cm ergibt.

Die realitätsnahe Erfassung der Rissbildung in den Innenstützbereichen der Hauptträger ist bei allen Fertigteilbauweisen zur Gewährleistung robuster und dauerhafter Fahrbahnplatten

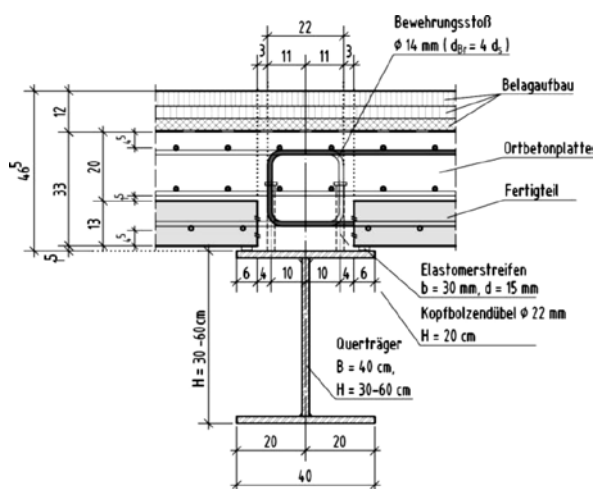


Bild 5 Langenfelder Brücke – Längsschnitt im Konsolträgerbereich mit Längsbewehrung im Fertigteil $d = 14$ mm/15 cm, auf dem Fertigteil $d = 20$ mm/s = 15 cm, oben $d = 20$ mm/s = 10 cm Zeichnung: LAP

ten besonders wichtig. Im Teilfertigteil sollte grundsätzlich nur eine Lage, im Aufbeton zwei (maximal drei) Lagen Längsbewehrung eingebaut werden. Dies sollte für die Bauweise mit Konsolträgern und längsspannender Fahrbahnplatte unter Beachtung der maximalen Konsolträgerabstände von 4,5 m ausreichen, s. Bild 5. Eine eventuell erforderliche Schubbewehrung in der Fahrbahnplatte sollte entsprechend den Konstruktionsregeln die untere Lage der Längsbewehrung im Teilfertigteil und die obere Lage der Längsbewehrung im Ortbeton umschließen.

Die Fahrbahnplatten sind, gerade auch wegen der zusätzlichen Fugen bei Teilfertigteilen, sorgfältig zu bemessen. Infolge der Haupttragwirkung kann es im Stützbereich zu Trennrissen in der Platte kommen. Ob und wie sich dieser Sachverhalt auf den lokalen Lastabtrag insbesondere von ermüdungswirksamen Querkraften über Trennrisse hinweg in der Fahrbahnplatte auswirkt, ist noch nicht vollständig bekannt und muss noch experimentell abgeklärt werden (s. Abschnitt 3.2).

Für die Bemessung der Stahlverbund-Hauptträger ist das mittlere Bauteilverhalten in den Innenstützbereichen möglichst realistisch durch die mittlere Steifigkeit $E_a \cdot I_{ts}$ zu beschreiben, s. [7]. Neben den Steifigkeiten in Zustand I und Zustand II (abgeschlossenes Rissbild) ist bei der Bauweise mit Teilfertigteilen möglicherweise der Zustand I/II zu beachten, d. h. das Fertigteil mit seiner meist höheren Festigkeit ist ungerissen und die Ortbetonergänzung gerissen. Neben den globalen Effekten infolge anderer Steifigkeiten resultiert also auch eine lokale Beanspruchungsumordnung – der Traganteil des Teilfertigteils ist zunächst größer. In Bild 6 ist prinzipiell dargestellt, wie der Betonanteil aus dem Ortbeton auf die Ortbetonbewehrung und das Fertigteil (Beton + Bewehrung) verteilt wird. Infolge der frühen Sammelrissbildung an den Fugen ist allerdings schon relativ früh eine Abminderung gegenüber dem Zustand I zu berücksichtigen, was wiederum zur Vergleichmäßigung der Bauteilsteifigkeit in diesen Bereichen führt. Der Zeitpunkt der Rissbildung an den Fugen kann unter Ansatz einer reduzierten Betonzugfestigkeit $f_{ct,red} = 0,3 \cdot f_{ctm}$ und unter Berücksichtigung der Schwindbehinderung abgeschätzt werden. In diesem Zusammenhang ist auch das Schwinden der unterschiedlichen Betone innerhalb des Bauablaufs zu bedenken. Hinsichtlich der ausführlichen theoretischen Zusammenhänge wird auf [8] verwiesen.

Für die Gebrauchstauglichkeit der Fahrbahnplatte ist – bis zum (späteren) Aufreißen der Fertigteile – die Sammelrissbildung an den Stirnseiten der Fertigteile in Betracht zu ziehen, s. Bild 7. Die Sammelrisse reduzieren aufgrund des Einzelrisscharakters lokal die Verbundwirkung. Zwar würden diese möglicherweise recht breiten Risse aufgrund der aufgetragenen Ortbetonerfüllung hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte keine Rolle spielen, wenn

sie nicht bis nach oben in dieser Breite durchgehen. Es ist aber zumindest in Betracht zu ziehen, dass dies bei ungünstigen Beanspruchungsverhältnissen aus der Haupttragwirkung gerade in den Innenstützbereichen der Fall sein kann. Diese eventuellen Trennrisse müssen gegen eine maximale Rissbreite nachgewiesen werden. Für die Nachweise der Mindestbewehrung und der Rissbreitenbegrenzung sollte deshalb, bis weitere Erkenntnisse dazu vorliegen, die stark reduzierte Betonzugfestigkeit an den Stirnseiten der Fertigteile sowie die daraus resultierende (Sammel-) Rissbildung und damit örtlich abgeminderte Verbundwirkung näherungsweise durch eine Abminderung des Stabdurchmessers der Fertigteilbewehrung $d_{s,FT,SR}^*$ berücksichtigt werden: $d_{s,FT,SR}^* = d_{s,FT}^*/1,75$.

Der Anpassungsquotient 1,75 ergibt sich durch Abminderung der Verbundwirkung und Betonmitwirkung in der Bestimmungsgleichung für die Erstrissbreite, aus der die Stabdurchmessertabellen, s. [9] bzw. [10], abgeleitet sind, auf jeweils $\sim 2/3$. Implizit kann dann die Wirksamkeit einer vorhandenen Fertigteilbewehrung entsprechend reduziert werden. Für den Nachweis der Mindestbewehrung am Ort der Sammelrissbildung gilt dann $A_s = A_{s,OB} + A_{s,FT}/1,75^2$. Für den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung kann diese Abminderung entsprechend für die Bestimmung der Stahlspannung σ_s angewendet werden.

2.2 Verbundquerschnitte mit Schrägstreben und Fertigteilen

Bei Stahlhohlkästen mit äußeren Schrägstreben erfolgt der Lastabtrag der Fahrbahnplatte hauptsächlich in Querrichtung. Die Hauptträ-

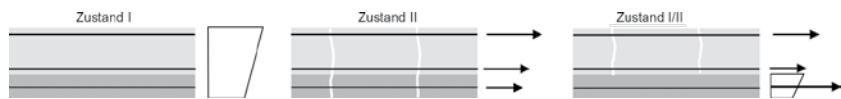


Bild 6 Prinzipielle Beanspruchungen bei der Bauweise mit Fertigteilen in den Zuständen I, II bzw. I/II, dargestellt sind im Zustand I/II nur die Umlagerungsgrößen aus dem gerissenen Ortbeton
Zeichnung: aus [8]



Bild 7 Längsschnitt Fahrbahn am Querträger mit lokaler Tragwirkung bei möglichen Sammelrissen
Zeichnung: aus [18]

ger und die außen am Fahrbahnplattenrand angeordneten Hilfslängsträger bilden die Linienauflagerung für die Fahrbahnplatte. Der Vorteil dieser Konstruktion ist, dass keine direkte Überlagerung aus globalem Lastabtrag (Längsrichtung) und aus lokalem Lastabtrag (Querrichtung) in der Fahrbahnplatte stattfindet.

Konstruktion des Stahltragwerkes

Vor allem unter Beachtung der Ermüdungsfestigkeit sind bestimmte konstruktive Festlegungen für die Verbundquerschnitte mit Schrägstreben zu beachten. So sind die oberliegenden Zugbänder mit einem Radius $R \geq 150$ mm an den Hauptträger-Obergurt sowie den Hauptträgersteg anzuschließen. Der Dickenübergang ist mit einer Neigung von 1:4 auszuführen. Diese Empfehlungen sind ähnlich denen für den Obergurtanschluss der Konsolträger. Die Anschlüsse der Schrägstreben an die Knotenbleche sind zunächst in Anlehnung an die Ergebnisse eines Gutachtens [11], innerhalb dessen Ermüdungsversuche für die vorgeschlagenen Rohranschlüsse durchgeführt worden sind, auszuführen. Für die z. B. in Bild 8 prinzipiell dargestellte Konstruktion des unteren Schrägstrebenanschlusses sowie auch für den oberen Strebenanschluss bleibt festzuhalten, dass mit dieser Ausführung des direkt lastabtragenden Bauteils derzeit nur Kerbfall 50 bzw. 56 erreicht werden kann – was verglichen mit früheren Lösungen zwar gut, aber noch nicht optimal ist. In den nächsten Jahren wird man deshalb weiter an der Optimierung dieser Details hinsichtlich Ermüdung mit dem Ziel, möglichst KF 71 zu erreichen, arbeiten. Man muss in diesem Zusammenhang gerade auch unter dem Aspekt zukünftig autonomen Verkehrs in Betracht ziehen, dass heutige Standspuren möglicherweise später einmal planmäßig für Schwerverkehr genutzt werden.

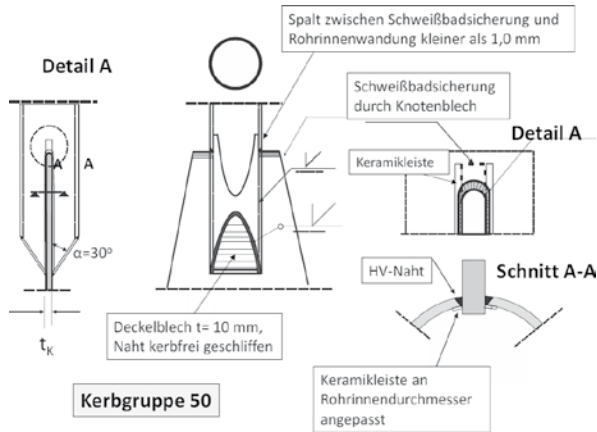


Bild 8 Auszug aus dem Gutachten Hanswille [11] zum unteren Diagonalenanschluss

Der Vorteil der Variante mit Schrägstreben ist, dass die Beanspruchungen aus der Haupttragwirkung senkrecht zur Tragrichtung aus lokalem Lastabtrag sind, d. h. im Innenstützbereich keine (lokalen) ermüdungswirksamen Querkräfte über eine gerissene Fahrbahnplatte abzutragen sind. Allerdings haben die Verfasser die Erwartung, dass sowohl für die Bauweise mit Schrägstreben als auch mit Konsolträgern bei guter konstruktiver Ausbildung (entsprechend vorgenannten Hinweisen) und ordnungsgemäßer Bauausführung ermüdungsseitig keine realen Probleme mit der schlaff bewehrten Betonfahrbahnplatte auftreten, denn auch für deutlich schlankere Fahrbahnplatten älterer Bauwerke sind keine systematischen Ermüdungsschäden bekannt geworden (insofern sie sachgerecht ausgeführt wurden). Entsprechend ist vor allem der Blick auf die ermüdungsgerechte Detailgestaltung und weitere Optimierung der Konsolträger- oder Schrägstreben- und Zugbandanschlüsse sowie auch der Querrahmen zu richten. Man wird sicherlich in den nächsten Jahren sukzessive vor allem an ausführungsseitig weiter optimierten Lösungen arbeiten.

Man muss in diesem Zusammenhang immer im Auge behalten, dass selbst bei noch so durchdachter Begründung einer Kerbfallabstufung neben den damit sicherlich gut erfassten geometrischen Verhältnissen der Details einschließlich der Schweißnähte immer auch die Ausführungsqualität der Schweißnähte stärker streuen kann. Die handwerklichen Fähigkeiten der Schweißer sind unterschiedlich, was sich gerade bei komplizierten Nähten auf der Baustelle deutlich auswirkt. Daher sollen alle schwierigen Schweißarbeiten in der Werkstatt erfolgen können und auf der Baustelle nur die eher einfachen Schweißnähte bzw. Schweißpositionen ausgeführt werden.

2.3 Allgemeine konstruktive Regelungen

Die Rahmeneckmomente können bei Hohlkastenbrücken beachtliche Größenordnungen auch infolge ermüdungswirksamer Belastung aufweisen. Entsprechend kommt der konstruktiven Ausführung hinsichtlich deren Ermüdungsfestigkeit große Bedeutung bei. Es ist länger bekannt, dass aufgrund von Ermüdungsaspekten die Gurte der Querstreifen mit Stumpfnähten an die Hauptträger-Obergurte anzuschließen sind. Allerdings müssen die Kräfte auch in den oberen Rahmenriegel, d. h. bei Ortbetonplatten in die Stahlbetonplatte eingeleitet werden. Die bekannt gewordenen Schäden im Bereich der Schalwagenstühlchen sind hauptsächlich in deren unplanmäßiger Mitwirkung an der Querrahmenwirkung mit den erhöhten lokalen Beanspruchungen – und damit weniger in der Beteiligung an der Schubkrafteinleitung des Hauptträgers – zu suchen. Für die Verbundbrücken mit Ortbetonplatten, wo die im Querschnitt vorhandenen Rahmeneckmomente in die als oberer Rahmenriegel wirkende Betonplatte übertragen werden, wird deshalb derzeit an einer allgemeingültigen konstruktiven Empfehlung seitens des BMVI gearbeitet. Für die vorbeschriebenen neueren Entwurfslösungen mit stählernen oberen Riegeln für die Querrahmen entfällt dieses Problem natürlich.

2.4 Bauweise für die Fahrbahnplatte mit Ganzfertigteilen

Ganzfertigteile (GFT) für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken sind in Deutschland, anders als im Ausland, bisher auf wenige Einzelfälle beschränkt geblieben. Im Ausland werden die GFT auch bei Brücken größerer Länge und Breite zum Einsatz gebracht, denn gerade hier ergeben sich wesentliche Vorteile in Hinblick auf Qualität, Bauzeit und Baukosten durch die fabrikmäßige Herstellung und Trennung der Bauvorgänge. Die einzelnen Varianten unterscheiden sich durch die verschiedenartige An-

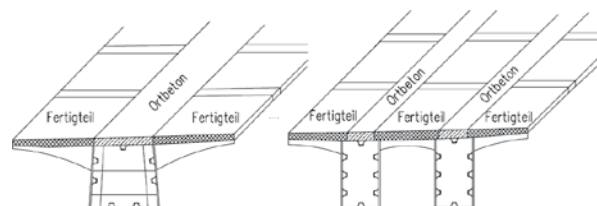


Bild 9 Möglichkeiten zur Anordnung der in Längsrichtung durchlaufenden Ortbetonstreifen und der Ortbetonquerfugen
Zeichnung: aus [12]



Bild 10 Ansicht der Bahretalbrücke mit Stützweiten von 36 – 52 – 72 – 76 – 64 – 52 m

Foto: aus [12]

ordnung der Ortbetonstreifen, die hinsichtlich der Rissbildung günstig (da verteilend) wirken. Man kann sich mit Bezug auf Bild 9 natürlich auch noch weitere Varianten für die Fertigteilgeometrie, abhängig von handhabbaren Abmessungen und Gewicht, vorstellen. Neue Entwicklungen sind die von der Firma Max Bögl bei kleineren Stützweiten bereits realisierten Segmentbrücken. Hier werden werkseitig produzierte Ganzfertigteile aus Hochleistungs Beton auf den Hauptträgern verlegt, ohne dass eine Ergänzung mit Ortbeton erforderlich ist.

Besonderes Augenmerk ist bei der Bemessung und Konstruktion auf die zuerst entstehenden Querrisse an den Fertigteilstirnseiten zu legen. Diese Sammelrisse begründen sich in den unterschiedlichen Materialeigenschaften und Herstellungszeitpunkten der Fertigteile und Ortbetonergänzungen, vor allem jedoch in der reduzierten Betonzugfestigkeit an den Fugen (eine Abschätzung kann durch $f_{ct,red} = 0,3 \cdot f_{ctm}$ vorgenommen werden). Die Beanspruchungen der in den Quertugen mit Sammelrissen angeordneten Anschlussbewehrungen der Fertigteile liegen deutlich über den Spannungen der Ortbetonbewehrung und können deshalb nicht einfach am Zustand-II-Querschnitt berechnet werden. Erst wenn auch die Fertigteile (mit oft relativ hoher Festigkeit) bei höheren Beanspruchungen im Innenstützbereich ein abgeschlossenes Rissbild aufweisen, werden die Sammelrisse bei Laststeigerung nicht mehr bzw. nur unterproportional höher belastet. Die zugehörige Theorie unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Betoneigenschaften, der un-

terschiedlichen Schwindvorgänge etc. ist in [8] umfassend dargestellt.

Die Verbundbrücke Bahretal (Bild 10), bei der die GFT zur Anwendung gekommen sind, ist mit ca. 350 m Länge und 30 m Höhe eine größere Brücke und normalerweise hätte man die Fahrbahnplatte mit Schalwagen hergestellt. In Verbindung mit dem Einsatz eines dichten Kastens als Stahltragwerk wurden die GFT der Fahrbahnplatte mit Abmessungen von $3,5 \times 3,45 \times 0,30$ m und einem Gewicht von knapp 10 t so eingesetzt, dass eine kontinuierliche Verbindung der GFT mit einem längs durchlaufenden Ortbetonstreifen vorhanden ist. Diese Bauweise kann auch bei breiteren Brücken mit mehreren Kästen angewandt werden. Vorteilhaft ist, dass die oben geschlossenen Kästen relativ einfach für Materialtransporte nutzbar sind.

Die Quertugen über den Konsolträgern wurden als Ortbetonstreifen mit Übergreifungsstößen der Längsbewehrung ausgeführt, s. Bild 11. Klebe- oder Injektionsfugen würden eine Längsvorspannung voraussetzen, die grundsätzlich zu vermeiden ist. Die Bewehrung wurde längs/quer/oben/unten mit $d = 14 \text{ mm/s} = 10 \text{ cm}$ ausgeführt. Die Breite der Quertugen von 54 cm ergibt sich aus der erforderlichen Länge des Übergreifungsstoßes der Schlaufen. Die Auflagerung der Fertigteile erfolgte über in die Fertigteile einbetonierte Trägerstummel und jeweils vier höhenverstellbare Schrauben, die ihre Last auf die Stege der Konsolträger (hier noch mit Kastenquerschnitt) abgeben. Mittels der Schrauben wäre eine nachträgliche

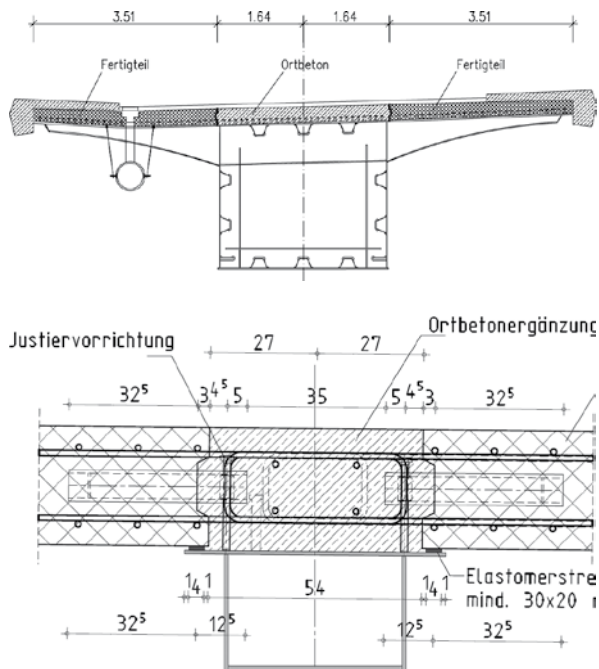


Bild 11 Schnittdarstellungen Bahretalbrücke;
oben: Prinzipquerschnitt, unten: Längs-
schnitt der Ortbeton-Querfugen über den
Konsolen (hier mit Kastenquerschnitt)
Zeichnungen: aus [12]

Justierung der Fertigteilplatten möglich, was sich aber als nicht nötig erwies. Mit Hilfe des baubegleitenden Messprogramms konnten die Rissbildungen sowie insbesondere die gegenüber der Ortbetonvariante zunächst deutlich höheren Spannungen in den übergreifenden Längsbewehrungen der Fertigteile (vorgenannte Sammelrissproblematik) gut nachvollzogen werden. Zusammenfassend wurde die GFT-Bauweise der Bahretalbrücke gut beurteilt, s. [12]. Grundsätzlich ist es allerdings von Nachteil, dass kein Ausgleich von größeren Abweichungen Soll/Ist der Stahlkonstruktion mehr möglich ist.

3 Aktuelles Regelwerk und spezifische Festlegungen zur Bemessung

3.1 Normative Regelungen und spezifische Festlegungen zur Bauweise mit Fertigteilen

Für die Berechnung und Bemessung von Stahlverbundbrücken ist bekanntermaßen Eurocode 4, Teil 2 [10] anzuwenden, der die für den Brückenbau relevanten Bemessungsregeln des Stahlverbundbaus ergänzend zu den allgemeinen Grundregeln des Eurocode 4, Teil 1-1 [9] enthält. Fallweise sind Bezüge zu Eurocode 2-2 [13] für Massivbauteile und Eurocode 3-2

[14] für Stahlbauteile zu beachten. Die spezifischen Fragestellungen insbesondere zu den Ermüdungsanforderungen der Stahlbaudetails werden aktuell in einem Facharbeitskreis beim BMVI erörtert. Vom BMVI wurde dazu Ende 2018 ein Obmann-Schreiben [5] mit wesentlichen Hinweisen zu dieser Bauweise herausgegeben. Weiterhin werden derzeit Richtzeichnungen zu den erforderlichen Regeldetails für die Konstruktionen erstellt [15], die sich in der fachlichen Abstimmung befinden.

Zur besser abgesicherten Einschätzung der Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatten bedarf es noch weitergehender Überlegungen vor allem hinsichtlich Ermüdung mit versuchstechnischer Absicherung für die Betonplatte unter Zug und gleichzeitiger Querkraft. Günstig hinsichtlich eventueller Schubrisse wirkt sich gegenüber einer reinen Ortbetonlösung die dritte Lage der Längsbewehrung auf den Teilfertigteilen aus. Weiterhin günstig wirkt die ohnehin erforderliche Verbundbewehrung zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung, die den Anforderungen an Querkraftbewehrung entsprechend ausgebildet werden muss. Bis zur abschließenden Klärung dieser Sachverhalte und Validierung bzw. Erweiterung der gegenwärtigen Bemessungsansätze sollten aber die Rissbreiten für die Beanspruchungen in Bauwerkslängsrichtung, d. h. auch für Überlagerung der Schnittgrößen aus globaler und lokaler Beanspruchung, auf den Rechenwert $w = 0,15$ mm begrenzt werden, um eventuelle Auswirkungen aus gegenseitigen Verschiebungen der Rissufer für Querkraftbeanspruchung unter besonderer Beachtung der (hinsichtlich der Maximalwerte allerdings nicht unbedingt zeitgleichen) Ermüdungsbeanspruchung für die Längsbewehrung zu minimieren, s. [5].

Nach Abschluss der vom BMVI vorgesehenen weitergehenden Untersuchungen könnte man sich für die Bemessung der Fahrbahnplatte folgende Regelung vorstellen:

Unter reiner Haupttragwerksbeanspruchung in Längsrichtung sind die Rissbreiten auf der Fahrbahnplattenoberseite auf den Rechenwert $w = 0,15$ mm zu begrenzen. Unter kombinierter Beanspruchung aus globaler und lokaler Tragwirkung in Längsrichtung gilt der für reine Ortbetonplatten bekannte Rechenwert der maximalen rechnerischen Rissbreite von $w = 0,2$ mm. Mit dieser Festlegung würde man eine zu hohe Längsbewehrung vermeiden, was zu einer günstigeren Betonierbarkeit der Platte und damit einer besseren Konstruktion führt.

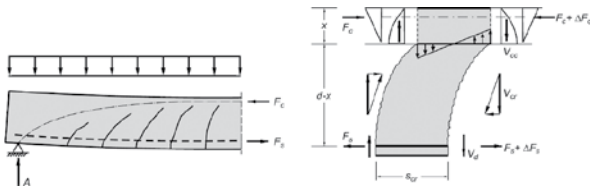


Bild 12 Anteile der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
Zeichnung: aus [17]

Hinsichtlich der Bemessung der stählernen Konsolen bzw. Schrägstreben, Zugbänder und deren Anschlüsse auf Ermüdung ist Eurocode 3-1-9 [6] zu beachten. Dabei sind die vorgenannten stählernen Bauteile und deren Anschlüsse zunächst als Haupttragglieder einzustufen, d. h. in der Bemessung mit einem widerstandsseitigen Teilsicherheitsfaktor $\gamma_{Mf} = 1,25$ zu berücksichtigen.

3.2 Weitergehende Untersuchungen

Die Ziele eines aktuellen, weitergehenden Forschungsprojektes des BMVI sind:

1. Endgültige Festlegungen zur Schlankheit, Bewehrungsführung und Rissbreitenbegrenzung einer gezogenen ermüdungsbeanspruchten Betonplatte mit Teilfertigteilen einschließlich Aussagen zum sicheren Querkraftabtrag,
2. Ergänzende Festlegungen zu Ermüdungsfestigkeitskennwerten sowie dem Ermüdungsnachweis und konstruktive Empfehlungen optimierter Anschlussdetails der Konsolträger.

Zu 1.: Das Querkraftverhalten von Platten ohne Querkraftbewehrung kann, zwar durch vorwiegend empirisch-experimentelle Analysen, seit längerer Zeit als geklärt angesehen werden. Die Tragwirkung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung setzt sich im Wesentlichen aus dem Anteil der ungerissenen Druckzone (Druckbogen), der Rissverzahnung im Schubriss, der Dübelwirkung der Längsbewehrung und der Zahnbiegung zusammen, s. Bild 12. Für ermüdungsbeanspruchte Platten ohne Querkraftbewehrung gibt es einige wenige experimentelle Ergebnisse. Für das Querkraftverhalten zugbeanspruchter Platten unter statischer Belastung stellt die Dissertation Ehm

[16] mit resultierenden Schlussfolgerungen derzeit den Stand der Technik dar.

Der Einfluss von Ermüdungsbeanspruchungen auf das Querkrafttragverhalten von gerissenen Betonfahrbahnplatten (s. Bild 13) ist bisher nicht ausreichend untersucht worden und entsprechend nicht normativ geregelt. Infolge einer wiederholten Beanspruchung kann es zu einer Zustandsänderung des Betongefüges kommen. Durch den Verlust der Rissuferverzahnung wird gleichzeitig die Dübelwirkung der Bewehrungsstäbe stärker aktiviert und ein örtliches Versagen der Verbundzone zwischen Beton und Bewehrungsstahl ist möglich. Zur Untersuchung dieser Thematik sind Versuche unter Ermüdungsbeanspruchung mit variablem Spannungsverhältnis zur Erstellung einer spezifischen Wöhlerlinie vorgesehen.

Dynamische Messungen an der neuen Langenfelder Brücke in Hamburg (A7) zeigen (Bild 14), dass die Fahrbahnplatte im Innenstützbereich auch nach schwerem Verkehr durchaus sehr lange ungerissen sein kann. Das darf zwar im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht ausgenutzt werden, hat aber Bedeutung für die Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit. Dabei muss auch der Effekt beurteilt werden, dass die Ort betonplatte gerissen, aber das Fertigteil noch ungerissen ist (Zustand I/II). Zusätzlich muss der Einfluss von Sammelrissen (s. Abschnitt 2) bedacht werden, die von unten nicht erkennbar wären, da der Obergurt des Konsolträgers die Risse verdeckt. Im Auftrag des BMVI werden deshalb Bauwerksmessungen noch an anderen Bauwerken mit dieser und ähnlicher Zielstellung zur besseren Verallgemeinerbarkeit der Aussagen durchgeführt.

Zu 2.: Insbesondere für die Konstruktionen mit ungewolltem geometrischem Versatz der Konsolträger zu den inneren Aussteifungen existieren keine belastbaren Ermüdungsuntersuchungen an Bauteilen. Definitiv ist eine gewisse Stützwirkung des Hauptträgersteiges vorhanden und es ist auf theoretischer sowie experimenteller Basis zu klären, ob und in welcher Höhe das Versatzmoment im Ermüdungsnachweis in Ansatz gebracht werden muss.



Bild 13 Überblick zum Zusammenwirken globaler und lokaler Beanspruchungen
Grafik: aus [18]

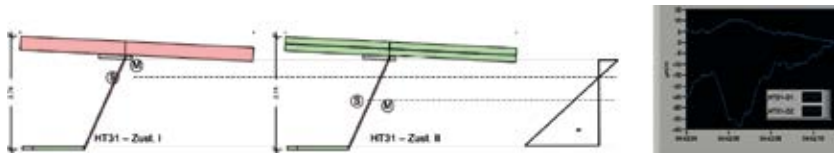


Bild 14 Gemessener Spannungsgradient in einem Innenstützbereich der Langenfelder Brücke im Vergleich zu den rechnerischen Nulllinienlagen im Zustand I (ganz links) bzw. Zustand II (zweites Bild von links) Grafik: aus [18]

Auflagerachsen wurde gegenüber dem Bestandsbauwerk von 8 auf 7 reduziert, so dass eine früher vorhandene Pfeilerstellung zwischen den Fernbahngleisen entfallen konnte. Die Gesamtlänge des Neubaus beträgt 400,9 m (West) bzw. 385,4 m (Ost) bei Stützweiten zwischen

Weiterhin ist zu klären, wie sich der mehraxiale Spannungszustand auf die Ermüdungsfestigkeit des Schweißanschlusses des Konsolträger-Untergurtes bzw. des Konsolträger-Steges auswirkt. Die Ergebnisse sollen zu einer möglichst optimalen Konstruktion der Anschlussdetails hinsichtlich Schweißbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Ermüdungsfestigkeit führen.

48,6 m bis maximal 80,6 m. Der Neubau weist eine Gesamtbreite von 51,1 m zwischen den Lärmschutzwänden auf.

Das Konzept für den Neubau war maßgeblich auf eine Minimierung von Verkehrsbeeinträchtigungen für die Bahn und die A7 sowie eine möglichst kurze Bauzeit ausgerichtet. Für den Neubau wurde daher der Ausführung als Stahlverbundkonstruktion mit Verwendung von Teilfertigteilen für die Herstellung der Fahrbahnplatte der Vorzug gegeben. Die Überbauten bestehen jeweils aus zwei begehbaren Trapezkästen aus Stahl und einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton, die sich aus Fertigteilen und einer Ortbetonergänzung zusammensetzt. Die Herstellung des Überbaus erfolgte mittels Taktschieben über die inneren Stege der Hohlkästen. Die Trapezkästen sind oben offen ausgebildet, nur in den Bereichen, wo aus dem Taktschieben hohe Torsionsbeanspruchungen auftreten, erfolgte auf eine Länge von ca. 50 m die Ausführung mit geschlossenem Deckblech. Die Konstruktionshöhen der insgesamt vier Hauptträger variieren zwischen ca. 2,7 m und 4,3 m. Die Hauptträger werden im Abstand von 4,1 m durch radial angeordnete Querträger miteinander verbunden, welche die Hauptträger durchdringen und sich in den Kragarmbereichen als Konsolen fortsetzen. Das dadurch gebildete Quersystem dient zum einen der Auflagerung der Teilfertigteile und beteiligt sich zum anderen an der Querverteilung der Lasten. Die kontinuierliche Anordnung von Querträgern ermöglicht den vollständigen Verzicht auf separate Stützenquerträger.

4 Beispiele aktueller Bauwerksentwürfe

4.1 Langenfelder Brücke in Hamburg (A7)

Die A7 quert zwischen den Anschlussstellen Hamburg-Stellingen und Volkspark mit der Langenfelder Brücke das Bahngelände des Betriebsbahnhof Langenfelde und zahlreiche Gleise der Fern- und S-Bahn sowie Stadtstraßen und Wege. Das originäre Spannbetonbauwerk war für die im Zuge der Erweiterung der A7 geplanten Verkehrsbreiten nicht breit genug. Zudem waren sowohl die Überbauten als auch die Pfeiler nicht in der Lage, die zusätzlichen Belastungen aus einer erforderlichen Verbreiterung und den ca. 8 m hohen Lärmschutzwänden aufzunehmen. Das vorhandene Bauwerk wurde daher abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt. Die Verkehrsfreigabe erfolgte im Oktober 2018.

Das neue Bauwerk ersetzt die vorhandene Brücke bei weitgehender Beibehaltung der vorhandenen Trassierung. Die Anzahl der

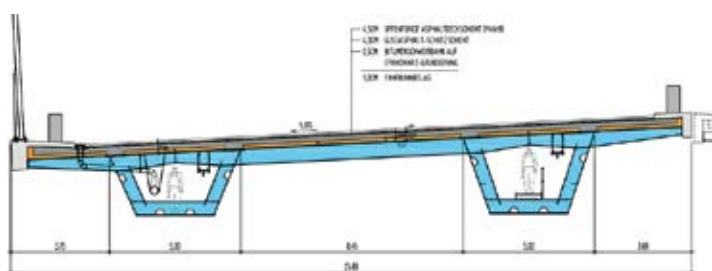


Bild 15 Langenfelder Brücke - Regelquerschnitt und Draufsicht auf den Trägerrost mit teilweise aufgelegten Fertigteilen, s. a. Bild 4 Zeichnung: DEGES/Schüßler-Plan, Foto: DEGES

Das Entwurfskonzept hat sich in der Bauausführung vollständig bewährt, die Eingriffe in den Bahnverkehr konnten auf ein Minimum reduziert werden. Zudem konnte das Bauvorgehen unter den sehr komplexen und schwierigen Randbedingungen für beide Überbauten inkl. Rückbau der Bestandsüberbauten in der relativ kurzen Bauzeit von knapp 5 Jahren realisiert werden.

4.2 Gottleubatalbrücke in Sachsen (B 172)

Der Entwurf der Gottleubatalbrücke ist das Ergebnis eines 2006 von der DEGES durchgeführten Realisierungswettbewerbs. Das gerade, 9-feldrige Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 916 m bei Einzelstützweiten zwischen 68 und 124 m. Die Breite des Querschnitts beträgt 15,5 m. Die Ausführung erfolgt als Stahlverbundüberbau, der im Bereich der fünf Talpfeiler durch massive Betonvouten verstärkt wird. Die Herstellung des Überbaus erfolgt durch Taktchieben. Die Betonvouten werden nachträglich ergänzt und als Teil des Pfeilers monolithisch mit dem Überbau verbunden.

Der Querschnitt besteht aus einem geschlossenen, trapezförmigen Kastenträger aus Stahl, der durchgängig begehbar ist. Die mit dem Kastenträger in Verbund stehende, insgesamt 38 cm dicke Stahlbeton-Fahrbahnplatte setzt sich aus Teilfertigteilen und einer Ortbetonerfüllung zusammen und wird über Konsolen gestützt. Die 5,4 m auskragenden Konsolen werden als offene Querschnitte ausgebildet und schließen stumpf an die Hauptträgerstege an. Der Wettbewerbsentwurf sah noch eine Abstützung mit Schrägstreben vor. Aufgrund der Vorteile hinsichtlich der Bauwerksprüfung erfolgte 2008 im Zuge der Entwurfsplanung die Umstellung auf die Konsollösung (s. Bild 16). An dieser Lösung wurde dann trotz zwischenzeitlicher Diskussionen für die Ausführung festgehalten.

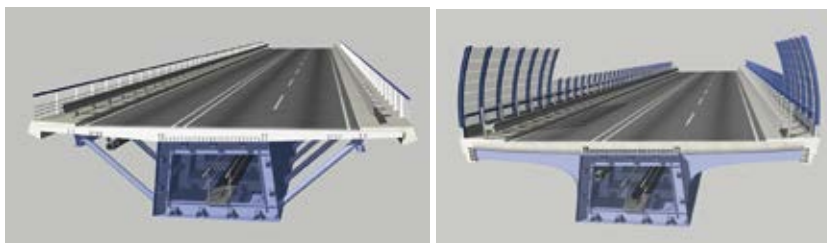


Bild 16 Gottleubatalbrücke – Regelquerschnitt mit Schrägstreben aus dem Wettbewerb (links), Regelquerschnitt mit Konsolen aus der Entwurfsplanung mit ergänzten Wind- und Kollisionsschutzwänden (rechts) Grafiken: DEGES/Schüßler-Plan/A. Keipke

Über den Wettbewerb und den Entwurf wurde bereits auf dem 18. Dresdner Brückenbausymposium 2008 [19] berichtet. Der Baubeginn ist Ende 2018 endlich erfolgt und die Verkehrsfreigabe für die Gesamtstrecke wird für 2022 erwartet.

4.3 Rader Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal in Schleswig-Holstein (A7)

Das 1.500 m lange Bauwerk aus dem Jahre 1972 überführt die A7 über den Nord-Ostsee-Kanal (NOK), die Rader Insel und den Borgstädter See. Die derzeitige Stützweite über dem NOK beträgt 221,5 m bei einer Durchfahrtshöhe von 42 m. Der einteilige, 29,5 m breite Stahlüberbau ist ein zweistegiger Plattenbalken mit offenen, zwischen 5,0 und 9,5 m hohen Hauptträgern und orthotroper Fahrbahnplatte. Gravierende Schäden an den Pfeilerköpfen führten 2013 zu einer Teilsperre für LKW, die nach einer Instandsetzung wieder aufgehoben wurde. Ein Gutachten von 2016 ergab eine eingeschränkte Restnutzungsdauer des Überbaus bis 2026, so dass umgehend die Planung für einen Ersatzneubau eingeleitet wurde.

Der Ersatzneubau wird im Hinblick auf einen 6-streifigen Ausbau der A7 geplant. Die neue Gesamtbreite beträgt ca. 37 m und damit 18,5 m je Überbau. Das neue Bauwerk wird wie der Bestand als Durchlaufträger ausgebildet. Die Regelstützweiten betragen ca. 80 m. Im Bereich des NOK wird eine Stützweite von 224 m erforderlich. Hier erfolgt die Ausführung wie bei der Gottleubatalbrücke mit Betonvouten, die monolithisch mit der Stahlkonstruktion verbunden sind und somit ein Rahmensystem erzeugen. Der Überbau wird im Taktchieben hergestellt, das Mittelteil über dem NOK wird per Litzenhub montiert. Die Herstellung der Betonvouten erfolgt nach dem Abschluss des Taktchiebens, vor dem Einheben des Mittelteils. Die Bauhöhe des Verbundüberbaus variiert zwischen 4 m in den Regelbereichen und 6 m im Kanalfeld. Die Betonvouten haben eine maximale Höhe von ca. 15 m und erstrecken sich über eine Länge von ca. 45 m beidseitig der Kanalpfeiler.

Das Fahrbahndeck besteht jeweils aus einem trapezförmigen, geschlossenen Verbundhohlkasten mit ei-

ner ca. 5,7 m auskragenden Fahrbahnplatte, die durch Konsolen abgestützt wird. Die stählernen Hauptträger sind oben durchgängig geschlossen, was günstig für die Bauzustände beim Einschieben ist und technologische Vorteile hat, da das geschlossene Deckblech wie auch bei der Talbrücke Heidingsfeld als Fahrweg für das Verlegen der Fertigteile genutzt werden kann.

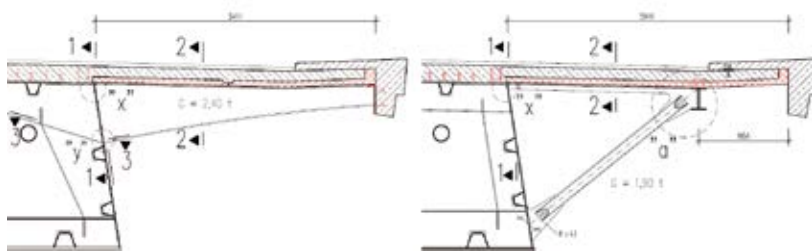


Bild 17 Querschnitte mit Konsolträgern oder mit äußeren Schrägstreben für Stahlverbund-Großbrücken mit Teilfertigteilen
Zeichnungen: DEGES/SSF/Schüßler-Plan

Es wurden beide Querschnittsvarianten – mit Konsolträgern und mit Schrägstreben – in der Bauweise mit Teilfertigteilen bzgl. Konstruktion, Bauzeit und Wirtschaftlichkeit gegenübergestellt, Bild 17.

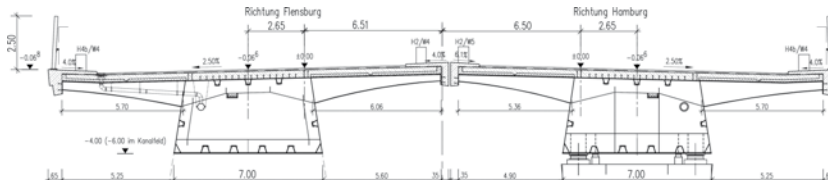


Bild 18 Rader Hochbrücke – Regelquerschnitt der abgeschlossenen Vorplanung
Zeichnung: DEGES/SSF/Schüßler-Plan

Nach ausgiebiger Fachdiskussion erfolgt die Ausführung mit Konsolträgern als Vorzugsvariante für die jetzt beginnende Entwurfsplanung. Zurzeit erfolgt eine Optimierung des Querschnitts zum einen bzgl. der Einspannung an den Kanalpfeilern und zum anderen bzgl. der Beanspruchungen der Konsolen inkl. Fahrbahnplatte. Aktuell ist vorgesehen, die Kastenbreite noch etwas zu vergrößern, womit sich die Konsollängen entsprechend noch verringern werden.

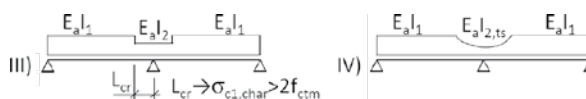


Bild 19 Berücksichtigung der Rissbildung bei der Schnittkraftermittlung, links Näherungsmethode III, rechts Methode IV
Zeichnung: aus [7]

Aufgrund der ausgeprägten Voutungen im Bereich der Kanalpfeilerachsen und den sich anschließenden stark unterschiedlichen Stützweiten müssen die Schnittkräfte für die Hauptträger mit dem genauen Verfahren IV mit ausgerundetem Steifigkeitsverlauf, siehe z. B. [7], berechnet werden, s. Bild 19. Es ist auch in verschiedenen Schnitten im Bereich der einzelnen Innenstützen zu überprüfen, ob die Teilfertigteile aufreißen und welchen Einfluss ggf. die Steifigkeiten im Zustand I/II auf die (globalen) Schnittgrößen der Hauptträger haben.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In den nächsten Jahren sind zahlreiche Großbrücken im Netz der Bundesfernstraßen durch Neubauten zu ersetzen. Hierbei stellt die Stahlverbundbauweise aufgrund der Vorteile bzgl. der Vorfertigung und schnellen Montage eine

häufig angewendete Bauweise dar. Im Beitrag wurde auf bestimmte aktuelle Entwicklungen eingegangen und es wurden dazu beispielhaft Projekte der DEGES vorgestellt.

Im Hinblick auf den weiter steigenden Schwerverkehr ist es besonders wichtig, die Bauwerke so zu konstruieren, dass eine dauerhafte und ermüdungssichere Ausbildung und Bemessung der Stahlkonstruktionen sowie der Fahrbahnplatten gewährleistet ist. Für die immer wiederkehrenden Konstruktionsdetails werden durch das BMVI Regellösungen entwickelt, die sich aktuell zur Abstimmung in den Fachgremien befinden und noch einer gründlichen Diskussion bedürfen. Man muss nach Auffassung der Autoren sehr gründlich abwägen, welche Details unbedingt vorgegeben werden sollten und was den Planern bzw. Firmen im Projekt überlassen bleiben muss. Auch dürfen bei bauphaseübergreifenden allgemeinen Vorgaben keine Widersprüche zu bestehenden Bemessungs- und Herstellungsnormen auftreten. Eine gute und möglichst einfache Umsetzbarkeit in der Fertigung ist neben guten Konstruktionsregeln entscheidend für die angestrebte qualitativ hochwertige und wirtschaftliche Ausführung. Zu mehreren dieser im Beitrag angeschnitte-

nen Aspekte wurde aktuell ein umfangreiches Forschungsvorhaben vom BMVI initiiert.

Literatur

- [1] Hamme, M.; Marzahn, G.; Prehn, W.; Swadlo, J.: Die Wupper-Talbrücke Oehde – eine moderne Verbundbrücke. Stahlbau 75 (2005) 7, S. 558–564
- [2] Sprinke, P.: Ersatzneubau der Lennetalbrücke. Bauingenieur 92 (2017), S. 138–142
- [3] Denzer, G.; Schmackpfeffer, H.: Entwicklungen im Stahlverbundbrückenbau – Autobahnbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 74 (2005) 9, S. 649–656
- [4] Mansperger, T.; Jung, R.; Köberlin, T.; Hertle, R.: Planung und Prüfung der Talbrücke Heidingsfeld. Stahlbau 86 (2017) 2, S. 139–147
- [5] BMVI 2018-22 (Hrsg.): Empfehlungen für die Gestaltung von großen Stahlverbund-Hohlkastenbrücken. Ausgabe 12/2018
- [6] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [7] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau. Berlin: Ernst und Sohn, 2014
- [8] Mager, M.: Zur Erfassung der Rissbreiten an durchlaufenden Stahlverbundträgern mit Teil- und Ganzfertigteilen. Diss., TU Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, 2018
- [9] DIN EN 1994-1-1:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009.
- [10] DIN EN 1994-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN 1994-2:2005 + AC:2008.
- [11] Hanswille, G.; Steffen, A.: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Anschlüsse der äußeren Diagonalen an der Talbrücke Rinsdorf. Gutachten vom 6.6.2017
- [12] Geißler, K.; Reintjes, K.-H.; Rodemann, J.: Ganzfertigteile bei der Verbundfahrbahnplatte der Bahretalbrücke – Eine Revision nach Ausführung und baubegleitender messtechnischer Überwachung. Stahlbau 78 (2009) 12, S. 897–906
- [13] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- [14] DIN EN 1993-2:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009, Nationaler Anhang.
- [15] BMVI; BAST (Hrsg.): Richtzeichnungen für Deckbrücken mit Stahlverbund-Hohlkästen. Entwurf, 2018 (wird noch im BMVI diskutiert), bearbeitet von Meyer und Schubart
- [16] Ehmann, J.: Querkrafttragfähigkeit gezogener zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Diss., Universität Stuttgart, 2003 – erschienen in: Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-3
- [17] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2. Aufl., Springer Verlag, 2010
- [18] GMG-Ingenieurgesellschaft im Auftrag der DEGES: Bauwerksmonitoring an Innenstützbereichen der Langenfelder Brücke Hamburg. Unveröffentlichter Bericht, 2017
- [19] Reintjes, K.-H.; Gebert, G.: Die Talbrücke Gottleuba – Realisierungswettbewerb und Siegerentwurf. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 18. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 11.3.2008 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2008, S. 145–159

-
- 9 Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium
 - 13 Verleihung der Wackerbarth-Medaille
 - 14 Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass
der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen
 - 17 Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet
 - 25 Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau
 - 29 Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks –
Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas
 - 47 Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau
 - 59 Verkehrsinfrastruktur für Hamburg –
Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen
 - 73 Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung
von neuen Verfahren im Brückenbau
 - 85 Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn
als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen
 - 101 Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik
 - 129 Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken –
Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?
 - 149 Was tun, wenn Annahmen und Wirklichkeit nicht übereinstimmen?
 - 161 Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile
von Brücken- und Tunnelbauwerken
 - 173 Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken
mit Halffertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton
 - 185 Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen
 - 197 Chronik des Brückenbaus
 - 209 Inserentenverzeichnis