



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



31. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

07. UND 08. JUNI 2022

© 2022 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

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Technische Universität Dresden

Institut für Massivbau

01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Drackensteiner Hang (1936) – Foto: Martin Hahn, LAD

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

ISSN 1613-1169

ISBN 978-3-86780-709-8



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband

31. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V.

TUDIAS GmbH

07. und 08. Juni 2022

Inhalt

Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022!	7
Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung	11
Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig	13
<i>Gero Marzahn, Jörg Kranz, Dietmar Placzek, Thomas Oehler</i>	
Brücken mit Verbunddübeln – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele	27
<i>Günter Seidl, Victor Schmitt, Wojciech Lorenc</i>	
Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen	43
<i>Anton Braun</i>	
Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzhängern aus Carbon	57
<i>Lorenz Haspel</i>	
Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben	75
<i>Jürgen Feix, Johannes Lechner</i>	
Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung	89
<i>Oliver Steinbock, Thomas Bösch</i>	
Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge	107
<i>Antti Karjalainen</i>	
Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg	121
<i>Michael Hascher, Sabine Kuban</i>	
smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft	139
<i>Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich</i>	
Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen	151
<i>Dirk Proske, Herbert Friedl, Jean-Baptiste Payeur, Blaise Girardin</i>	
Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach	163
<i>Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß</i>	
Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton	175
<i>Andreas Apitz, Frank Jesse, Mike Schlaich</i>	
Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht ...	191
<i>Frank Bauchspiess</i>	
Chronik des Brückenbaus	207
<i>Zusammengestellt von Sabine Wellner</i>	

Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele

Prof. Dr. Dipl.-Ing. Günter Seidl¹, Dipl.-Ing. Victor Schmitt², Prof. dr hab. inż. Wojciech Lorenz³

1 Einleitung

Erste Brücken mit mittig geteilten Walzträgern wurden in Deutschland in den 1960er Jahren gebaut, unter anderen die Bahnbrücken bei Osterwald und Bückeburg [1]. Die Schubtragwirkung zwischen den Stahlträgern und dem Beton wurde bei diesen Bauwerken über kräftige Enddübel als Blockdübel hergestellt. In darauffolgenden Projekten wurde die Verbundwirkung über in Querrichtung verschraubte Gewindestangen oder angeschweißte Verbundmittel realisiert.

Ende der 1980er Jahre gab es Entwicklungen zu kontinuierlichen Verbundmitteln wie der Kombiverdübelung [2] oder der Perfobondleiste [3]. Die Perfobondleiste wird in der Praxis als perforiertes Stahlblech verwendet, das, aufgeschweißt auf den Trägersobergurt, als Verbundmittel ähnlich wie Kopfbolzendübel wirkt. Die Kombiverdübelung ermöglicht bereits in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung aus

dem Jahr 2008 die Verwendung von T-förmigen Stahlträgern mit perforiertem Steg.

Im Brückenbau wird dieses Prinzip der Verbundfertigteilträger mit (halbierten) Walzträgern und Verbunddübeln in Betonstegen, kurz VFT-WIB-Träger, in Deutschland erstmals bei der Straßenbrücke der Gemeinde Pöcking eingesetzt [4]. Verfügen die Stahlträger nur über einen kurzen Trägersteg, der die Verbunddübel ausbildet, werden diese Stahlprofile auch als „externe Bewehrung“ bezeichnet.

Mittlerweile haben diese Fertigteilträger mit externer Bewehrung ihren festen Einsatzbereich gefunden. Sie werden im Stützweitenbereich zwischen 25 und 45 m eingesetzt. Im kurzen Stützweitenbereich unter 35 m trifft man Spannbetonträger wegen ihrer günstigen Herstellkosten an [12]. Sie sind bei Längen von 35 m mit Transportgewichten über 80 t nur noch schwer zu handhaben. Bei Stützweiten von 35 bis 65 m

kommen „klassische“ Brücken mit Verbunddübelleisten VFT-Träger zum Einsatz (vgl. Bild 1).

Die Anwendung von Verbunddübeln als Schubübertragung zwischen Stahl und Beton ermöglicht neuartige Querschnittsformen und Tragsysteme. Auch die Berechnung der Verbundquerschnitte erfordert neue Ansätze. Die Möglichkeiten in der Anwendung und die Herangehensweise in der Bemessung von Brücken mit Verbunddübelleisten werden in diesem Beitrag näher erläutert.

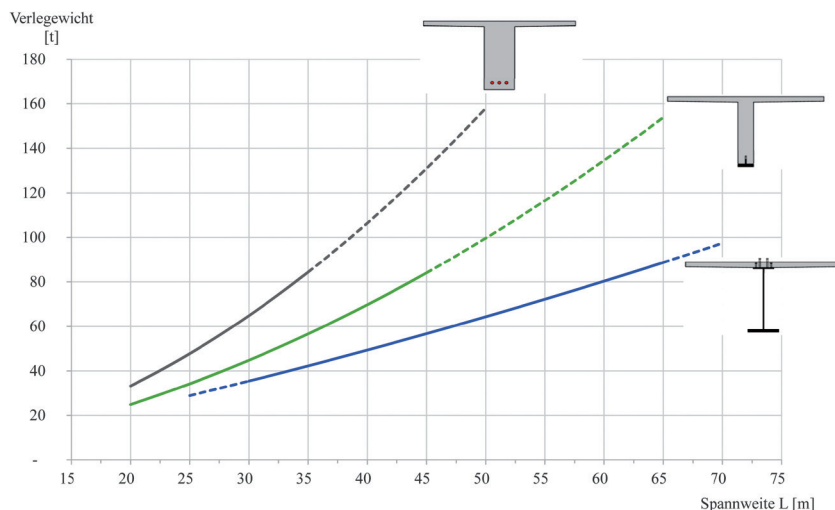


Bild 1 Vergleich der Transportgewichte und Einsatzbereiche von Spannbeton-, VFT-WIB- und VFT-Trägern im Brückenbau

© Seidl

¹ FH Potsdam

² SSF Ingenieure AG

³ Politechnica Wroclawska

2 Straßenbrücken

2.1 Brücke Pöcking

Die Überführung der Hindenburgstraße in der Gemeinde Pöcking über die Bahnstrecke München–Mittenwald stellt die erste Verbundbrücke mit halbierten Walzträgern und mit offener Verbunddübelleiste dar. Die Brücke ist ein Ersatzneubau einer als Walzträger in Beton bestehenden Straßenüberführung. Sie spannt über zwei Felder mit je 16,60 m Stützweite (Tabelle 1).

Tabelle 1 Bauwerksdaten Brücke Pöcking

System 2-Feldrahmen
Stützweiten 2 x 16,60 m = 33,20 m
Konstruktionshöhe 0,80 m
Breite zwischen den Geländern 9,60 m
Fahrbahnbreite 6,25 m
Kreuzungswinkel 100 gon
Besonderheit Federlamelle Mittelstütze
Baujahr 2003

Der Überbau ist monolithisch in die Widerlager eingespannt und besteht aus drei Fertigteilträgern mit einer Breite von je 3,20 m, die mit einer 0,25 m dicken Ortbetonfahrbahnplatte ergänzt wurden. Der mittig getrennte Walzträger HE1000M wurde mit der Verbunddübelleiste der Geometrie PZ ausgeführt (Bild 2). Die beiden Stahlträgerhälften liegen Flansch an

Flansch und bilden zusammen mit dem Betonobergurt den Fertigteilträger, indem auch der Zwischenraum der Stahlträger ausbetoniert wurde [4]. Der Mittelpfeiler ist über eine Federlamelle aus Stahl mit dem Überbau verbunden.

2.2 Brücke bei Elbląg

m Zuge des 4-streifigen Ausbaus der Schnellstraße von Warschau nach Danzig wurde die bestehende Brücke erneuert. Die Schnellstraße bildet den südlichen Teil des Straßenrings um Elbląg und führt weiter Richtung Malbork (Marienburg).

Bei VFT-WIB-Trägern ist die Nachbehandlung des Betonfertigteils von zentraler Bedeutung. Wird der Beton bei kühlen Temperaturen eingebracht, der Stahlträger nicht ausreichend vor Auskühlen geschützt und der Beton nicht entsprechend nachbehandelt, kann es zur Rissbildung im Betonsteg durch das Abfließen der Hydratationswärme im Beton zum Stahlträger kommen. Die Risse bilden sich dann im Feldbereich und im unteren Teil des Betonstegs aus. Beim Entwurf der Brücke Elbląg wurden daher die Stege der externen Bewehrung nach oben gezogen, um das Verlegegewicht des Trägers zu reduzieren und eine Rissbildung im Betonsteg zu vermeiden (Bild 3). Bei diesem Entwurf ändert sich auch die Höhe des Stahlträgers und des Betonsteges über die Trägerlänge. Über der Stütze wird der Betonsteg bis auf den Untergurt gezogen, um Druckkräfte aus dem negativen Stützmoment im Betonsteg abtragen zu können.

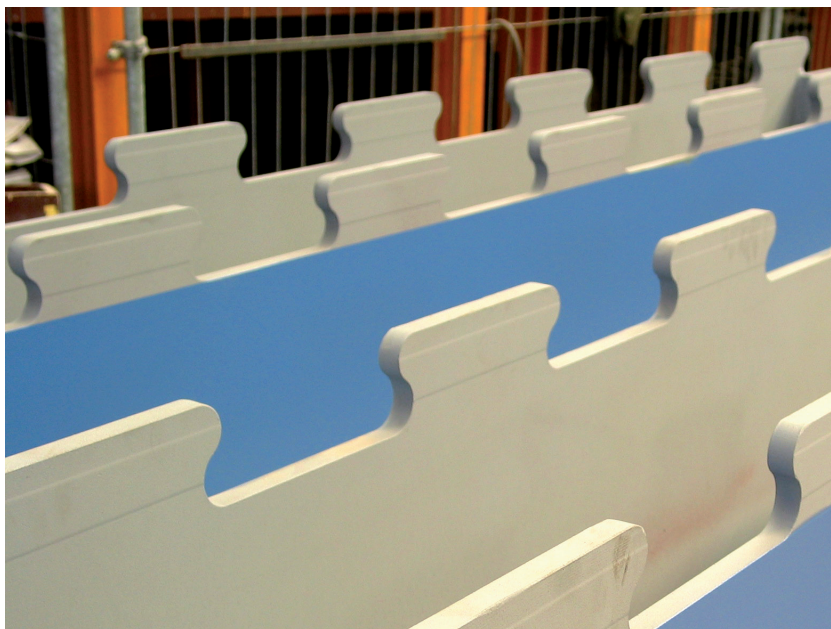


Bild 2 Halbierte Walzträger mit „Puzzle“-Geometrie der Verbunddübelleiste © Seidl

Das Stahlprofil wirkt als externe Bewehrung. Zur Feldmitte hin wandert die Druckkraft in den Obergurt und der Trägersteg liegt in der Zugzone. Um die Zugspannungen im Steg aufzunehmen, wird der Stahlsteg im Feldbereich bis zum Fertigteilobergurt gezogen. So entsteht ein Träger, dessen Stahluntergurt parallel zum Obergurt verläuft, der Stahlsteg jedoch variabel ist. Bei großen Spannweiten mit entsprechenden Trägerhöhen ergibt sich der Vorteil, dass keine Zugspannungen im Beton entstehen und zu einem Rissbild führen. Zugleich verringert sich

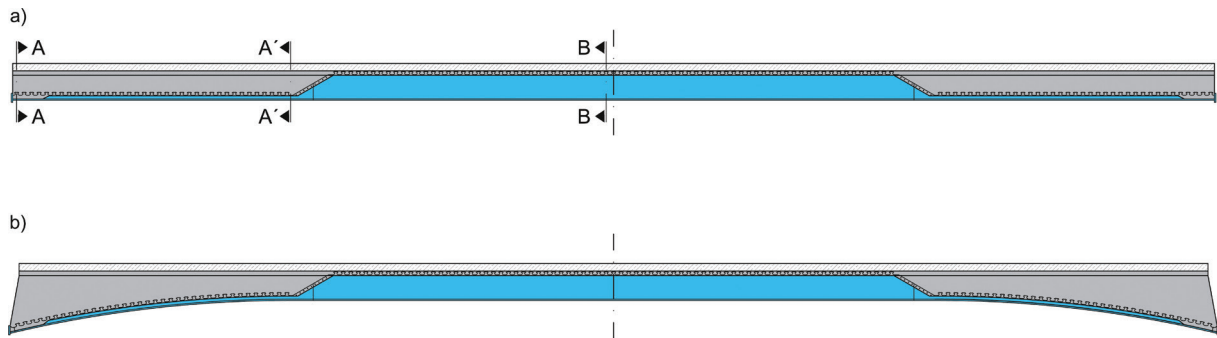


Bild 3 Fertigteilträger der Brücke Elbląg a) mit konstanter Höhe oder b) zur Stütze hin gevoutet © Lorenz

das Verlegegewicht der Träger erheblich. Der Einsatzbereich der Bauweise erweitert sich deutlich, da die verfügbaren Hebezeuge längere Träger verlegen können.

Werden die Stützweiten größer, ist der auflagernahe Bereich mit einer Voute zu versehen. Diese lässt sich einfach realisieren, indem der Bereich des niedrigen Stahlsteges mit einem Bogen überhöht wird. Das Konstruktionsprinzip der Straßenüberführung bei Elbląg entwickelt das Prinzip der externen Bewehrung weiter [5]. Durch eine geschickte Schnittführung bei der Herstellung der Trägerhälften können aus einem Walzträger zwei Trägerhälften erzeugt werden, ohne dass es zu Verschnitt im Stahl kommt. Daher wurde bei der Brücke in Elbląg die externe Bewehrung nur im Stützbe- reich ganz unten angeordnet und mit einem hohen Betonsteg angeschlossen. Im Stützbe- reich ist der Betonsteg unter Druck und es treten keine Zugspannungen im Beton auf. Im Feld- bereich wird der Stahlträgersteg nach oben gezogen, um die Zugspannungen im Stahl auf- nehmen zu können und damit eine Rissbildung zu vermeiden. Neben der verbesserten Dauer- haftigkeit wird der Fertigteilträger leichter und ist auf der Baustelle einfacher zu verlegen.

2.3 Klappbrücke nach Sobieszewo bei Danzig

In der Entwicklung der Querschnitte bei der Brücke Elbląg wurde das Verfahren weiter ver- bessert [6]. Dem Stahl wird bei der Klappbrü- cke nach Sobieszewo (Tabelle 2) nur noch die Zugbeanspruchung zugewiesen (Bild 4, Schnitt A–A), Druckbeanspruchungen werden über den Beton aufgenommen (Bild 4, Schnitt D–D).

Zur Halbinsel Sobieszewo führte lange Zeit eine bewegliche Pontonbrücke über die Martwa Wisła (dt. Tote Weichsel). Die neue Klappbrü- cke ersetzt die bestehende Pontonbrücke. Sie ist 173,00 m lang und geht über 5 Felder. Die Schifffahrtsöffnung wird mit $59,50 + 2 \times 6,75$ m überspannt. Je Seite spannen zwei Randfelder mit 25,00 m Stützweite.

Die Randfelder werden als Fertigteilbauweise in Verbund ausgeführt. Dabei werden die Trä- ger nicht in voller Breite hergestellt. Die Innen- träger haben eine Obergurtbreite von 1,20 m, die Randträger eine Breite von 1,40 m. Die freien Bereiche zwischen den Fertigteilträgern werden durch Fertigteilplatten mit Abmessungen von $2,24 \times 1,12$ m abgedeckt.

Tabelle 2 Bauwerksdaten Klappbrücke über die Tote Weichsel nach Sobieszewo bei Danzig

System 2 x 2-Feldträger / Klappbrücke
Stützweiten $2 \times 25,00 + 73,00 + 2 \times 25,00 = 173,00$ m
Konstruktionshöhe Randfelder 1,50–1,80 m
Gesamtbreite Überbau 14,40 m
Gehwege 2,00/2,40 m
Bauherr Stadt Danzig
Planung Europrojekt Gdansk, Danzig
Ausführung Metrostav a.s. / Vistal Gdynia S.A.
Baujahr 2018

Die VFT-WIB-Träger in den Rand- feldern sind so ausgebildet, dass die Stahlträger nur im positiven Momentenbereich der Brücken angeordnet werden. Im Stützbe- reich und zu den monolithisch eingespannten Widerlagern hin geht der Verbundquerschnitt in einen reinen Stahlbetonquer- schnitt über (Bild 4, Schnitte A–A bis D–D). Die Verbunddübel am oberen Stegende in Feldmitte stellen den Verbund mit dem Fertigteil her. Zum Trägen- de werden geschlossene Ver- bunddübel angeordnet und mit

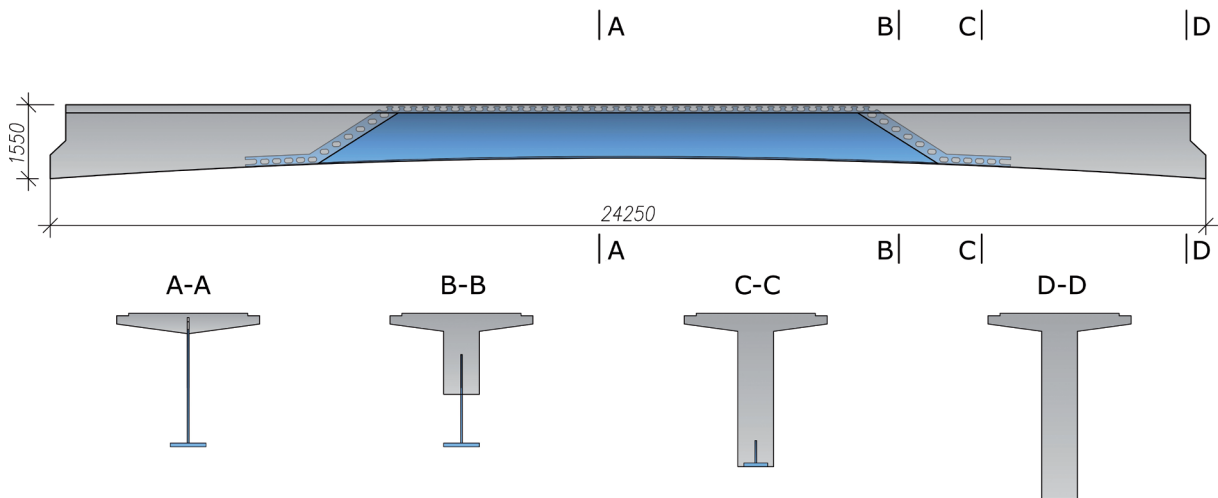


Bild 4 VFT-WIB-Träger der Klappbrücke Sobieszewo

© Europrojekt Gdansk

Schubbügel zurückgehängt, um abhebende Kräfte aus dem vertikalen Schub ebenfalls abtragen zu können.

3 Eisenbahnbrücken

Die erste Brücke für die Eisenbahn mit Verbunddübeln wurde im Jahr 2010 in Polen gebaut [7]. Die Brücke führt über den Fluss Łososina und war das erste Bauwerk, das mit dem allgemeinen Ansatz für Verbundquerschnitte nach [8] bemessen wurde.

3.1 Direkt befahrene Fertigteilbrücken mit externer Bewehrung (VFT-Rail)

Das Konstruktionsprinzip der externen Bewehrung ist Grundlage für den VFT-Rail-Träger. Dabei handelt es sich um eine außenliegende Stahllamelle, die über eine Verbunddübelleiste mit dem Betonträger schubfest verbunden ist. Da für die Stahllamelle keine Betondeckung erforderlich ist, ergibt sich ein größerer Hebelarm der externen Bewehrung gegenüber anderen Bauarten. In der Regel wird die externe Bewehrung bei schlanken Tragwerken auf der Unterseite angeordnet, die im Feldbereich auf Zug beansprucht wird.

Der Überbau besteht aus einem Stahlbetonträger,

an dem vier unten liegende Träger angeordnet sind (Bild 5). Neben den Schienenkanälen wird an der Oberseite jeweils eine externe Bewehrung als Druckbewehrung angeordnet [9]. Für die Form der Verbunddübelleiste wird die ermüdungsgerechte Schnittform MCL 250/115 [7] verwendet, die durch ihre Geometrie möglichst geringe Erhöhungen in der Strukturspannung erzeugt und gleichzeitig ein duktileres Tragverhalten an den Tag legt. Als günstige Geometrie erwies sich dabei ein Schnitt unter Anwendung von Korbbögen, die einen sehr weichen Übergang vom Dübelgrund hin zum Dübelkopf ermöglicht.

Die Schienen werden über Schienenstützpunkte fixiert, die direkt im Betonkanal aufgelagert werden. Die Begleitwege werden als separate Träger in Spannbetonbauweise ausgeführt. Der Spannweitenbereich liegt zwischen 10 und 20 m [11]. Durch den breiten Schienenkanal sind Gleisradien bis 300 m möglich (Bild 6).

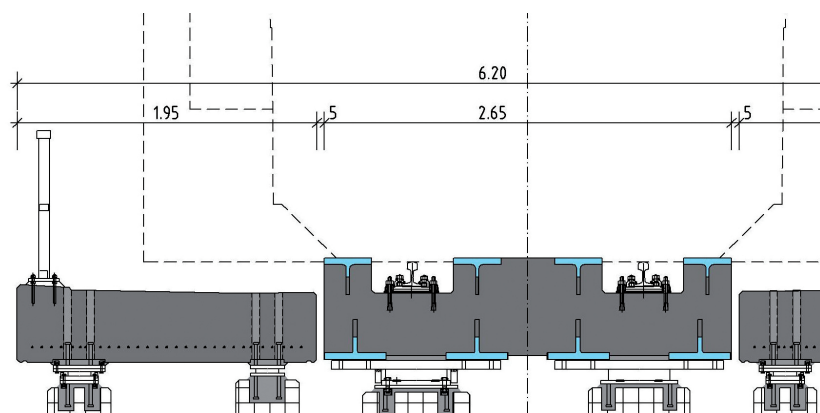


Bild 5 Querschnitt VFT-Rail-Brücke

© SSF Ingenieure AG



Bild 6 Fertiggestellte VFT-Rail-Brücke bei Langenbach/Obb. mit einem Gleisradius von 300 m
© SSF Ingenieure AG

3.2 Trogbrücke als integrale Brücke bei Spergau

Trogbrücken werden bei Eisenbahnüberführungen dann erforderlich, wenn nur eine begrenzte effektive Konstruktionshöhe für den Überbau zur Verfügung steht. Dies ist in der Regel der Fall, wenn Überbauten mit direkt befahrenem Trägerrost durch einen Überbau mit durchlaufendem Schotterbett ersetzt werden. In Deutschland haben sich für diese Randbedingungen Dickblechbrücken aus Stahl mit durchlaufendem Schotterbett etabliert. Sind jedoch größere Spannweiten mit kleinem Endtangentialdrehwinkel erforderlich, ist ein Überbau als Betontrog mit externer Bewehrung ideal, um die Einspannung in die Widerlager zu ermöglichen.

Die Brücke in Spergau bei Leuna (Tabelle 3, Bild 7) bindet das Industriegebiet der InfraLeuna GmbH an. Dort wurde eine Rahmenbrücke mit Trogquerschnitt entworfen und realisiert [12]. Die Brücke setzt sich aus einem Betontrog mit externer Bewehrung in Längsrichtung und in Querrichtung zusammen. In den Trogwangen sind oben und unten halbierte Walzträger mit Verbunddübeln angeordnet. Die oberen Träger werden bis zum Flügelende geführt, um die Zugkräfte aus der Einspannung in die Wi-

derlager einzuleiten. Die unteren Träger enden mit einer Druckplatte in der Mitte der Widerlagerwand. Die Trogwangen wurden liegend als Fertigteil hergestellt und nach dem Erhärten aufgerichtet. Anschließend wurde die Fahrbahnplatte erstellt. Der komplette Überbau wurde eingehoben, mit den Unterbauten verbunden und in einer Wochenendsperrpause querverschoben.

Tabelle 3 Bauwerksdaten Brücke InfraLeuna

System Rahmen
Stützweite 13,00 m
Konstruktionshöhe Wangen 1,04 m
Fahrbahn 0,35–0,40 m
Gesamtbreite Überbau 5,20 m
Gehwege je 0,80 m
Bauherr InfraLeuna GmbH
Planung SSF Ingenieure GmbH
Ausführung Grötz Bauuntern. GmbH
Prüfingenieur Dr.-Ing. W. Streit
Baujahr 2012

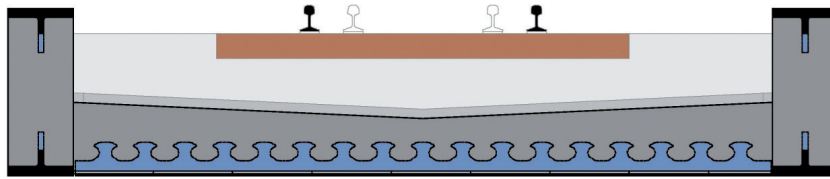


Bild 7 Querschnitt der Brücke InfraLeuna

© Seidl

Profilen bestehen, die über Verbunddübel in die vorgespannte Fahrbahnplatte einbinden [13]. Die Fahrbahnplatten der Brücken sind in Längsrichtung vorgespannt. Der innere Brückenzug spannt in Querrichtung über 13,00 m und wird

Um die Fahrbahnplatte in ihre Konstruktionshöhe gedrungen zu halten, ist auch in Querrichtung externe Bewehrung im Abstand von 0,50 m angeordnet. Die Zwischenräume sind mit Faserzementplatten abgedeckt, um auf eine Schalung verzichten zu können.

auch in Querrichtung vorgespannt (Bild 9). Die äußeren Brücken sind in Querrichtung schlaff bewehrt.

Der Stabbogen besteht aus einem liegenden Walzträger, der über Kaltumformung seine Bogengeometrie erhält [14]. Zu den Bogenfußpunkten geht der Stahlträger in die Betonplatte über. Um den Bogenschub zu übertragen, wird der Walzträgersteg mittig getrennt und mit Verbunddübeln versehen. Dabei weitet sich der Querschnitt auf und der Bereich zwischen den Stahlflanschen mit den Verbunddübeln wird bewehrt und ausbetoniert. So werden die Schubkräfte kontinuierlich in den Beton übertragen. Zusätzlich werden am Ende des Stahlbogens Endplatten für die Verankerung der Längsvorspannung angeordnet, um den Bogenschub direkt in die Längsvorspannung abzuleiten (Bild 10).

3.3 Bogenbrücken über die Weichsel in Krakau

Derzeit werden in Krakau (Polen) im Zuge der Bahnstrecke E 30 auf den Abschnitt Kraków Główny und Kraków Zabłocie mehrere Brückenzüge über die Weichsel gebaut. Nach der Fertigstellung wird die Kreuzung aus drei Brückenzügen bestehen, über die vier Gleise und ein Fuß- und Radweg verlaufen werden. Derzeit ist die Ostbrücke fertiggestellt und die mittleren Brücken befinden sich im Bau. Jeder Brückenzug besteht aus drei Netzwerkbogenbrücken mit Spannweiten von 49,50 m + 116,00 m + 63,50 m (Bild 8).

4 VFT-WIB-Brücken in Rumänien

Die Besonderheit der Bogenbrücken besteht darin, dass die Bögen selbst aus gewalzten

In Rumänien besteht ein hoher Bedarf an neuer Infrastruktur in Form von neuen Autobahnen und Bahnstrecken, die ertüchtigt oder erneuert werden. Generell werden in Rumänien Standardlösungen für Überführungen entworfen. Im Spannbett vorgespannte Betonfertigteilträger stellen dabei bis 38 m Länge die wirtschaftlichste Lösung für Brückenbauwerke dar. Bei größeren Längen werden Stahlverbundlösungen interessant, da die Kosten für Transport und Montage der Träger in Rumänien einen wesentlichen Kostenfaktor darstellen. Im Bereich der Straßen haben sich Verbundfertigteilträger mit externer Bewehrung durchgesetzt. Dabei werden je nach Stützweite unterschiedliche Herstellverfahren verwendet. Grundsätz-

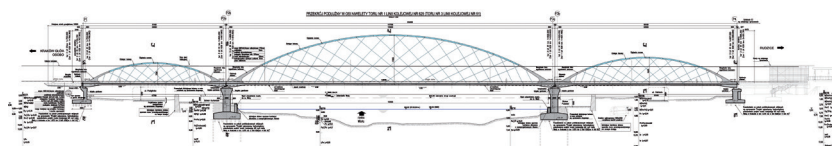


Bild 8 Längsschnitt der Bogenbrücken über die Weichsel in Kraków

© Radoslaw Sęk

Tabelle 4 Bauwerksdaten der Bogenbrücken über die Weichsel in Krakau

System Einfeldträger als Netzwerkbogen
Stützweiten 49,50 + 116,00 + 63,50 m
Konstruktionshöhe Fahrbahn eingleisig 0,45–0,75 m
zweigleisig 0,65–1,20 m
Gesamtbreite Überbauten 7,10 + 13,06 + 7,10 m
Gehwege 6 x 0,85 m
Bauherr Polskie Linie Kolejowe S.A.(PKP)
Planung RS Projekt
Ausführung Strabag Sp. z o.o.
Baujahr 2020–2022

lich wird für die Produktion der Fertigteile eine Systemschalung verwendet, die auf die Herstellung von Spannbetonträgern im Spannbett ausgelegt ist. Die Spannbetonträger werden mit einer Flanscbreite von 0,80 m hergestellt, aber mit einem Abstand von 2,25 m verlegt. Als verlorene Schalung zwischen den Trägern werden Stahlbetonhalbfertigteile eingebaut.

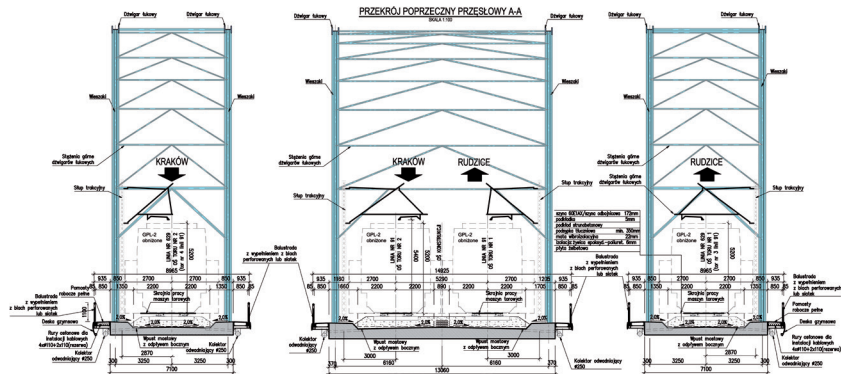


Bild 9 Querschnitte der Bogenbrücken über die Weichsel (Schnitt im mittleren Feld) © Radosław Sęk

4.1 Erste VFT-Brücken mit Verbunddübeln

Die Brücke P11 (Tabelle 5) wird als Rahmen mit Verbundfertigteilträgern ausgeführt, wobei die Träger zu den Widerlagern hin leicht gevoutet sind. Auf einen Stahlträgerobergurt wird in diesem Projekt verzichtet, um die Kosten für das Material des Obergurts, aber auch den Aufwand für die Halskehlnähte einzusparen. Im Feldbereich bindet der Stahl-

steg direkt in die Betonfertigteileplatte ein (Bild 11, rechts). Der Schub wird über die im Steg eingebrachte Verbunddübelgeometrie CL250/100 in das Fertigteil eingeleitet. Am Widerlager werden die Schubkräfte für eine Verbunddübelleiste zu groß, so dass hier zwei Leisten angeordnet werden müssen. Dies wurde gelöst, indem im Stützmomentenbereich ein Stahlträgerobergurt angeordnet wird, an dessen Rändern die Verbunddübelgeometrie vorgesehen ist.



Bild 10 Fußpunkte der Netzkorbbrücken

© Radosław Sęk

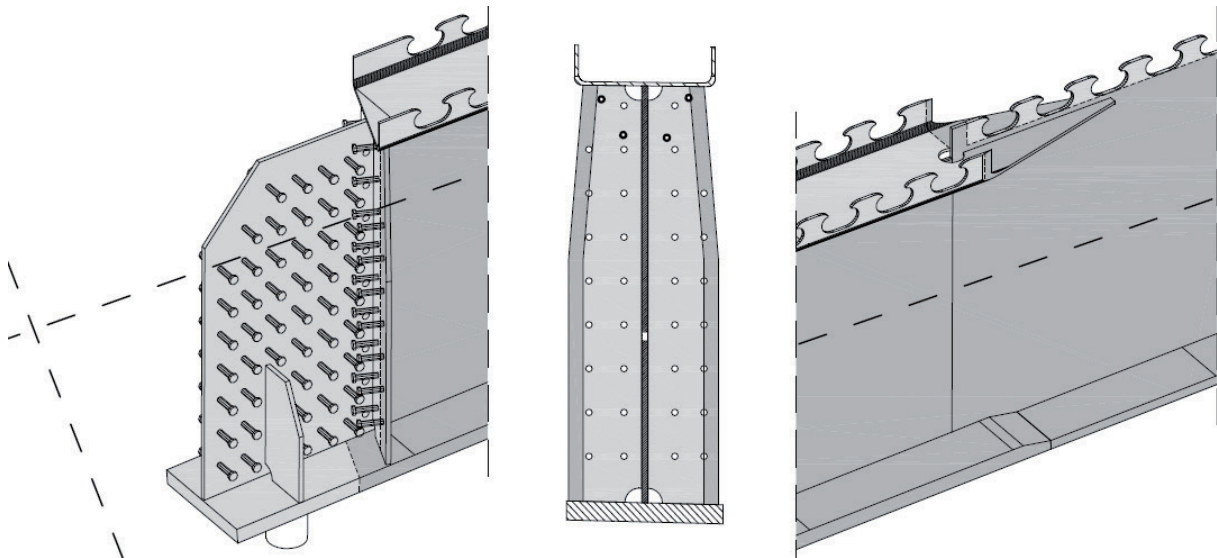


Bild 11 Übergang im Stahlträger von einer auf zwei Dübelleisten

© SSF.RO

Tabelle 5 Bauwerksdaten Brücke P11

System Rahmen
Stützweite 39,00 m
Konstruktionshöhe 1,65–1,95 m
Breite zwischen den Geländern 11,40 m
Fahrbahnbreite 8,00 m
Kreuzungswinkel 79,0 gon
Baujahr 2014

Neben der externen Bewehrung werden die Träger jedoch zusätzlich im Spannbett vorge-spannt. Die Vorspannung besteht aus Spannlitzen, in Bild 12 rot dargestellt. Sie ist kaum teurer als Bewehrungsstahl und verhindert gleichzeitig konstruktiv eine Rissbildung im Betonsteg.

Wie bei den Spannbetonträgern werden die Fertigteile im Abstand von ca. 2,50 m verlegt und die Zwischenräume mit Halffertigteilen abgedeckt.

Die Verbunddübelleisten werden aufgekantet und binden so vertikal in den Betonfertigteilsteg ein (Bild 11). Im Bauzustand liegen die Verbunddübel dann mit einer Betondeckung von je 25 mm zur Ober- und Unterseite des Betongurts. Mit dieser geringen Betondeckung übernehmen die Verbunddübelleisten die Schubkräfte im Bauzustand [12].

4.2 Brücken kurzer Stützweite

Lassen es Zufahrtswege und Örtlichkeit nicht zu, schwere Spannbetonträger an das Bauwerk anzuliefern, werden die deutlich leichteren Verbundträger mit externer Bewehrung verwendet. Die unten liegenden Stahlprofile werden i. d. R. aus Blechen hergestellt und der Stahlträgersteg an seiner Oberseite mit einer Verbunddübelleiste versehen.

4.3 Brücken mittlerer Stützweite

Gehen die Trägerlängen über 38 m hinaus, wird ein Stoß im Verbundfertigteile auf der Baustelle notwendig. Dieser Stoß wurde wirtschaftlich ausgelegt und standardisiert.

Der Stoß des Verbundträgers wird in Feldmitte angeordnet. Dort sind die Querkkräfte gering.

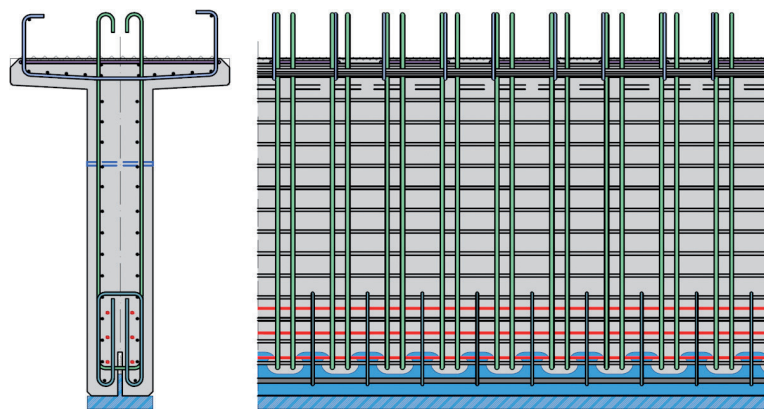


Bild 12 Vorgespannter VFT-WIB-Träger

© SSF.RO

Um den Aufwand zum Einbau der Bewehrung und das Betonvolumen gering zu halten, wird ein Teil des Betonstegs dreiecksförmig ausgespart. Es stellt sich statisch ein Druckbogen ein, der die Schubkräfte über die Verbunddübelleisten in den Stahlträgeruntergurt abgibt.

Die Träger werden vom Stahlbaubetrieb in zwei Hälften angeliefert und bewehrt, bevor sie in die Systemschaltung eingehoben werden. Ist nach dem Betonieren die erforderliche Betonfestigkeit erreicht, werden die Verbundträgerhälften auf die Baustelle transportiert und paarweise gegenübergelegt. Der Stahlträgeruntergurt und der Stahlsteg werden vor Ort verschweißt. Der obere Bogen wird als Stahlblech ergänzt. Er besitzt aber keine statische Funktion. Die Schweißstöße werden korrosionsbeschichtet. Bewehrung wird im Stoßbereich ergänzt.



Bild 13 Trägerhälfte des Verbundfertigteils auf der Baustelle

© Victor Schmitt

In Bild 14 wird deutlich, dass der Bewehrungsgrad vergleichsweise gering ist, da der Stoß in Feldmitte und damit im Druckbereich des Plattenbalkens angeordnet ist. Das Betonvolumen



Bild 14 Vorbereiteter Trägerstoß © Victor Schmitt

für den Verguss beträgt ca. 200 l und kann in einem Zwangsmischer vor Ort hergestellt und eingebaut werden.

In Bild 15 ist gut zu sehen, dass diese Trägerart mit mittiger Öffnung eine neue Charakteristik in ihrem Erscheinungsbild aufweist. Für den Betrachter ist der Kraftfluss nachvollziehbar, indem der Zweipunktquerschnitt an der Öffnung im Steg in Feldmitte sehr gut Momente übertragen kann und kleine Querkkräfte aus Radlasten über die Bogenwirkung in die Zuggurte abgeleitet werden.

5 Allgemeiner Ansatz zur Schubbemessung von Verbundquerschnitten

Die Ergebnisse der Forschungsvorhaben, die in Polen und Deutschland durchgeführt wurden, werden seit der Bauartzulassung von Verbunddübelleisten [15] aufbereitet, um eine *Technical Specification* (CEN-TS) für den überarbeiteten Eurocode 4 zu erarbeiten. Die Ergänzung in dieser CEN-TS gegenüber der Bauartzulassung ist

die Einfluss des gerissenen Betons in der Zugzone auf die Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste.

Eine weitere Neuerung ist die Behandlung der Schubübertragung in Querschnitten. Durch die Verbunddübelleiste werden neuartige Querschnittsformen möglich, indem der Schub zwischen Stahlträger und Betongurt nicht mehr durch einen mit Kopfbolzen versehenen Stahlobergurt übertragen werden muss. Durch die Leiste mit den Verbunddübeln kann der Schubverbund an nahezu beliebiger Stelle, sprich in beliebiger Höhe im Querschnitt, ausgebildet werden. Einen Überblick über mögliche Querschnittsformen für die Anordnung der externen Bewehrung im Verbundträger gibt Bild 16.

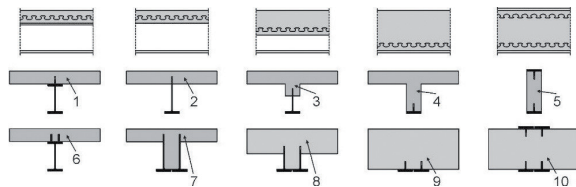


Bild 16 Anordnung der Stahlprofile im Querschnitt, die durch Verbunddübelleisten angeschlossen werden © Lorenz

Die „klassischen“ Verbundquerschnitte (vgl. Bild 16, Varianten 1 und 2) werden im elastischen Zustand aus Längsschub infolge Querkraft mit

$$V_l = V_z \cdot S_y / J_y \quad (1)$$

Berechnet, [16], [17]. Nun stellt sich die Frage, ob auch die allgemeinen Verbundquerschnitte (Bild 16, Varianten 3–10) mit Gl. (1) berechnet werden können. Unbekannt ist dabei das Verhältnis, wie sich die Querkraft V_z auf den Betonquerschnitt und auf den Stahlquerschnitt aufteilt, und ob es neue, sichere und wünschenswerterweise auch wirtschaftlichere Ansätze gibt. Dieser Frage wird im Folgenden nachgegangen.

5.1 Aufteilung der Querkraft auf die Querschnittsteile des Verbundträgers

Grundsätzlich stellt sich die Frage, welcher „Partner“ im Verbundquerschnitt welchen An-



Bild 15 Verlegte Träger (A-Bauwerk)

© Victor Schmitt

teil der Querkraft im Träger übernimmt. Die Frage wird umso wichtiger, je geringer der Stahlanteil im Verbundquerschnitt wird.

Im Stahlbau wird die Querkraft dem Stahlsteg des Stahlträgers zugewiesen. Im Verbundbau wird vereinfachend ebenfalls dem Stahlsteg die Aufgabe zugewiesen, die Querkraft abzutragen. Die Schubsteifigkeit des Betons wird dabei vernachlässigt. Bei Stahlbeton- und Spannbetonträgern wird der Schub dem Beton zusammen mit der Verbügelung bzw. zusammen mit den geeigneten Spanngliedern zugewiesen. In Normalspannungsrichtung verlaufende Bewehrungslagen oder Spannglieder werden nicht mit ihrer Schubsteifigkeit angesetzt.

Bei den neuen, trägerartigen Querschnitten mit Verbunddübelleisten muss diese Herangehensweise aus dem Eurocode 4 [10] neu bewertet werden. Um Querschnitte mit ausgewogenem Anteil zwischen Steg- und Betonsteg sicher und wirtschaftlich zu bemessen, müssen Stahl- und Betonstege mit den jeweiligen Schubsteifigkeiten gemeinsam angesetzt werden. Bei Brücken mit externer Bewehrung, also einem an der Trägerunterseite angeordneten T-Profil, spielt der Anteil des Stahlsteiges noch eine untergeordnete Rolle.

Sind jedoch höhere Stahlstege von Vorteil, ist eine korrekte Bemessung für die Querkraft wesentlich. Beispiele für diesen plattenbalkenartigen Querschnitt ist die Brücke bei Elbląg (Abschnitt 2.2).

Ein Ansatz für die Schubbemessung dieser neuartigen Querschnitte wird über den inneren Hebelarm des Trägers hergeleitet. Der allgemeine, analytische Ansatz wurde von R. P. Johnson in [18] hergeleitet.

5.2 Herleitung des inneren Hebelarms bei Verbundquerschnitten

Während bisher Verbundmittel wie die Perfo-bondleiste oder Kopfbolzendübel der reinen Schubübertragung dienten und meist in die Nähe der Schwerachse der Betonplatte angeordnet werden (vgl. Bild 16, Varianten 1, 2, 6, 7), können Konstruktionen mit Verbunddübelleisten ähnlich einer schlaffen Bewehrung weiter entfernt von der Schwerachse des Betonbauteils angeordnet werden (vgl. Bild 16, 3–5 bzw. 8–10). Für die zuletzt genannten Querschnitte stellt sich die Frage, wie die Querkraft im Querschnitt aufgenommen wird [8].

Der Lösungsansatz für den Schubabtrag im Querschnitt wird über den inneren Hebelarm der Resultierenden in [19] hergeleitet und im Folgenden zusammengefasst. Anhand eines Rechteckquerschnitts wird der Zusammenhang zwischen dem Schubfluss und dem Hebelarm der inneren Kräfte anschaulich. Die Resultierenden der Längsspannungen σ in einem Rechteckquerschnitt, der durch ein Moment belastet wird, sind bei jeweils $h/6$ angeordnet und ihr Abstand untereinander ist $2/3 h$. Der Schubspannungsverlauf ist parabelförmig und hat sein Maximum bei $h/2$. Die Querkraft V_z im Querschnitt ist das Integral der Schubspannung τ über die Querschnittsfläche $V_z = \int \tau dA$.

In der Nulllinie des Querschnitts tritt der größte Schubfluss $v_{L,max} = \tau_{max} \cdot b$ auf. Wird ein rechteckiger Schubspannungsblock mit τ_{max} unterstellt, wird die gesamte Querkraft V_z zwischen den Resultierenden übertragen. Es wird deutlich, dass der Abstand des inneren Hebelarms der Spannungsresultierenden ein wesentlicher Parameter bei der Querkraftaufnahme im Querschnitt darstellt.

Aufbauend auf dem Rechteckquerschnitt kann dies für alle Querschnitte verallgemeinert werden (vgl. [19]). Der innere Hebelarm im Stahlquerschnitt im elastischen Spannungszustand kann aus dem Verlauf des Schubflusses $v_{xz} = v_L$ bestimmt werden. Aus der theoretischen Herleitung in [19] ergibt sich der innere Hebelarm für einen beliebigen Stahlquerschnitt zu

$$z = J_y / S_{y,max} \quad (2)$$

mit: J_y Flächenträgheitsmoment
 $S_{y,max}$ statisches Moment der oberen/unteren Teilfläche zur Nulllinie

Gleichung (2) gilt auch für Verbundquerschnitte entsprechend, so dass sich mit dem ideellen Flächenträgheitsmoment J_{yi} und dem maxima-

len statischen Moment bezogen auf die elastische Nulllinie des Verbundquerschnitts der innere Hebelarm z berechnen lässt.

5.3 Vergleich der beiden Bemessungsansätze

Die Bemessung mit dem analytischen Ansatz nach Johnson [18] und dem Ansatz über die inneren Hebelarme nach Lorenc (Abschnitt 5.2) ist an sich gleichwertig, jedoch ist der Informationsgehalt des Ergebnisses unterschiedlich, wie Bild 17 zeigt. Mit dem Ansatz nach Johnson ist bei einer beliebigen Lage der Schubfuge der vollständige Verlauf des Schubflusses einschließlich seines Maximums $v_{L,max}$ zu berechnen. Bei der Bemessung eines allgemeinen Verbundquerschnitts, wie dies bei einer Verbunddübelleiste im Steg der Fall ist, ist der Verlauf des Schubflusses in der Verbundfuge jedoch nicht von Bedeutung, weil die Schubträgfähigkeit des Betons nachgewiesen werden soll. Damit ist es ebenfalls nicht notwendig, die Querkraftanteile des Stahls und des Betons quantitativ zu ermitteln. Der Querschnitt kann als Ganzes betrachtet werden und unabhängig von der Lage der Nulllinie bemessen werden. So wird nach dem Ansatz von Lorenc der oben liegende Betonteil auf der sicheren Seite bemessen. Der Schubflussanteil im Stahlträger muss dem Grunde nach nicht mehr nachgewiesen werden, da beim Nachweis der stählernen Verbunddübelleiste dieser Nachweis implizit bereits geführt wird. In Bild 17 wird der Unterschied graphisch veranschaulicht. Mit den Ansatz von Johnson kann der Schubfluss der einzelnen Anteile A und B respektive des Stahls und des Betons berechnet werden (Bild 17, Mitte). Mit dem Ansatz von Lorenc ist die explizite Berechnung der Anteile nicht möglich, da nicht der gesamte Hebelarm $z = z_a + z_c$ ermittelt wird (siehe Bild 17, rechts). Im Ergebnis ist jedoch damit die Bemessung der Verbundfuge und des Betonsteges des Verbundquerschnitts möglich.

6 Zusammenfassung

Die Entwicklung neuartiger Querschnitte, bei denen die Verbunddübelleiste der Schubsisicherung dient, findet sich in den Ländern Österreich, Polen, Rumänien und Deutschland in sehr unterschiedlichen Anwendungen wieder. Die Ausbildung und Bemessung der Konstruktion wird auf der Grundlage der allgemeinen Bauartzulassung für Verbunddübelleisten [15] geführt. Darüber hinaus werden eigene Inge-

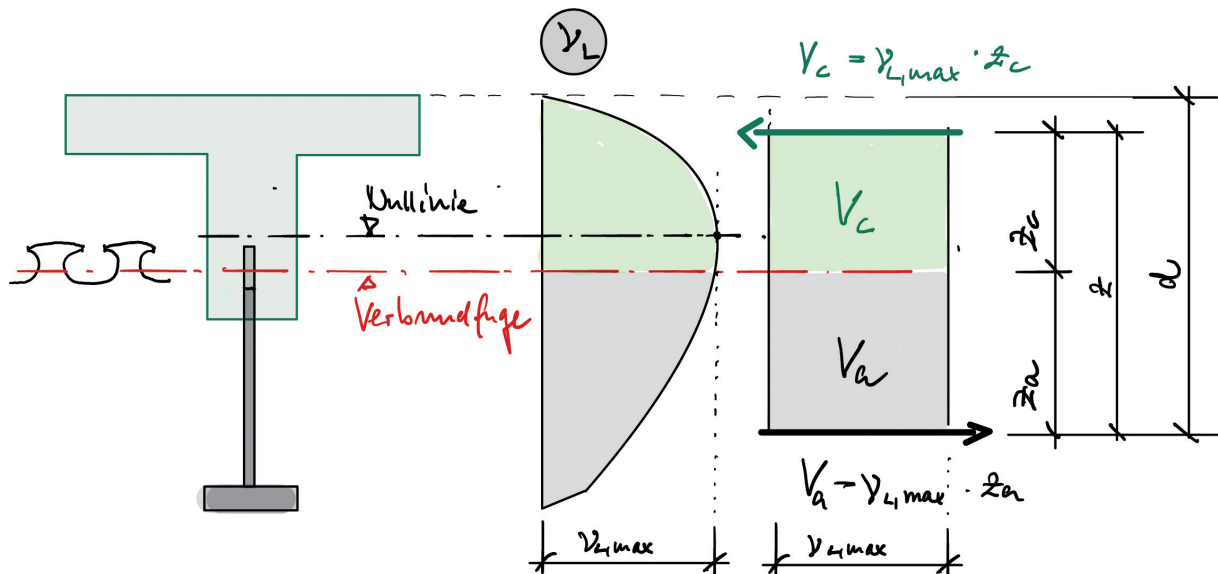


Bild 17 Vergleich des analytischen Ansatzes nach Johnson und des Ansatzes der inneren Hebelarme nach Lorenc © Lorenc

niermodelle entwickelt, um den Kraftfluss und die Tragwirkung in der Verbundfuge zu beschreiben. Für die gemeinsame Entwicklung dieser Modelle sei Roger P. Johnson herzlich gedankt. Die CEN-TS für Verbunddübelleisten ist derzeit in Bearbeitung und wird mit der Veröffentlichung der überarbeiteten Eurocodes den europäischen Partnern zu Verfügung stehen. Dies wird die Bauweise mit Verbunddübelleisten durch weitere, neuartige Querschnitte bereichern.

Weitere Projekte und Hintergründe finden Sie in [21].

Literatur

- [1] Rennenkampff, E. v.: Weiterentwicklung der Brücken aus Stahlträgern in Beton zu Verbundträgerbrücken: An ausgeführten Brücken dargestellt. Bauingenieur 39 (1964) 5, S. 180–185
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39: Kombi-Verdübelung. 06.06.2000
- [3] Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Z-26.1-23: Perfobond-Leiste. 22.07.1991
- [4] Schmitt, V.; Seidl, G.; Hever, M.; Zapfe, C.: Verbundbrücke Pöcking– Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. Stahlbau 73 (2004) 6, S. 387–393 – DOI: 10.1002/stab.200490108
- [5] Lorenc, W.; Kolakowski, T.; Hukowicz, A.; Seidl, G.: Verbundbrücke bei Elbląg: Weiterentwicklung der VFT-WIB-Bauweise. Stahlbau 86 (2017) 2, S. 167–174 – DOI: 10.1002/stab.201710463
- [6] Seidl, G. und Lorenc, W.: Innovative Konstruktionen im Verbundbrückenbau mit Verbunddübelleisten. Stahlbau 87 (2018) 6, S. 547–554 – DOI: 10.1002/stab.201810617
- [7] Lorenc, W.: Concrete failure of composite dowels under cyclic loading during fullscale tests of beams for the “Wierna Rzeki” bridge. Engineering Structures 209 (2020), S. 1–14 – DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110199
- [8] Lorenc, W.: Przenoszenie siły poprzecznej: a definicja konstrukcji zespolonej. Mosty 6 (2011), S. 49
- [9] Seidl, G.; Mensinger, M.; Koch, E.; Hugle, F.: Eisenbahnüberführung Simmerbach – Pilotprojekt in VFT-Rail-Bauweise mit externer Bewehrung. Stahlbau 81 (2012) 2, S. 100–107 – DOI: 10.1002/stab.201201520
- [10] 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
- [11] Seidl, G.; Müller, J.: Massive Verbundbrücken für die Bahn. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 2, S. 122–128 – DOI: 10.1002/best.201000084
- [12] Seidl, G.; Stambuk, M.; Lorenc, W.; Kołakowski, T.; Petzek, E.: Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau – Bauweisen mit Verbunddübelleisten. Stahlbau 82 (2013) 7, S. 510–521 – DOI: 10.1002/stab.201310072

- [13] Sęk, R.; Pilujski, B.; Sobala D.; Lorenc, W.; Kożuch, M.: Bridge over Vistula River in Cracow: The first railway network arch bridge using cold-bent HD sections and composite dowels. IABSE report Zurich (2020), S. 454–462
- [14] Kaczmarek, T.; Galewski, T.; Topolewicz, K.; Sęk, R.; Radziecki, A.; Ochojski, W.; Kożuch, M.; Lorenc, W.: Polish experience with network arch bridges using cold-bent HD sections. Steel Construction 13 (2020) 4, S. 271–279 – DOI: 10.1002/stco.202000034
- [15] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine Bauartgenehmigung Z-26.4-56: Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform. 14.05.2018
- [16] Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, S.; Seidl, G.: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau 80 (2011) 3, S. 172–184 – DOI: 10.1002/stab.201101408
- [17] Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Ndogmo, J.; Seidl, G.: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 2: Ermüdungsverhalten. Stahlbau 80 (2011) 4, S. 256–267 – DOI: 10.1002/stab.201101418
- [18] Johnson, R. P.: Vertical shear in hybrid composite cross-sections of beams. In: Tagungsband Breslauer Brückentage 2021: Sicherheitskonzepte für Brückenbauwerke, Wrocławskie Dni Mostowe 25./26.11.2021, Politechnika Wrocławska, 2021, S. 333–337
- [19] Lorenc, W.: The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels. Steel Construction 10 (2017) 2, S. 154–167 – DOI: 10.1002/stco.201710019
- [21] Seidl, G.; Schmitt, V.; Lorenc, W.: Hintergrunddokument zu Brücken mit Verbunddübeln: Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele, Ergänzung zum 31. Dresdner Brückensymposium, Dresden, 08.06.2022 – <https://my.hidrive.com/lnk/8ynlWhaj>

- 7 Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022
- 11 Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung
- 13 Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig
- 27 Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele
- 43 Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen-Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen
- 57 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzhängern aus Carbon
- 75 Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben
- 89 Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung
- 107 Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge
- 121 Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg
- 139 smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft
- 151 Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen
- 163 Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach
- 175 Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton
- 191 Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht
- 207 Chronik des Brückenbaus