TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

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



30. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

9./10. MÄRZ 2020



Brücken verstärken

mit aufgeklebten Sto S&P CFK-Lamellen

Konform mit der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“

- Verstärken von nicht vorwiegend ruhend belasteten Bauteilen
- Verstärken von Stahl- und Spannbeton
- Unbeschränkter Verstärkungsgrad

Weitere Informationen nötig?
Fragen Sie uns!

StoCretec GmbH
Betoninstandsetzung
Bodenbeschichtung
Gutenbergstraße 6
65830 Kriftel
Telefon +49 6192 401-104
Fax +49 6192 401-105
stocretec@sto.com
www.stocretec.de

S&P
Clever Reinforcement GmbH
Karl-Ritscher-Anlage 5
60437 Frankfurt a. M.
Telefon +49 69 9509471-0
Fax +49 69 9509471-10
info@sp-reinforcement.de
www.sp-reinforcement.de

sto StoCretec

S&P Clever Reinforcement

© 2020 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: Fehmarnsundbrücke, Zeichnung von Gerd Lohmer
Broschüre Rotary und die Kunst / Gerd Lohmer
(aus dem Privatarchiv von Bettina Lohmer)

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-625-1

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

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

Tagungsband

30. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

9. und 10. März 2020

MIETEN SIE EINE BRÜCKE, UND AUCH AUF IHRER BAUSTELLE GEHT DIE S😎NNE AUF!



Besuchen Sie uns am Stand

Nr. 22, EG

BRÜCKEN | PONTONS | RORO'S | FÄHREN

Modulare Lösungen, Vermietung & Verkauf!

jansonbridging.de

JANSONBRIDGING
COME ACROSS

SOFiSTiK

BIM WORKFLOW IM BRÜCKENBAU

Testen Sie
30 Tage kostenlos
www.sofistik.de/bridges

SOFiSTiK Bridge Modeler - Parametrisches Modellieren von Brückenbauwerken in Autodesk® Revit®

+ Variantenuntersuchungen mit Hilfe der Parametrisierung
+ 3D Visualisierung von Brückenmodellen
+ Automatische Planableitung des abgewickelten Längsschnittes und von Querschnitten



Projekt: The American Road, Ramps 2 & 3 Bridges, Israel
Kunde: KEDMOR Engineers Ltd., Tel Aviv, Israel

info@sofistik.de · www.sofistik.de

Fachliteratur: Brückenbau

Ernst & Sohn
A Wiley Brand



Roman Geier, Volkhard Angelmaier,
Carl-Alexander Graubner,
Jaroslav Kohoutek
Integrale Brücken
Entwurf, Berechnung,
Ausführung, Monitoring
2017. 254 Seiten.
€ 79,–*
ISBN 978-3-433-03030-1
Auch als ebook erhältlich.

■ Das Handbuch ist eine wertvolle Arbeitshilfe für Entwurf, Ausführung und Überwachung integraler Brücken. Insbesondere wird auf die Berechnung unter Beachtung der Zwangskräfte und der Bauwerk-Baugrund-Interaktion eingegangen.



Karsten Geißler
Handbuch Brückenbau
Entwurf, Konstruktion, Berechnung,
Bewertung und Ertüchtigung
2014. 1362 Seiten.
€ 169,–*
ISBN 978-3-433-02903-9
Auch als ebook erhältlich.

■ Ein neuartiges Handbuch für den Brückenbau, das werkstoffübergreifend Entwurf und Konstruktion für alle Tragwerksformen und Bauarten behandelt. Bemessung nach den Eurocodes von Straßen- und Eisenbahnbrücken, einschl. Sonderkapitel und Fußgängerbrücken. Mit zahlreichen Beispielen.



Joachim Scheer
Versagen von Bauwerken
Band 1: Brücken
2000. 290 Seiten.
€ 68,–*
ISBN 978-3-433-01802-6

■ Mit diesem Buch liegt erstmalig eine systematische Zusammenstellung realer Versagensfälle vor, die aufgearbeitet und nach dem Zeitpunkt ihres Auftretens, z. B. im Bauzustand oder im Betrieb, und nach ihren Ursachen, z. B. mangelnde Aussteifung, Materialversagen oder Überlastung, beurteilt und bewertet werden.

Leseprobe und Online Bestellung: www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG

Kundenservice: Wiley-VCH
Boschstraße 12
D-69469 Weinheim

Tel. +49 (0)6201 606-400
Fax +49 (0)6201 606-184
service@wiley-vch.de

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland. Inkl. MwSt. Die Versandkosten für Deutschland, Österreich, Schweiz, Liechtenstein und Luxemburg entfallen. Für alle anderen Länder gilt der Preis zzgl. Versandkosten. Irrtum und Änderungen vorbehalten. 1146106_dp

Inhalt

Grußwort des Rektors 9
Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen

**Entwicklung des Instituts für Massivbau –
Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden 13**
Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

**Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes –
Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten 27**
MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn

Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB) 33
Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA, IABSE

**Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA –
Rückblicke und Perspektiven 47**
Stéphane Cuennet, Guido Biaggio

Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken 57
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Viviane Adam M.Sc., Dr.-Ing. Frederik Teworte, Dr.-Ing. Naceur Kerkeni

Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz 71
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Markus Köppel, Dipl.-Ing. Jens Müller

85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium..... 83
Dipl.-Ing. Werner Buhl

**Gerd Lohmer (1909–1981)
Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit 101**
Prof. Cengiz Dicleli

**Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung
des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen.....123**
Dipl.-Ing. (FH) Nicole Ritterbusch, Dr. sc. techn. Hans Grassl, Dominic Reyer, M.Sc.

**Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern
und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45 .....139**
Dipl.-Ing. Roger Istel, Dipl.-Ing. Ralf Schubart

**S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 –
erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG 149**
Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, Dipl.-Ing. Angelika Schmid, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat

Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton 165
Dr.-Ing. Sergej Rempel, Dipl.-Ing. (FH) Eugen Kanschin

Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken 177
Dipl.-Ing. Andreas Keil

Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle.....191
Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt, Tristan Wolvekamp MSc, Dipl.-Des. Marion Kresken

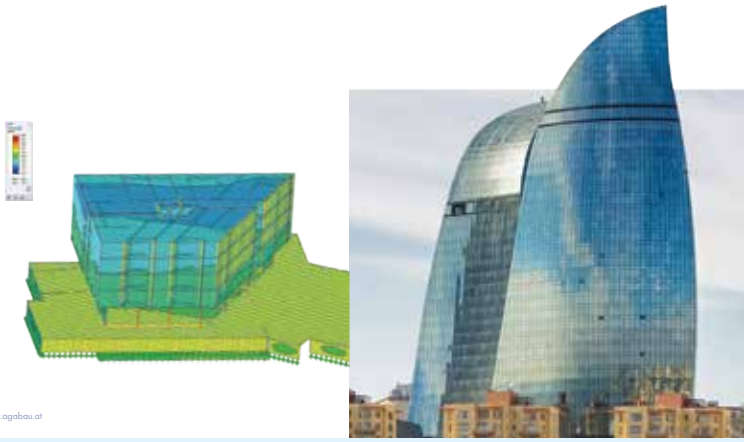
**Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk
leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren.....207**
Dipl.-Ing. Ulrich Dähne

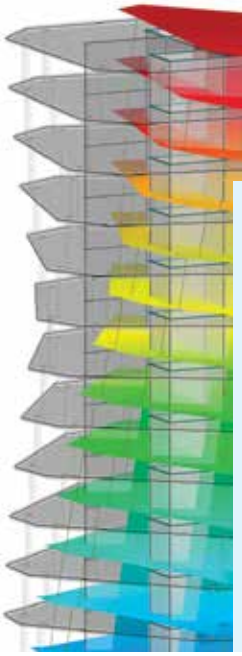
Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019.....213
Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann

Chronik des Brückenbaus 227
Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner

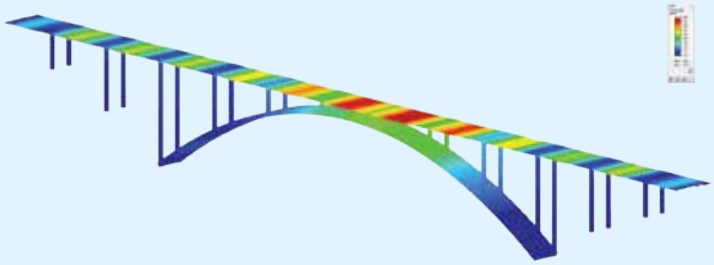
RFEM 5

Das ultimative FEM-Programm



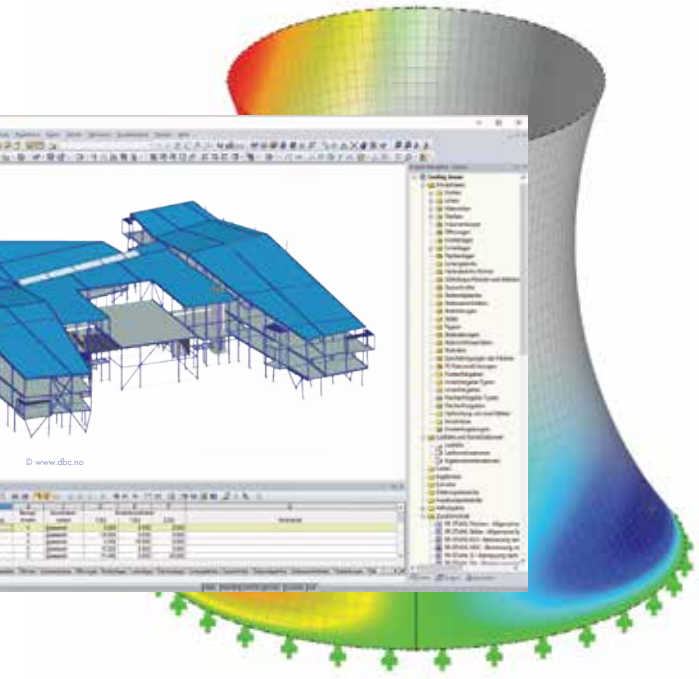


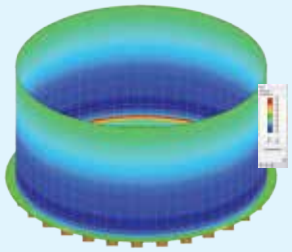
Statik, die Spaß macht...



RSTAB 8

Das räumliche Stabwerksprogramm







- Brückenbau
- 3D-Finite Elemente
- Massivbau
- Verbindungen
- Formfindung
- BIM/Eurocodes
- 3D-Stabwerke
- Stahlbau
- Stabilität
- Holzbau

GRATIS FÜR STUDENTEN & SCHULEN

KOSTENLOSE 90-TAGE-TESTVERSION

KOSTENLOSER SUPPORT

Dlubal

Software für Statik und Dynamik

www.dlubal.de

Dlubal Software GmbH ▪ Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach ▪ Tel.: +49 9673 9203-0 ▪ Fax: +49 9673 9203-51 ▪ info@dlubal.com

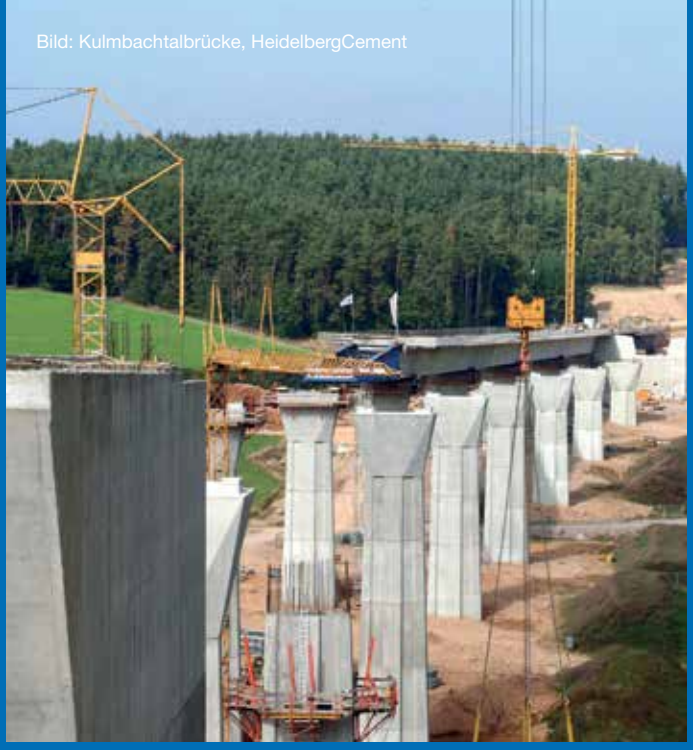


Bild: Kulmbachtalbrücke, HeidelbergCement



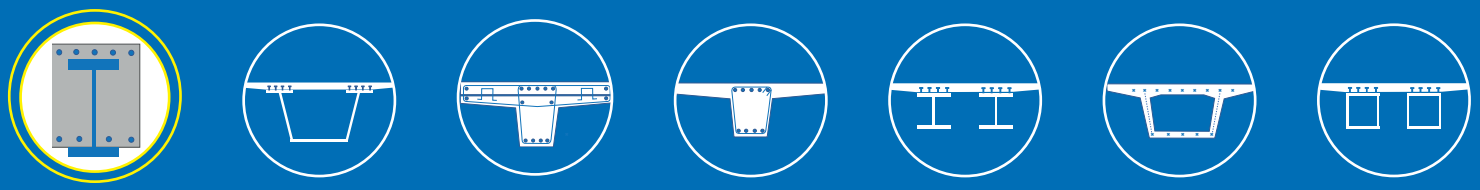
Bild: Ing.-Büro Thiele & Partner mbB
Brücke über die L 40n bei Güterfelde



Bild: Rader Hochbrücke
Grafikfoto.de, Michael Staudt



Bild: Hochmoselübergang bei Zeltingen
HRA Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum



Planung, Bemessung, Prüfung, Nachrechnung, Ertüchtigung. Jetzt neu: WIB-Brücken

RIB Software unterstützt Brückenprojekte verschiedenster Größen und Typen.

Unsere Kunden können mit PONTI die Bemessung und Ertüchtigung für eine Vielzahl von Brückentypen wirtschaftlich und nach neuestem Normenstand optimieren. Die Planung, Prüfung und Nachrechnung von Brückensystemen wird vor allem durch die praxisgerechte, bauteilorientierte Arbeitsweise, die brückenbauspezifische Lastgenerierung und die effiziente Eingabe der Vorspannung unterstützt. Dabei wird der Herstellungsprozess stets berücksichtigt.

Gerne beraten wir Sie persönlich!
Telefon: +49 711 7873-157
Email: tragwerksplanung@rib-software.com
www.rib-software.com/tragwerksplanung

RIB
running together



C³-Ergebnishaus CUBE aus Carbonbeton | © Iurii Vakaliuk

12. CARBON- UND TEXTILBETONTAGE

22. - 23. September 2020
Deutsches Hygiene-Museum

C³ carbon concrete composite

TUDALIT
Leichter bauen – Zukunft formen

Der TUDALIT e. V. bietet **zehn Studierenden ab dem 5. Semester** die **freie Tagungsteilnahme inkl. Übernachtung und Reisekostenzuschuss** an den 12. Carbon- und Textilbetontagen.

Weitere Informationen unter **www.tudalit.de/nachwuchsfoerderung**

Das Absolventennetzwerk der TU Dresden

Informationen // Kontakte // Veranstaltungen // Absolventenmagazin // Stellenangebote



© Bildagentur PantherMedia / StockerNumber2

Interessiert? Werden Sie Mitglied:
tu-dresden.de/absolventennetzwerk

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN | Ich bin Absolvent.

Herzlich willkommen zum 30. Dresdner Brückenbausymposium

Liebe Gäste des 30. Dresdner Brückenbausymposiums,
im 31. Jahr nach der Friedlichen Revolution auf eine 30-jährige Tradition schauen zu können, bedeutet auch, den Blick auf eine Zeitreihe zu eröffnen, die in jedem ihrer zurückliegenden Jahre andere neue und spannende Aspekte zu bieten hat.

Begann das erste Brückenbausymposium 1991 unter Leitung von Professor Jürgen Stritzke noch mit dem ganz klar geprägten Aufbruchsgedanken, der unter anderem die Verkehrsprojekte Deutsche Einheit aufnahm und in den folgenden Jahren intensiv begleitete, gesellte sich durch die breite Resonanz, die dem Symposium Teilnehmerzahlen von bis zu 1.300 Besuchern bescherte, schnell eine Öffnung für die Themen der gesamten Bundesrepublik und darüber hinaus. Das seitdem jährlich stattfindende Symposium lenkte dabei die Aufmerksamkeit auf die Dresdner Brückenbauer und steuerte einen erheblichen Anteil zur Bekanntheit des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Dresden bei.

Seit 2006 gibt es im Zweijahresrhythmus den Deutschen Brückenbaupreis, der vom Verband Beratender Ingenieure (VBI) und der Bundesingenieurkammer gemeinsam mit dem Dresdner Brückenbausymposium am Vorabend des eigentlichen Zusammentreffens vergeben wird. Auch dieser Preis ist stets ein besonderer Lichtpunkt für die TU Dresden.

Erfolg lässt sich niemals als Werk eines Einzelnen betrachten, sondern immer als Summe vieler einzelner Beiträge. Und so können wir mit Fug und Recht sagen, dass die Erfolgsgeschichte der Technischen Universität Dresden der letzten Jahrzehnte – die in dem Erringen und Verteidigen des Exzellenztitels ihre markanteste, aber keineswegs einzige Ausprägung gefunden hat – auch von Formaten wie dem Brückenbausymposium maßgeblich gefördert und unterstützt wurde.

Es ist der TU Dresden insgesamt zu wünschen, dass der Vernetzungsgedanke in immer stärkerem Maße auch zwischen den Disziplinen dazu führt, Wissenschaft zwar aus den Disziplinen heraus, aber nicht allein in den Disziplinen zu denken. Dieser Gedanke ist nicht neu. Auch in Dresden nicht. In einem großen Netzwerk von nunmehr insgesamt 33 Partnern ist es DRES-



Prof. Hans Müller-Steinhagen Foto: Robert Lohse

DEN-concept gelungen, die Wissenschaftliche Gemeinschaft im gesamten Dresdner Elbtal sichtbar werden zu lassen. Aber dieser Gedanke muss immer wieder neu mit Leben gefüllt werden. Gute Anknüpfungspunkte dafür finden sich in unseren Forschungsprofillinien Material- und Werkstoffwissenschaften sowie Energie, Mobilität und Umwelt, die unter brückenbaulichen Gesichtspunkten in den vergangenen Jahren auch durch den Carbonbeton auf sich aufmerksam gemacht haben. Auch aus diesem Grunde wünsche ich dem 30. Dresdner Brückenbausymposium interessante Einblicke, gute Gespräche und interessante Diskussionen. Öffnen Sie Ihren Blick gerade auch für die vielen Kooperationsmöglichkeiten zu Kolleginnen und Kollegen anderer Disziplinen.

Heute möchte ich aber unbedingt noch die Gelegenheit nutzen, mich bei dem seit vielen Jahren sehr aktiven und mit seinen Forschungsbeiträgen sowie seinem Engagement für die Ausbildung eines herausragenden wissenschaftlichen Nachwuchses hochverdienten Hochschullehrerkollegen Manfred Curbach zu bedanken.

Mein Dank geht selbstverständlich auch an das gesamte Team, das für die Organisation des Symposiums erneut viel Enthusiasmus und große Professionalität an den Tag gelegt hat.

Ihr
Prof. Dr.-Ing. habil DEng/Auckland
Hans Müller-Steinhagen
Rektor der TU Dresden

BIngK
BUNDES
INGENIEURKAMMER

Konstruktiv
Beraten
Planen
Bauen

Ingenieure im Bauwesen

Bundesgemeinschaft der Ingenieurkammern Deutschlands e. V. | Joachimsthaler Str. 12 | 10719 Berlin | bingk.de

Wir wollen Ihren Erfolg.



Sie wollen dazu gehören?
Sprechen Sie mit uns, wir informieren Sie gern!

Verband Beratender Ingenieure VBI
Tel.: 030/26062-0, Fax: 030/26062-100, vbi@vbi.de

VBI
VERBAND BERATENDER
INGENIEURE

SSF Ingenieure

Planen im Dialog



DAS TOR ZUM SPESSART
Der Monobogen über die A3 zwischen Aschaffenburg und Kreuz Biebelried

ssf-ing.de





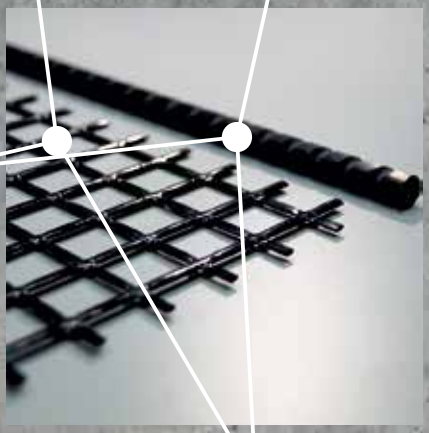
Brückenneubau
in Albstadt-Margrethausen

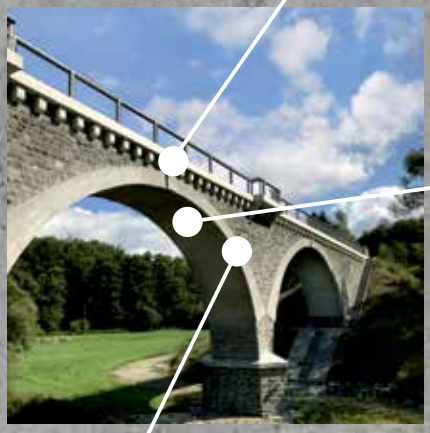
Mattenbewehrung

Stabbewehrung

Brückensanierung
in Naila









CARBONBETON







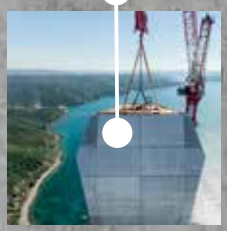


Brückenneubau
in Albstadt-Ebingen

Brückenneubau
in Weinstadt

Verkleidung Brückenpfeiler
der Bosporusbrücke





C3 carbon concrete composite

Bildquellen: Ansgar Pudenz, solidian GmbH, Jörg Singer, Strobel NEMEPE, Sandra Kranich

Entwicklung des Instituts für Massivbau – Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Institut für Massivbau, TU Dresden

1 Tradition verpflichtet!

Tradition verpflichtet und das kann bis heute gerade mit Blick auf die aktuelle Situation bestätigt werden. In Hinblick auf die Lehre und Forschung unterlag auch diese einem stetigen Wandel. Ein ebensolcher steht am Institut für Massivbau der TU Dresden an. Anlass hierfür sind zwei neue Professuren auf dem Gebiet des Massivbaus: Zum einen wurde im Februar 2020 Steffen Marx auf die neu geschaffene Stiftungsprofessur für Ingenieurbau berufen, die für einen Zeitraum von fünf Jahren von der Deutschen Bahn Netz AG finanziert wird. Zum anderen läuft zurzeit das Verfahren für die Besetzung einer *Tenure-Track-Professur*, finanziert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, für das Fachgebiet Carbonbeton. Ein Blick in die Zukunft regt jedoch auch zum Rückblick an und ist somit Anlass für nachfolgenden Beitrag, der die wechselvolle und abwechslungsreiche Geschichte des Instituts für Massivbau der TU Dresden in Kürze darstellt, siehe hierzu auch [1] und [2]. Die Geschichte zeigt, dass Lehre und Forschung stets im historischen Kontext zu betrachten sind.

Der Stahlbetonbau ist im Vergleich zu anderen Disziplinen des Bauwesens noch vergleichsweise jung. Sein Siegeszug (früher: Eisenbetonbau) begann noch Ende des 19. Jahrhunderts, siehe hierzu u. a. [3]. Nachdem Matthias Koenen 1886 eine erste Empfehlung für die Bemessung von Biegeplatten aus Eisenbeton formulierte [4], waren es einerseits Pioniere wie François Hennebique oder Eduard Züblin, aber auch innovative Firmen wie beispielsweise Dyckerhoff & Widmann, die den Eisenbeton im Bauwesen etablierten, siehe hierzu [3] und [5]. Dennoch sollten noch einige Jahre vergehen, ehe die neue Betonbauweise sich in den Lehrplänen der Hochschulen wiederfand.

2 Ehemalige Professoren und Lehrende im Stahl- und Spannbetonbau sowie dem Massivbrückenbau in Dresden

An der Technischen Universität Dresden – damals noch Königlich Sächsische Technische Hochschule Dresden – wurden zu Beginn des 20. Jahrhunderts nachweislich die ersten Vorlesungen über Eisenbeton in Deutschland von Professor **Max Förster (1867–1930, Bild 1)** gehalten, siehe [2] bzw. [6]–[8]. Die immerhin 2 Semesterwochenstunden (SWS) umfassende Vorlesung *Eisenbeton* war dabei planmäßig im Sommersemester vorgesehen und stand ab dem fünften Fachsemester den Studierenden offen. Die Vorlesungsreihe startete im Jahre 1905 und wurde ab dem Wintersemester 1905/06 durch die Vorlesung *Holz-, Betoneisen- und Steinbrücken* ergänzt, womit auch erstmals das Gebiet des Massivbrückenbaus gelehrt wurde, siehe [2], [9] und [10]. Ab 1911/12 wurde erstgenannte Vorlesung in *Theorie und Konstruktionselemente des Eisenbetonbaus* umbenannt und verblieb mit zweitgenannter bis zum Ausscheiden Max Försters im Jahre 1930 im Lehrplan, siehe u. a. [11]. Max Förster kann dabei zweifellos zu den Pionieren des Stahlbetonbaus gezählt werden. Neben zahlreichen Buchpublikationen auf diesem Gebiet (z. B. *Die Grundzüge des Eisenbetonbaus, Balkenbrücken in Eisenbeton*), war er einer der Herausgeber der Zeitschrift *Der Bauingenieur*, die zu jener Zeit noch Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des zuvor gegründeten Deutschen Beton-Vereins war, siehe [2]. Zudem war er Autor des ersten Bandes der Reihe *Handbuch für Eisenbetonbau*, in der er Geschichte und Theorie der Eisenbetonbauweise erstmals zusammenfasste, siehe u. a. [12].

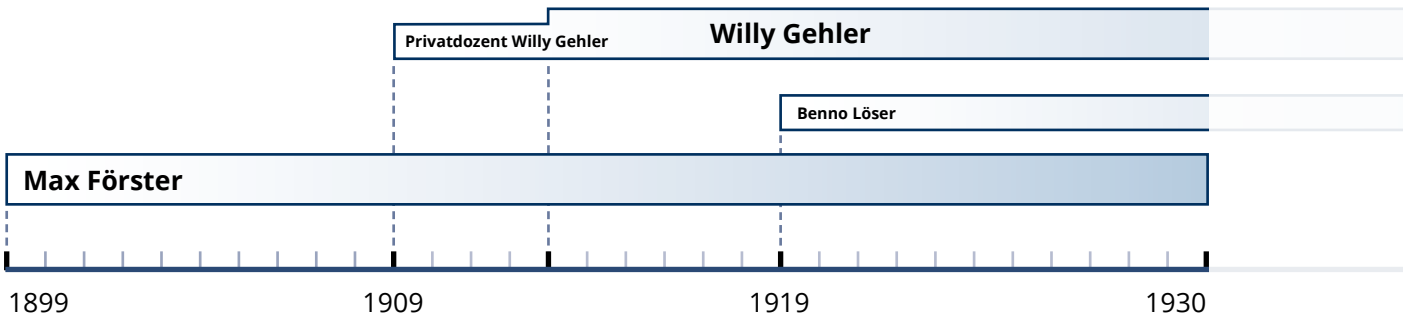


Bild 1: Max Förster (1867–1930)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

Die eher theoretisch ausgerichteten Vorlesungen Max Försters wurden bereits ab dem Jahr 1909 durch praxisorientierte Vorlesungen ergänzt. Für die damalige Zeit eher ungewöhnlich wurde dabei auf einen in der freien Wirtschaft tätigen jungen Bauingenieur zurückgegriffen. Im Konkreten handelte es sich hierbei um **Willy Gehler (1876–1953, Bild 2)**, der bis zum Ende des ersten Weltkrieges die Fächer *Entwurf und Ausführung von Eisenbetonbauten* bzw. *Das Entwerfen von Eisenbetonbauten* zunächst als Privatdozent und im Anschluss als berufener Professor lehrte (ausführlich und verschiedene Beiträge hierzu z. B. in [2], [6] und [13]). Willy Gehler war zuvor beim Bauunternehmen Dyckerhoff & Widmann tätig und trug maßgeblich zur Umsetzung innovativer Eisenbetontragwerke bei (u. a. Jahrhunderthalle Breslau [14] oder Querbahnsteighalle des Leipziger Hauptbahnhofes [15]), ehe er ab 1913 als ordentlicher Professor für Statik der Baukonstruktionen, Eisenbrückenbau und Festigkeitslehre an die TH Dresden berufen wurde und scheinbar kurzfristig das Gebiet des Stahlbetonbaus verließ. Neben seiner Tätigkeit als planender und praktizierender Ingenieur war er auch in der experimentellen Bauwerksuntersuchung aktiv und legte somit den Grundstein für seine spätere Laufbahn, siehe [16]. Spätestens mit seiner Ernennung zum Leiter des Versuchs- und Materialprüfungsamts (VMA) und der zusätzlichen Übernahme des Lehrstuhls für Baustofflehre im Jahre 1918 widmete sich Willy Gehler erneut dem Stahlbetonbau und etablierte Dresden als einen wichtigen Standort hinsichtlich der Grundlagenforschung und der experimentellen Erprobung dieser Bauweise, siehe [17]. In dieser Funktion blieb Gehler bis 1945 an der TH Dresden tätig und trug mit experimentellen Untersuchungen auch zur grundlegenden Erforschung des Spannbetonbaus teil, siehe [18]. Aufgrund der ihn stark bindenden Forschungsaufgaben konnte sich Willy Gehler zunehmend weniger in die Lehre des Eisenbetonbaus einbringen. Nachdem er in den ersten Nachkriegsjahren das Lehrgebiet Statik der Baukonstruktionen an den zwischenzeitlich berufenen **Kurt Beyer (1881–1952)** abgab, wurden die praxisorientierten Vorlesungen zum Eisenbetonbau durch **Benno Löser (1878–1944)** gehalten, siehe [2] und [6]. Benno Löser, der zuvor selbst die ersten Vorlesungen zum Eisenbetonbau bei Förster gehört hatte, lehrte ab 1919 mit nur wenigen Ausnahmen bis zu seinem Tod im Jahre 1944 im Rahmen einer Honorarprofessur. Ergänzende Vorlesungsreihen wie *Ausgewählte*



Bild 2: Willy Gehler (1876–1953)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden



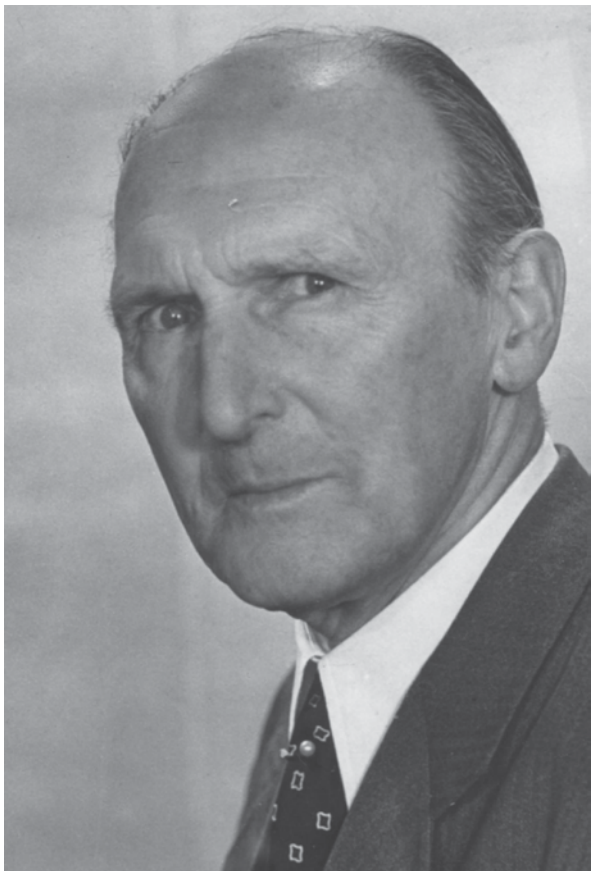


Bild 3: Friedrich Wilhelm Neuffer (1882–1960)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

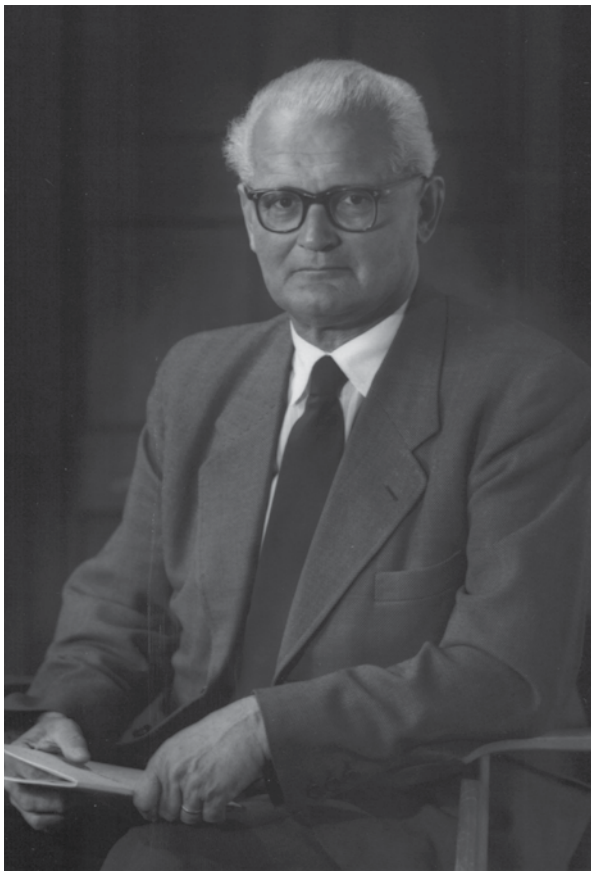
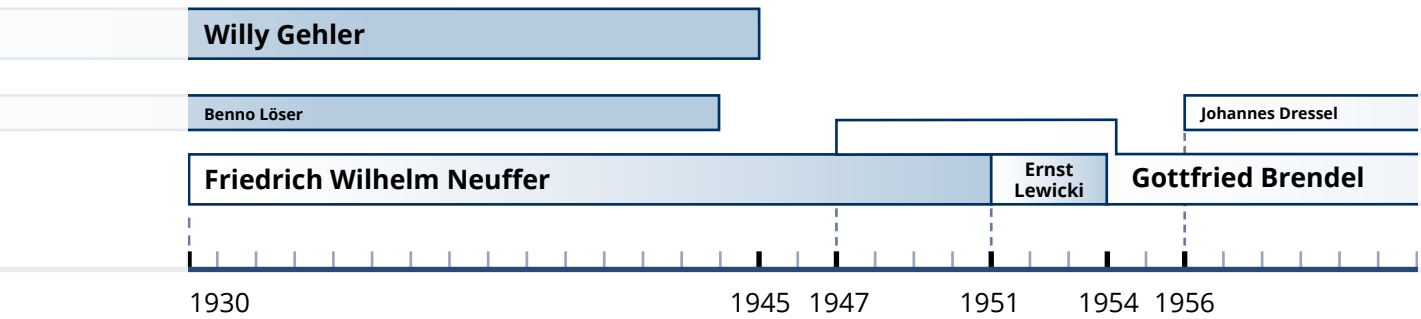


Bild 4: Ernst Lewicki (1894–1973)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

Kapitel des Eisenbetons wurden durch Honorarprofessoren und wissenschaftliche Mitarbeiter von Willy Gehler resp. Max Förster wie z. B. Erich Friedrich oder Hermann Amos angeboten, siehe u. a. [19].

Die eigentliche Professur Stahlbetonbau wurde, wie eingangs erwähnt, bis zum Jahr 1930 durch Max Förster bekleidet. Auf ihn folgte **Friedrich Wilhelm Neuffer (1882–1960, Bild 3**), der für die Gebiete Massivbau, Gründungen und Baustelleneinrichtungen berufen wurde, siehe [2] und [6]. Neuffer reihte sich in die gewachsene Struktur der Stahlbetonlehre ein und blieb der Linie von Max Förster treu. Wie auch bei diesem lag sein Schwerpunkt in der Lehre auf der Vermittlung der theoretischen Grundlagen des Eisenbetonbaus (*Theorie des Eisenbetonbaus*). Friedrich Wilhelm Neuffer verfügte wie auch Willy Gehler über eine lange Praxiserfahrung, die er jedoch vermehrt im Bereich der Bodenmechanik einbrachte. Auch seine Forschungsschwerpunkte lagen eher beim Grundbau, und er etablierte die Baugrundforschung



bzw. den Erdbau ab ≈ 1936 an der TH Dresden durch Gründung des Instituts für Baugrundforschung, dessen Leitung er ebenfalls übernahm, siehe [2]. Friedrich Wilhelm Neuffer blieb der TH Dresden bis zu seinem Tod im Jahre 1960 treu und setzte sich maßgeblich für die Wiedereröffnung der Hochschule nach den Kriegsjahren ein. Anfangs deckte er nach dem Krieg, neben der Lehre des Grundbaus, erneut auch den Massivbau ab. Dem ebenfalls noch aktiven Willy Gehler wurde dagegen die Rückkehr an die Hochschule als Professor verwehrt. Die genauen Gründe hierzu sind Gegenstand eines an der TU Dresden laufenden Forschungsprojektes [20].

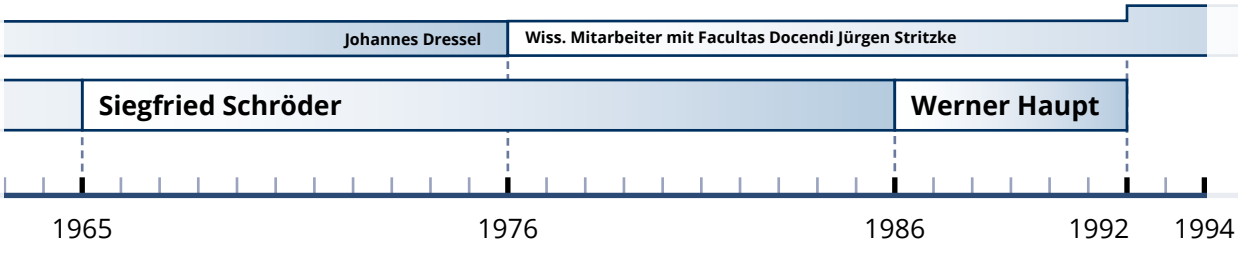
Der Massivbau wurde im Anschluss zunächst durch **Ernst Lewicki (1894–1973)** gelehrt, siehe [2] und [6]. Nachdem Ernst Lewicki an der TH Dresden Bauingenieurwesen studiert hatte und somit als Schüler von Gehler, Beyer und Engels gelten kann, erlangte er zunächst praktische Erfahrung im In- und Ausland, ehe er im Jahre 1951 seinem Ruf an die TH Dresden folgte. Die Professur Lewickis umfasste zunächst die Gebiete Massivbrücken und Grundbau. Ab 1952 wurde er zum Direktor des zwischenzeitlich gegründeten Instituts für Stahlbeton, Massivbrücken und Grundbau ernannt. Lewicki übernahm zunächst die Rolle Willy Gehlers und Benno Lösers, da er die anwendungsorientierten Fächer im Bereich des Stahlbetons lehrte (u. a. Anwendung des Stahlbetons im Brückenbau), siehe z. B. [2]. Die Nachkriegszeit war jedoch eine Zeit der Neuorientierung und Schaffung von Lehrstühlen. In diesem Zusammenhang setzte sich Lewicki stark für die Etablierung des Instituts für Baubetriebswesen ein, was ihm 1955 gelang. Auch die entsprechenden Lehraufgaben wurden von ihm übernommen, siehe [2].

Obwohl anfänglich die Theorie des Stahlbetonbaus organisatorisch noch der Professur Ernst



Bild 5: Gottfried Brendel (1913–1965)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

Lewickis zugeordnet wurde, lehrte hier bereits **Gottfried Brendel (1913–1965, Bild 5)** seit 1947 (siehe [2] und [6]) und somit bereits unter Friedrich Wilhelm Neuffer. Gottfried Brendel war seinerzeit Oberassistent des von Friedrich Wilhelm Neuffer geschaffenen Instituts für Baugrundforschung, siehe [21]. Bis zur Berufung Brendels sollten jedoch noch weitere sechs Jahre vergehen, die mit der Schaffung der Professur des Lehrgebietes zur Theorie des Stahl- und Spannbetons ab 1953 einhergehen, siehe [22]. Erstmals vereint wurden die Gebiete des Stahl- und Spannbetonbaus und des Massivbrückenbaus mit der Erweiterung der Professur Gottfried Brendels im Jahre 1955, siehe [2]

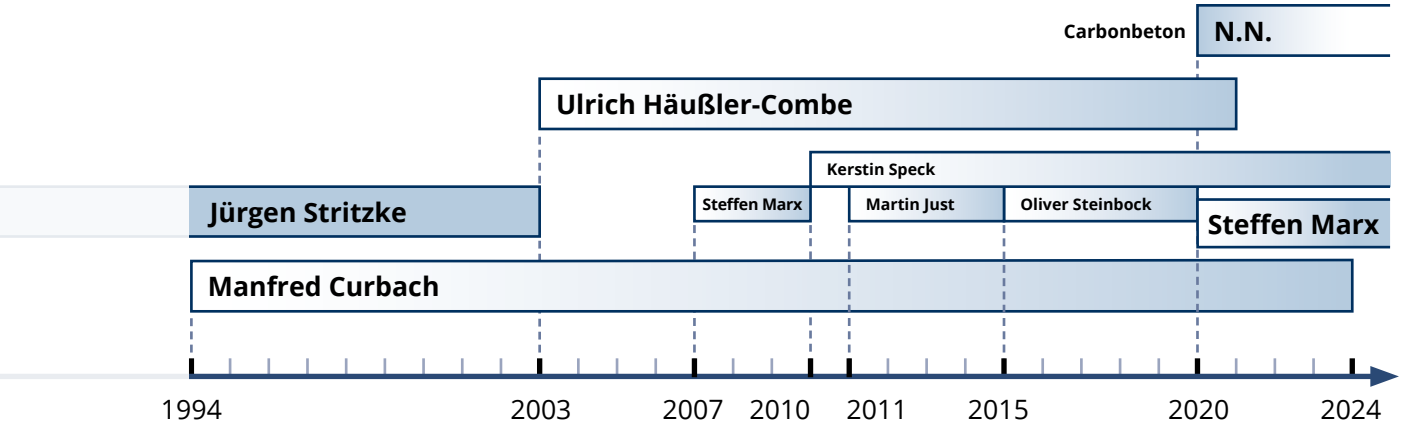


und [23]. Gottfried Brendel entwickelte fortan eine rege Tätigkeit in Forschung und Lehre sowie in der Gremienarbeit. Er griff damit die umfänglichen Arbeiten seiner Vorgänger (v. a. Max Förster und Willy Gehler) auf dem Gebiet des Stahl- und Spannbetonbaus wieder auf. Bücher wie *Stahlbetonbau unter Berücksichtigung des Spannbetons – Grundlagen der Theorie und Praxis* stießen in der Fachwelt auf positiven Anklang. Besonders hervorzuheben sind in diesem Zusammenhang Gottfried Brendels Bemühungen um die Etablierung des sog. Traglastverfahrens für die Bemessung von Stahlbetontragwerken. Das bis dato gängige n-Verfahren mit dem Ansatz einer linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe und korrespondierender linearer Spannungsverteilung war zwar seit Jahren umstritten, jedoch weiterhin fest in den Regelwerken verankert. Es kursierte eine ganze Schar verschiedener Ansätze, welche in [24] zusammengefasst sind, jedoch konnte sich keines vor dem Hintergrund einer möglichst einfachen Anwendung bei gleichzeitiger hoher Genauigkeit durchsetzen. Insbesondere die Berücksichtigung der zuverlässigen Bestimmung der Betondruckzone bzw. der plastischen Eigenschaften des Betons waren umstritten. Unter den – Gescheiterten – fand sich auch Willy Gehler, der mit seinem Vorschlag des *Dresdener Rechenverfahrens* mit der Unterscheidung in gering und stark bewehrte Querschnitte bei gleichzeitiger Ausnutzung der plastischen Eigenschaften des Betons an Vorbehalten etablierter Fachleute [25], u. a. auch Emil Mörsch, scheiterte. Brendel ließ sich jedoch nicht beirren und belegte die Tauglichkeit seines vorgeschlagenen Traglastverfahrens mit experimentellen Untersuchungen. Das Verfahren fand als alternativ zulässiges Bemessungsverfahren erstmals in [26] Eingang bzw. löste Anfang der 1970er Jahre das n-Verfahren in Ost und West ab (siehe [27] bzw. [28]). Gottfried Brendel verstarb bereits 1965 im Alter von 51 Jahren und erlebte somit nicht die Einführung der *ETV-Beton* (Einheitliches Technisches Vorschriftenwerk Beton), welches seine Gedanken einer semi-probabilistischen Bemessung weiterführte, siehe [29].



Bild 6: Siegfried Schröder (1921–2007)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

Nach dem Tod Brendels, übernahm **Siegfried Schröder (1921–2007, Bild 6)** vorerst in der Rolle als Lehrbeauftragter für Stahlbetonbau die Lehre und wurde 1969 als ordentlicher Professor des Lehrstuhls für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrücken berufen, siehe [6]. Kommissarisch wurde der Lehrstuhl zunächst durch Gustav Bürgermeister (Institut für Statik der Baukonstruktionen und Stahlbau) geleitet, siehe [30]. Siegfried Schröder ist wiederum



ein Schüler Gottfried Brendels, arbeitete er doch bereits in den Jahren 1954 bis 1960 als Mitarbeiter am Lehrstuhl von Gottfried Brendel und wirkte somit bei der Ausarbeitung des Traglastverfahrens für die Normung mit, siehe [2]. Nach zwei Jahren als Chefstatiker und Prüfstatiker kehrte er bereits 1963 wieder an die Hochschule zurück und übernahm die Lehrverantwortung für die Grundlagen des Stahlbetonbaus bzw. wurde 1964 stellvertretender Institutsleiter. Siegfried Schröder führte die von Gottfried Brendel angestoßenen Forschungsvorhaben (z. B. Untersuchung zur Mitwirkung der effektiven Breite von Plattenbalken) konsequent weiter und übernahm auch entsprechende Arbeiten in Ausschüssen. Besonders geschätzt wurde Siegfried Schröder von den Studierenden für die Fähigkeit, komplexe Sachverhalte einfach und verständlich zu vermitteln. Um das Streben nach leichterem Bauen umzusetzen entfiel zwischenzeitlich der Begriff Massivbrückenbau, Lehre und Zuständigkeit verblieben aber beim Lehrstuhl.

Die Lehre des Massivbrückenbaus führte jedoch nicht Siegfried Schröder sondern **Johannes Dressel**, der seit 1956 als Oberassistent bzw. Oberingenieur bei Brendel am Lehrstuhl tätig war und hierzu bereits die Übungen zur Vorlesung abhielt, fort ([31] und [35]). Nachdem Dressel seine Promotion zum Thema *Die Bemessung auf Zug beanspruchter Stahlbeton-Flächentragwerke unter Berücksichtigung der Rißbildung* im Jahre 1969 abschloss, verblieb dieser noch bis zum Jahr 1976 an der Hochschule und zeichnete für die Lehre im Massivbrückenbau verantwortlich.

Nach dem Ausscheiden Dressels übernahm **Jürgen Stritzke (*1937, Bild 7)** die Verantwortung in Forschung und Lehre für den Massivbrückenbau, siehe u. a. [2], [6] und [32]. Jürgen Stritzke, ebenfalls ein Eigengewächs der TH Dresden, war zunächst im Stahlbau tätig. 1965 wechselte er als Projektleiter an das Institut zur Berechnung konstruktiver Ingenieurbauten an die TH Dresden, bevor er 1966 als Assistent bei Siegfried Schröder an das Institut für Stahl-/Spannbeton und Massivbrückenbau zurückkehrte. Nach erfolgreicher Promotion im Jahre 1974 erlangte er im Jahre 1981 die Facultas docenti für den Massivbrückenbau. Jürgen Stritzke blieb dieser Tätigkeit bis zu seiner Berufung zum Professor Neuen Rechts für Massivbrückenbau im Jahre 1992 treu, siehe [2]. In diesem Zusammenhang wurde ihm auch die geschäftsführende Leitung des Lehrstuhls für Stahlbeton- und Spannbetonbau der TU Dresden in der Zeit von 1992 bis 1994 übertragen. Unterstützt wurde er hierbei



Bild 7: Jürgen Stritzke (*1937)
Foto: Ulrich van Stipriaan

durch den Oberassistenten **Hans Wiese (1934–2019)**, der für diese zweijährige Übergangszeit die Lehre im Stahlbetonbau übernahm. In der Lehre blieb Prof. Jürgen Stritzke noch bis 2003 in den Fächern *Spannbeton, Massivbrückenbau und Beton im Wasserbau* aktiv. Neben seiner Tätigkeit in Fachausschüssen des Massivbrückenbaus und des Spannbetonbaus war Jürgen Stritzke insbesondere für die Neuauflage 1986 des Standardwerkes im Stahlbetonbau, dem *Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile* in der Fachwelt bekannt. Besondere Bekanntheit erlangte Jürgen Stritzke durch die von ihm im Jahr 1991 erstmals initiierten *Dresdener Brückenbausymposien*, die seither jährlich stattfinden. In diesem Rahmen fand erstmals 2006 auch die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises statt, der inzwischen eng mit dem Dresdener Brückenbausymposium verbunden ist und auch in diesem Jahr zum nunmehr 30. Dresdener Brückenbausymposium vergeben wird. Jürgen Stritzke brachte sich zudem als Prodekan sowie als Dekan der Fakultät Bauingenieurwesen in den 1990er Jahren noch aktiv in die Hochschule ein und wurde 2002 emeritiert.

Mit **Werner Haupt (*1936, Bild 8)** wurde ein weiteres Eigengewächs der TH Dresden für die Professur im Stahl- und Spannbetonbau



Bild 8: Werner Haupt (*1936)
Foto: bereitgestellt durch Universitätsarchiv TU Dresden

im Jahr 1986 berufen und folgte somit auf Siegfried Schröder, siehe [2] und [6]. Werner Haupt studierte ebenfalls in Dresden Bauingenieurwesen und war zunächst als Assistent bei Brendel tätig, ehe es ihn zu einem mittelständischen VEB Baustoffunternehmen zog (1961). Bereits nach kurzer Zeit wechselte er jedoch zurück in die Wissenschaft und Entwicklung. Er wurde wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Stahlbeton und Baukonstruktionen, welches als Institut der Bauakademie der DDR (später zentrales Kombinat für Betonindustrie des Industriebaus) fungierte. Hier brachte sich Werner Haupt intensiv in die Gestaltung des ETV Beton der DDR ein, siehe [29]. Seine Promotion 1981 und die Erlangung der Facultas docendi für Stahlbeton und Spannbeton an der TU Dresden ebneten den Weg zur Berufung für Stahl- und Spannbeton an der Seite des Massivbrückenbau lehrenden Jürgen Stritzke. Werner Haupt löste das Arbeitsverhältnis mit der TU Dresden im gegenseitigem Einvernehmen im Rahmen der Evaluierung der Fakultät Bauingenieurwesen im Jahre 1992 auf, siehe [2].

3 Derzeitige Professoren und Lehrende im Stahl- und Spannbetonbau sowie dem Massivbrückenbau

Mit der Evaluierung der Fakultät Bauingenieurwesen in den 1990er Jahren erfolgte ein reger Wechsel an den Instituten der Fakultät und eine neue Generation Professoren tritt in den Vordergrund. Mit dem Mitautor **Manfred Curbach (*1956, Bild 9)** trat erstmals seit Max Förster kein ehemaliger Student der Hochschule Dresden das Amt des Professors für Massivbau an, siehe [6]. Manfred Curbach studierte Bauingenieurwesen an der Universität in Dortmund und arbeitete anschließend am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau in Dortmund bzw. dem Institut für Massivbau und Baustofftechnologie an der Universität Karlsruhe und folgte somit seinem Doktorvater Josef Eibl (1936–2018) beim Wechsel seiner Professur im Jahr 1984, siehe [33]. Nachdem er 1987 seine Promotion abschloss, verschlug es ihn zunächst in die Praxis zum Ingenieurbüro Köhler + Seitz, bei dem er zunächst als Projektleiter und später als Partner bis 2004 aktiv war. Der Ruf auf die Universitäts-Professur für den Lehrstuhl des Massivbaus folgte im Jahre 1994. In den nachfolgenden Jahren kristallisierten sich die Themen Betoneigenschaften unter Impact, die Festigkeiten des Betons bei mehraxialer Beanspruchung sowie insbesondere die Anwendung von textilen Bewehrungen als Forschungsschwerpunkte heraus. Während seiner nunmehr 26 Jahre Forschungs- und Lehrtätigkeit an der TU Dresden blieb der Bezug zur Praxis jedoch stets vorhanden. Mit dem ersten Promovenden **Thomas Bösche (*1968)** gründete er im Jahre 2005 das Ingenieurbüro Curbach Bösche Ingenieurpartner und ist zusätzlich in zahlreichen Gremien und Ausschüssen rund um den Massivbau tätig. Einen Höhepunkt in der Forschung markierte sicherlich die Initiierung des seit 2015 laufenden größten Forschungsprojekts Deutschlands *C³ – Carbon Concrete Composite*.

Manfred Curbachs Lehrgebiete umfassen die Lehrgebiete des Stahl- und Spannbetonbaus. Der Massivbrückenbau wurde bis zum Ausscheiden aus dem Lehrbetrieb durch Jürgen Stritzke im Jahr 2003 begleitet und wurde anschließend von Manfred Curbach übernommen. Im Anschluss erfolgte eine Neuaufteilung der Forschungs- und Lehrgebiete sowie des Massivbrückenbaus. Mit der Schaffung der Professur für Spezielle Massivbauwerke folgte **Ulrich Häußler-Combe (*1955, Bild 10)** dem



Bild 9: Manfred Curbach (*1956)
Foto: Stefan Gröschel



Bild 10: Ulrich Häußler-Combe (*1955)
Foto: Ulrich van Stipriaan

Ruf an die TU Dresden. Mit Ulrich Häußler-Combe tritt ein weiterer Dortmunder Student und Schüler Josef Eibls sein Amt an, siehe [34]. Auch Ulrich Häußler-Combe war zunächst an den Instituten Josef Eibls in Dortmund und Karlsruhe tätig und promovierte im Jahr 1984. Zwischen 1985 und 1995 war er in verschiedenen Ingenieurbüros bzw. als Systemberater bei IBM Deutschland tätig, bevor er 1995 an die Universität Karlsruhe zurückkehrte und dort 2001 habilitierte. Seit nunmehr 2003 ist er für die Forschung und Lehre für *Spezielle Massivbauwerke* an der TU Dresden verantwortlich. Die Lehrgebiete umfassen hierbei neben Spezialbauwerken im Wasserbau insbesondere Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten von numerischen und anderen rechnergestützten Verfahren im Bereich des Massivbaus. Die Modellierung und Diskretisierung des Zusammenwirkens von Beton und Stahl ist auch sein bevorzugter Forschungsschwerpunkt, wie zahlreiche Publikationen zeigen, siehe u. a. [35]. Ulrich Häußler-Combe wird zum Ende des Sommersemesters 2021 aus der TU Dresden nach 18 Jahren ausscheiden.

Wie auch bei den Professoren zuvor sind es zahlreiche wissenschaftliche Mitarbeiter und Assistenten, die die Professoren bei der Sicherstellung des Lehrbetriebes unterstützen. Hier ist vor allem **Kerstin Speck (*1975)** zu nennen, die einerseits seit 2010 die Vorlesung der *Stahlbeton Grundlagen* begleitet und andererseits für die Organisation der Lehre verantwortlich ist. Im Bereich des Massivbrückenbaus erfuhr Manfred Curbach ebenfalls Unterstützung. Insbesondere während seiner Zeit als Prorektor (2007–2010) an der TU Dresden wurde er durch Steffen Marx in der Lehre, u. a. auch im Massivbrückenbau vertreten. In jüngerer Vergangenheit waren es zunächst **Martin Just (*1985)** (2012–2014) sowie der Mitautor **Oliver Steinbock (*1987)** (seit 2015), die bei der Lehre im Massivbrückenbau aktiv mitwirkten. Neben der theoretischen Ausbildung legen die Verantwortlichen weiterhin großes Augenmerk auf eine praxisorientierte Ausbildung der Studierenden, siehe u. a. [36]. Da Manfred Curbach voraussichtlich im Jahre 2024 ebenfalls aus dem Universitätsdienst ausscheiden wird, ist es zu begrüßen, dass durch die zwischenzeitlich erfolgte Berufung von Steffen Marx eine Kontinuität sichergestellt wird.

Steffen Marx (*1969, Bild 11) studierte Bauingenieurwesen in Weimar und promovierte dort anschließend im Jahr 2000, siehe [37]. In der Zeit von 1999 bis 2003 war er in verschiedenen Ingenieurbüros tätig und wechselte anschließend zur DB Projektbau nach Leip-



Bild 11: Steffen Marx (*1969),
Foto: Ulrich van Stipriaan

zig. Wie bereits erwähnt war er von 2007 bis 2010 an der TU Dresden Lehrbeauftragter für Massivbau und Brückenbau sowie Honorarprofessor für Mess- und Versuchstechnik und anschließend für ein Jahr an der University of California San Diego im Rahmen einer Gastprofessur tätig. Im Jahre 2011 erhielt er dann den Ruf an die Universität Hannover an das Institut für Massivbau. Parallel entstand zusammen mit Ludolf Krontal das Ingenieurbüro Marx Krontal, welches sich im Jahre 2018 mit IBW Bauwerkserhaltung zu Marx Krontal Partner zusammenschloss und in dem er nun als Beirat fungiert. Jüngst wechselte Steffen Marx an die TU Dresden, um die DB Netz AG – Stiftungsprofessur für Ingenieurbau anzutreten. Bisherige Forschungsschwerpunkte von Steffen Marx waren neben Konstruktionsentwicklungen für Eisenbahnhochgeschwindigkeitsbrücken und Windenergieanlagen, Resonanzeffekte und Ermüdungserscheinungen von Betonkonstruktionen. Des Weiteren forschte Steffen Marx aktiv im Bereich des Bauwerkmonitorings sowie der experimentellen Bauwerksuntersuchung und ist in diesem Zusammenhang Mitglied das Ausschusses zur Erstellung der *DAfStb-Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken*, die aktuell in ihrer überarbeiteten Fassung im Gelbdruck vorliegt, siehe [38].

In Hinblick auf die wechselvolle Geschichte des Instituts für Massivbau kann mit Steffen Marx eine Brücke zurück zu Willy Gehler gebaut werden, der sich ebenfalls intensiv mit der experimentellen Untersuchung von Bauwerken und Konstruktionen beschäftigte. Gemäß der eingangs formulierten These *Tradition verpflichtet* ist es im Besonderen zu begrüßen, dass neben der Stiftungsprofessur auch eine *Tenure Track* **Professur für Carbonbeton** geschaffen wurde. Und damit schließt sich der Kreis zu Max Förster: Damals war er es, der als erster in Deutschland den Eisenbeton lehrte, heute ist es wieder die TU Dresden, an der weltweit erstmals eine Professur für Carbonbeton eingerichtet und an dieser der neue, zukunftsweisende Werkstoff Carbonbeton auch für den Brückenbau gelehrt wird. Das Berufungsverfahren ist zwar bereits fortgeschritten, aber noch nicht abgeschlossen, sodass einen Nennung des künftigen Inhabers noch nicht möglich ist.

Zu guter Letzt wünschen die Autoren den künftigen Professoren und Professorinnen sowie den Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen weiterhin einen großen Forschungsdrang und Freude bei der Vermittlung der Lehre im Stahl- und Spannbeton bzw. dem Massivbrückenbau, um die Geschichte des Instituts für Massivbau an der TU Dresden erfolgreich fortzuschreiben. Ebenso werden sich die Autoren selbst bemühen, das eine oder andere Kapitel noch ergänzen zu können, denn Tradition lebt von Kontinuität.

Literatur

[1] Scheerer, S.: Massivbau an der TU Dresden gestern und heute. In: Scheerer, S.; van Stipriaan, U. (Hrsg.): Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach. Dresden: Eigenverlag, 2016, S. 292–319.

[2] Wiese, H.: Geschichte des Stahlbetonbaus an der TU Dresden – Teil 1: Professoren und Assistenten, Umfang der Lehre. Dresden: TU Dresden, 2009.

[3] Ramm, W.: Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): Gebaute Visionen – 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007. Berlin: Beuth, 2007, S. 27–130.

[4] Koenen, M.: Für die Berechnung der Stärke der Monierschen Cementplatten. Centralblatt der Bauverwaltung. 6 (1886) 47, S. 462.

[5] Stegmann, K: Das Bauunternehmen Dyckerhoff & Widmann – Zu den Anfängen des Betonbaus in Deutschland 1865–1918. Berlin: Wasmuth, 2014.
[6] Petschel, D.: Die Professoren der TU Dresden 1828–2003. In: Gesellschaft von Freunden und Förderern der TU Dresden e.V. von Reiner Pommerin (Hrsg.): 175 Jahre TU Dresden. Köln: Böhlau. 2003.
[7] Sächsisches Hauptstaatsarchiv Dresden - SHStA DD, Ministerium des Kultus und des öffentlichen Unterrichts, 15599 Akten, die Vorlesungen und Übungen an der Technischen Hochschule betr., Bl. 42.
[8] Universitätsarchiv der TU Dresden: Personal- und Vorlesungsverzeichnisse 1890-1969. online einsehbar unter: https://tu-dresden.de/ua/dokumentationen/dokumentationen/pvvs, (geprüft am 02.02.2020), hier: Personal-Verzeichnis der Königlich. Sächs. Technischen Hochschule für das Sommersemester 1905. Dresden: Akademische Buchhandlung, 1905.
[9] wie [7], hier: Bl. 47.
[10] wie [8], hier: Personal-Verzeichnis der Königlich Sächs. Technischen Hochschule für das Wintersemester 1905/06. Dresden: Akademische Buchhandlung, 1906.
[11] wie [8], hier: Verzeichnis der Vorlesungen und Übungen samt den Stunden- und Studienplänen Wintersemester 1911/12. Dresden: Teubner, 1911.
[12] Kierdorf, A.: 100 Jahre „Handbuch für Eisenbetonbau" – Vom publizistischen Kraftakt zum literarischen Monument einer neuen Bauweise. Beton- und Stahlbetonbau. 102 (2007) 10, S. 725–732.
[13] Curbach, M.; Hänseroth, T.; Steinbock, O. (Hrsg.): Willy Gehler – Versuch einer Einordnung. Tagungsband zum Workshop in Dresden am 11.4.2017. Dresden: TU Dresden – Institut für Massivbau und Lehrstuhl für Technik- und Technikwissenschaftsgeschichte. 2017.
[14] Steinbock, O.: Von der Kuppel zur Schale. In: George-Bähr-Forum (Hrsg.): Jahrbuch 2016/2017. Dresden: Krause, 2017, S. 120 –126.
[15] Steinbock, O.; Curbach, M.: Die Querbahnsteighalle des Hauptbahnhofes in Leipzig als ein typisches Projekt Willy Gehlers. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Ingenieurbaukunst 2019 – Made in Germany. Berlin: Ernst & Sohn. 2019. S. 154-163.
[16] Steinbock, O.: Willy Gehler als Protagonist der experimentellen Bauwerksuntersuchung. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 9. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, 21.9.2017 in Dresden, veröffentlicht in: Curbach, M. et al. (Hrsg.): Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 43, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 7–22.
[17] Steinbock, O.; Curbach, M.; Hänseroth, T.: Willy Gehler in der Triade aus Wissenschaft, Industrie und Verwaltung. In: Holzer, S.; Tragbar, K.; Rauhut, C.; Meyer, T.; Krafczyk, C. (Hrsg.): „Mit den wohlfeinsten Mitteln Dauerhaft, Feuersicher und Bequem" - Sparsamkeit als Prinzip, Rationalität als Weltsicht? - Tagungsband der 3. Jahrestagung der Gesellschaft für Bautechnikgeschichte. 4.–6.5.2017 in Potsdam, erschienen in: Schriftenreihe der Gesellschaft für Bautechnikgeschichte, 2019, S. 245-261.
[18] Steinbock, O.; Curbach, M.: The Hoyer-System – A Forgotten Pre-stressed Concrete System up to Date Again. In: Hordijk, D. A.; Ludovic, M. (Hrsg.): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet – Proc. of fib Symp. 2017. 12.-14.6.2017 in Maastricht (Niederlande), Cham: Springer Int. Publ., 2017, S. 2810–2817.
[19] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden – Personal- und Vorlesungsverzeichnis für Sommersemester 1942. Dresden: Akademische Buchhandlung Focken und Oltmanns, 1942.
[20] TU Dresden – Forschungsprojekte Institut für Massivbau: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/Weiteres/Gehler (geprüft am 02.02.2020)
[21] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden. Vorlesungs-Verzeichnis. Winter-Semester 1947. Dresden.
[22] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden. Personal- und Vorlesungsverzeichnis – Studienjahr 1952/53. Herbst-Semester. Dresden.
[23] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden. Personal- und Vorlesungsverzeichnis – Studienjahr 1955/56. Herbst-Semester. Dresden.
[24] Haberstock, K.-B.: Die n-freien Berechnungsweisen des einfach bewehrten, rechteckigen Stahlbetonbalkens. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (Hrsg.): Schriftenreihe Heft 103. Berlin: Ernst & Sohn. 1951.
[25] Gehler, W.: Die Ergebnisse der Versuche und das Dresdner Rechenverfahren für den plastischen Betonbereich. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb

(Hrsg.): Schriftenreihe Heft 100. Berlin: Ernst & Sohn. 1943. S. 106–134.
[26] TGL 11422: 1964. Bauwerke und Fertigteile aus Beton und Stahlbeton. Berechnungsgrundlagen Traglastverfahren. DDR-Standard. TGL 11422, Ausgabe März 1964, VEB Fachbuchverlag, Leipzig.
[27] TGL 0-1045: 1973: Bauwerke aus Stahlbeton. Projektierung und Ausführung. DDR-Standard. TGL 0-1045. Ausgabe April 1973, Staatsverlag der DDR, Berlin.
[28] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung – DIN 1045. Ausgabe Januar 1972. In: Fingerloos, F. (Hrsg.): Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau: Bemessung und Ausführung. Berlin: Ernst & Sohn. 2009, S. 459–615.
[29] ETV-Beton: 1980. Einheitliches Technisches Vorschriftenwerk Betonbau (ETV-Beton). Sammelbegriff für verschiedene DDR-Standards der Reihe TGL 334xx, eingeführt von etwa 1980 bis 1986.
[30] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden. Personal- und Vorlesungsverzeichnis – Studienjahr 1965/66. Herbst-Semester. Dresden.
[31] wie [8], hier: Technische Hochschule Dresden. Personal- und Vorlesungsverzeichnis – Studienjahr 1969/70. Herbst-Semester. Dresden.
[32] Bereitgestellte Informationen von Jürgen Stritzke. u.a. aus Manuskript-Unterlagen zum Vortrag – 30 Jahre Lehrstuhl Stahlbeton- und Spannbetonbau. 26.10.1984.
[33] TU Dresden – Institut für Massivbau – Professur für Massivbau. Curriculum Vitae Manfred Curbach. https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/beschaeftigte/mcurbach (geprüft am 02.02.2020).
[34] TU Dresden – Institut für Massivbau – Professur für Spezielle Massivbauwerke. Curriculum Vitae Ulrich Häußler-Combe. https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/beschaeftigte/uhc (geprüft am 02.02.2020).
[35] Häußler-Combe, U.: Computational Methods for Reinforced Concrete Structures. Berlin: Ernst & Sohn. 2015.
[36] Steinbock, O.; Riegelmann, P.: Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 9./10.3.2020 in Dresden. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2020.
[37] Universität Hannover – Institut für Massivbau. Curriculum Vitae Steffen Marx. https://www.massivbau.uni-hannover.de/de/institut/team/univ-prof-dr-ing-steffen-marx/ (geprüft am 01.10.2019)
[38] DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Entwurf. Berlin: Beuth, August 2019.









Neustart oder Laufzeitverlängerung?
VARIOKIT macht jedes Brückenbauprojekt stark

Vom (Ersatz-) Neubau bis zur Instandsetzung

Beim Brückenbau steht für alle Beteiligten an erster Stelle die Wirtschaftlichkeit und Variabilität einer modular verwendbaren Schalungs- und Tragerüsttechnik. VARIOKIT bietet beides.

Der Baukasten für Ingenieure

Ob Freivorbaugerät oder Gesimskappenbahn: Der projektbezogen mietbare VARIOKIT Ingenieurbaukasten benötigt für ca. 80 % der unterschiedlichen Traggerüst- und Schalungsaufbauten nur drei Kernbauteile. Das konsequent vereinfachte Baukastenprinzip von VARIOKIT ermöglicht hohe Sicherheits- und Geschwindigkeitsvorteile – sowohl im Aufbau als auch im Einsatz.

Mehr erfahren unter: **www.peri.de/variokit**

PERI®

Schalung
Gerüst
Engineering

www.peri.de

MAURER



Foto: Neues Akropolis Museum, Athen/Griechenland

MAURER SIP®-Adaptive

GLEITPENDELLAGER DER NEUESTEN GENERATION



Planen Sie mit maximaler Erdbebensicherheit:
Weniger Anfahrwiderstand, weniger Bauwerksbeschleunigung, weniger Verschleiß: Das 3-in-1-System der MAURER SIP®-Adaptive Gleitpendellager schützt besondere Gebäude wie Krankenhäuser, Schulen, Forschungsinstitute, Regierungsgebäude und Museen noch besser – und länger. Der Isolator übersteht sogar 5 MCE Ereignisse.

MAURER SE | Frankfurter Ring 193 | 80807 München
Telefon +49.89.323 94-0 | Fax +49.89.323 94-306 | www.maurer.eu

forces in motion



K9316 Schlunzig Ersatzneubau der Muldebrücke

ARLT Bauunternehmen

Hauptstraße 41A • 04654 Frohburg
Telefon 034341/464-0
www.arlt-bau.de • firma@arlt-bau.de


BAB A72n BW 59.1 bei Espenhain

- Brückenbau
- Tiefbau
- Abbruch
- Ingenieurbau
- Straßenbau
- Recycling

Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes – Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten

MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn

1 Einleitung

Im internationalen Vergleich verfügt Deutschland über eine leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur. Allerdings machen der überproportionale Anstieg des Schwerverkehrs in den vergangenen Jahrzehnten, insbesondere im Güterverkehr, sowie die Altersstruktur der Bauwerke umfängliche Erhaltungs- und Modernisierungsmaßnahmen zur Verbesserung des Zustandes und zur Erhöhung der Tragfähigkeit vieler älterer Brücken erforderlich. Viele Brücken müssen deshalb verstärkt oder – sofern wirtschaftlicher – erneuert werden, um eine sichere Abwicklung des aktuellen und zukünftigen Verkehrs auf Dauer gewährleisten zu können.

Eine wachsende Anzahl von Baustellen hauptsächlich auf den Autobahnen ist die Folge, welche in den nächsten Jahren eher noch zunehmen und damit die Verkehrsteilnehmer auf die Probe stellen wird. Um den Verkehr dennoch flüssig zu halten, bedarf es einer modernen Strategie hinsichtlich der Durchführung von Planungs- und Baumaßnahmen, welche dynamisch auf unterschiedliche verkehrliche Anforderungen reagieren kann. Diese liegt inzwischen vor und soll Hilfestellung für zukünftige Entscheidungen hinsichtlich der Reihung von Maßnahmen bei der Umsetzung sein.

2 Erhaltung und Modernisierung von Brücken

Wachsendes Verkehrsaufkommen in Verbindung mit steigendem Durchschnittsalter der Brücken sowie vorhandenen baulichen Defiziten vergangener Jahrzehnte machen generell umfängliche Instandsetzungs- und Modernisierungsmaßnahmen an den Bauwerken erforderlich.

Die unter diesen Stichworten zusammengefassten Maßnahmen beschreiben das Wesen der Brückenmodernisierung, bei der unter dem Dach der Bauwerkserhaltung eine Anpassung bestehender Brückenbauwerke an geänderte und/oder gestiegene Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit von Brücken verstanden wird. Je nach technischer Umsetzbarkeit und Wirtschaftlichkeit werden die Bauwerke neben der üblichen Instandsetzung ertüchtigt bzw. verstärkt oder – sofern wirtschaftlicher – gänzlich durch einen Ersatzneubau ersetzt.

Unter dem Credo „Erhalt vor Neubau“ hat das BMVI im Rahmen des Investitionshochlaufs die notwendigen Erhaltungsmittel für die Bundesfernstraßen (Strecke und Brücke) in den vergangenen Jahren kräftig aufgestockt. Für das Jahr 2019 standen insgesamt 4,1 Milliarden Euro bereit, die in der Finanzplanung bis 2022 schrittweise auf rd. 4,4 Milliarden Euro anwachsen werden.

Der Anteil für Erhaltungsmaßnahmen an Bauwerken an der Gesamtsumme steigt dabei ebenfalls. Gemäß der Erhaltungsbedarfsprognose sollen von diesen Mitteln im Jahr 2019 rund 1,43 Milliarden Euro in die Brückenerhaltung fließen, 2020 rund 1,46 Milliarden Euro, 2021 rund 1,57 Milliarden Euro und 2022 rund 1,64 Milliarden Euro. Damit wird der jährliche Anteil an den Erhaltungsmitteln für Bauwerke in einem Jahrzehnt von weniger als 25 % im Jahr 2011 auf über 37 % im Jahr 2022 steigen. Das sind gewaltige Summen, die zielgerichtet und zeitnah umgesetzt werden sollen. Die Anzahl an Baustellen lässt sich nur erahnen. Bautätigkeiten ungekannten Ausmaßes werden zukünftig unseren Alltag begleiten.

Seit dem Haushaltsjahr 2015 werden die Mittel für Brückenmodernisierungsmaßnahmen mit einem Bauvolumen über 5 Mio. Euro in den Erhaltungstabellen des Straßenbauplans bereits gesondert dargestellt und als Programm Brückenmodernisierung erfasst. Ab dem Haushaltsjahr 2016 werden diese Maßnahmen zur besseren Übersichtlichkeit darüber hinaus separat im Straßenbauplan in eigenen Tabellen zur Berichterstattung geführt.

Brückenmodernisierungsmaßnahmen mit einem Bauvolumen über 5 Mio. Euro sind zum Teil aber auch noch in Bedarfsplanmaßnahmen (BAB-Erweiterung) und Streckenbaumaßnahmen der Erhaltung veranschlagt. Die Erhaltungsanteile werden gemäß den vorstehenden zwei Punkten nunmehr mit ausgewiesen.

Kleinere, im Programm nicht einzeln aufgeführte Brückenmodernisierungsmaßnahmen werden bisher aus den global zugewiesenen Erhaltungsmitteln finanziert. Seit 2017 werden für diese Maßnahmen in den Haushaltsansätzen des Brückenmodernisierungsprogramms pauschal 100 Mio. Euro pro Jahr gesondert bereitgestellt, um auch für die kleineren Brücken innerhalb eines Streckenabschnitts genügend Baumittel zur Verfügung zu stellen.

Eine Übersicht zu den Haushaltsansätzen für das Programm Brückenmodernisierung ist in Tabelle 1 gegeben [1]. Die Zuordnung der Mittel erfolgt fortlaufend und bedarfsgerecht entsprechend der Anmeldung der Länder. Hierbei gilt grundsätzlich, dass jede Maßnahme, die Baurecht erhält, auch finanziert wird.

Tabelle 1: Haushaltsmittel für Maßnahmen der Brückenmodernisierung [1]

Haushaltsjahr	Haushaltsmittel (Mio. €)
2019	760
2020	780
2021	855
2022	950
2023	959

Die Erfahrung hat gezeigt, dass es im Sinne der Durchlässigkeit des Netzes nicht ausreichend und auch nicht sinnvoll ist, sich nur auf besonders defizitäre Einzelbauwerke zu konzentrieren. Es entstehen viele Einzelbaustellen, die den Verkehr einschränken, jedoch nach Fertigstellung keinen direkten Verkehrswert ergeben. Ein tatsächlicher Verkehrswert ist erst dann gegeben, wenn alle Bauwerke eines Streckenabschnittes uneingeschränkt für den Verkehr nutzbar sind.

Mit dieser Zielrichtung wurde die Strategie zur Brückenmodernisierung hin zu einer Korridorbetrachtung entscheidend erweitert und fortgeschrieben. Dabei wird auf die Modernisierung ausgewiesener, überwiegend hochbelasteter Transitstrecken fokussiert, um diese Strecken vordringlich zu ertüchtigen und zugleich übrige Strecken vorerst möglichst unbeeinträchtigt für die Verkehrsabwicklung zur Verfügung zu haben. Der Korridorgedanke führt zu einer konzentrierten und verkehrsgerechten Abfolge der Arbeiten und führte in der Konsequenz zu einem zukunftsfähigen Netz. Dieses Brückenmodernisierungsnetz (Bild 1) ist durch Transitkorridore mit einer Gesamtlänge von 6.600 km, fast die Hälfte des deutschen BAB-Netzes und annähernd deckungsgleich mit dem TEN-V-Kernnetz [2] (Transeuropäische Verkehrsnetze), gekennzeichnet. Als Zielstellung gilt, bis 2030 die Korridore zukunftssicher ausgebildet zu haben.

Übrige Strecken bleiben vorerst unangetastet und stehen weiterhin für die Verkehrsabwicklung zur Verfügung, bevor diese zu einem späteren Zeitpunkt modernisiert werden. Diese Vorgehensweise sichert sowohl eine durchgreifende Verbesserung der Leistungsfähigkeit (Zukunftsfähigkeit) des Netzes und seiner Brücken als auch eine Durchlässigkeit der Infrastruktur auf den Nachbarrouten in den jeweiligen Bauphasen.

Die Festlegung der Korridore des Brückenmodernisierungsnetzes erfolgte in enger Abstimmung mit den zuständigen Straßenbauverwaltungen der Länder. Dabei waren neben den Fachbereichen Brückenbau auch die Bereiche für Planung und Streckenerhaltung eingebunden, um möglichst Baumaßnahmen beider Bereiche gekoppelt vorbereiten und umsetzen zu können.

Die unterlegte Strategie zur Brückenmodernisierung liefert die notwendigen Entscheidungsvoraussetzungen und schafft folglich Planungsperspektiven sowie Planungssicherheit für einen vorausschauenden und bedarfsgerechten Mitteleinsatz. Darüber hinaus sind optimierte Eingriffe in den Verkehr, gerade vor dem Hintergrund eines hohen Verkehrsaufkommens und steigender Bautätigkeit mit wachsenden Investitionsvolumina, möglich.

3 Erhaltungsstrategie für Bauwerke der Bundesfernstraßen

Die rund 52.000 Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen in Deutschland nehmen eine Schlüsselstellung für die Straßenverkehrsinfrastruktur im Transitland Deutschland ein. Brücken sind dabei die neuralgischen Punkte unserer Infrastruktur, weil jede alters-, nutzungs- und/oder baulich bedingte Einschränkung der Verfügbarkeit zu unmittelbar spürbaren Einschränkungen und Engpässen im fließenden Verkehr führt. Meist sind sie im Netz wegen begrenzter Umfahrungsmöglichkeiten Nadelöhre und beeinflussen dadurch die Leistungsfähigkeit nicht nur lokal, sondern im wachsenden Maße auch regional. Hierbei sind die singulären Brückenquerungen, z. B. die Rheinquerungen, wegen ihrer begrenzten

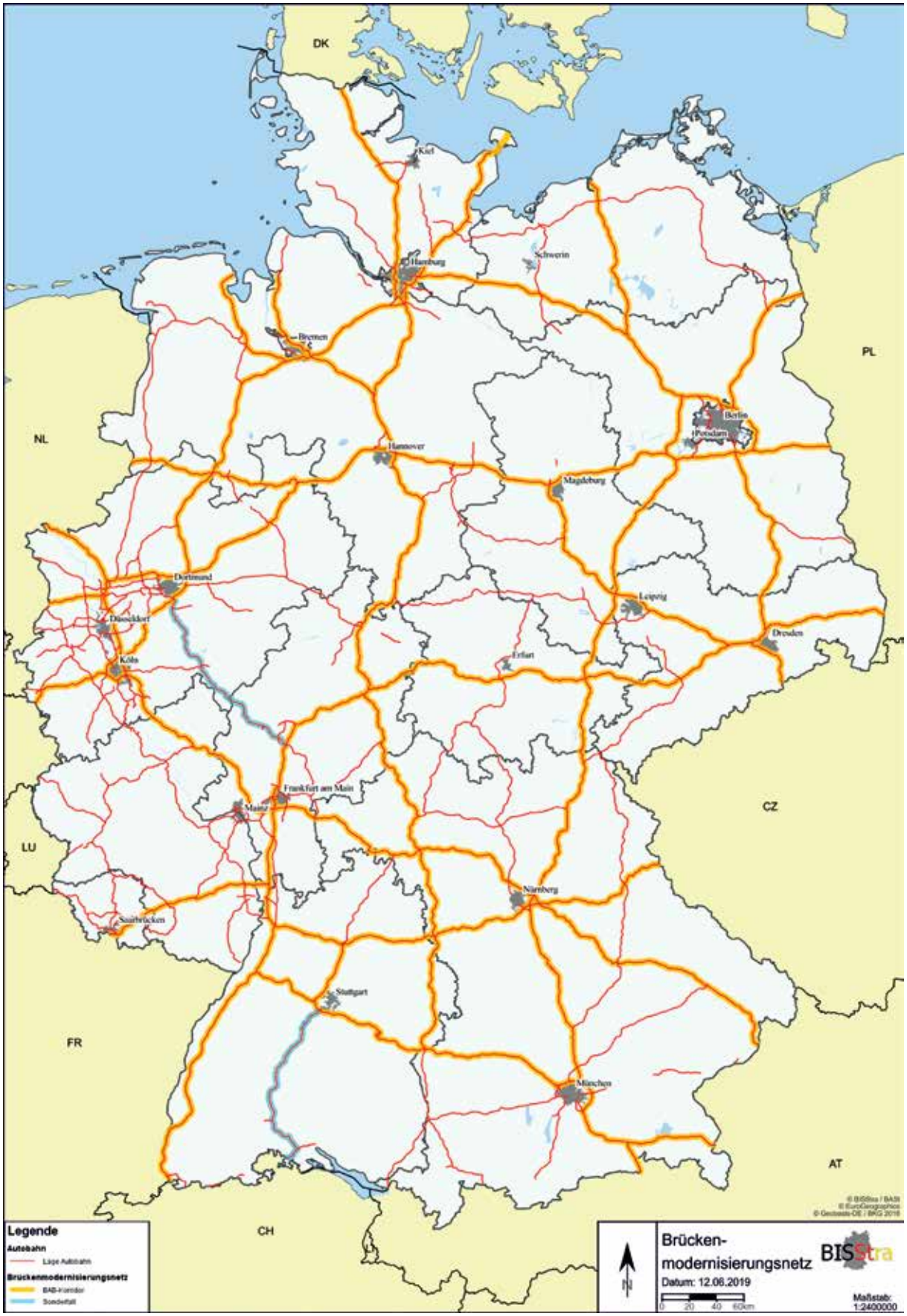


Bild 1 Brückenmodernisierungsnetz [1]

Anzahl besonders betroffen. Regelmäßig ergeben sich bei schädigungsbedingten Ausfällen oder Baumaßnahmen verkehrliche Probleme, welche sich potenzieren, wenn gleichzeitig mehrere, ggf. sogar benachbarte Brücken oder Bauwerke in den Zulaufbereichen zeitgleich bauliche Maßnahmen erfordern.

Schädigungsbedingte Ausfälle von Bauwerken sowie Brückenbaustellen im Netz bedeuten meist Einschränkungen in der verkehrlichen Leistungsfähigkeit durch Reduktion von Fahrstreifen, Verschmälerung von Fahrstreifen, verringerte Fahrgeschwindigkeit etc. Die Folge ist, dass Verkehrsverlagerungseffekte im Netz und Stauverkehr im Bereich der Baustelle eintreten. Stau sowie Verlängerung der Reisezeiten führen zu einem erhöhten Energieverbrauch und gesteigerten Emissionen; überlastete Ausweichrouten können darüber hinaus zu einer ungünstigen Entwicklung der Unfallzahlen beitragen. In Summe werden in jedem Falle die Nutzerkosten steigen.

Vor diesem Hintergrund sind gerade wegen zukünftig verstärkter Bautätigkeit bei weiterhin zunehmendem Verkehr die Möglichkeiten einer verkehrsgerechten Steuerung baulicher Maßnahmen voranzutreiben und stetig weiterzuentwickeln. Dazu gehört auch, das Risiko ungeplanter Ausfälle zu minimieren, um die Eingriffe in den Verkehr infolge Erhaltungsmaßnahmen planbarer werden zu lassen. Dies eröffnet zugleich Möglichkeiten, Maßnahmen gezielt zu bündeln und dadurch Beschleunigungen in der Abwicklung zu generieren.

Diese Betrachtungen lassen erkennen, dass es insbesondere bei Strecken mit hohem Verkehrsaufkommen nicht sinnvoll ist, wie in der Vergangenheit üblich, kleinste Schäden bei den Bauwerken sehr kurzfristig instand zu setzen, was für das Einzelbauwerk zur Vorbeugung aufwändigerer Schadensakkumulationen sicherlich sehr wirtschaftlich, aber durch häufige und unplanbare Eingriffe in den Verkehr aus Netzsicht wirtschaftlich kaum vertretbar ist. Wirtschaftlicher und verkehrsgerechter sind dagegen möglichst lange, ununterbrochene Nutzungszeiten von Strecken, bei denen die Schadensentwicklung am Bauwerk überwacht und kontrolliert ablaufen kann. Erst mit Erreichen ausgewiesener Warn- oder Schwellenwerte sind grundhafte Erhaltungsmaßnahmen zur Abhilfe zu ergreifen. Eine entsprechende Überwachung der Bauwerke durch Monitoring und/oder Bauwerksprüfung wäre für dieses reaktive Vorgehen zwingend erforderlich, womit gleichzeitig der Einstieg in eine Lebenszyklusbetrachtung gelegt wird.

Ebenso wären bei besonders hochbeanspruchten Strecken zeitlich fixierte Eingreifzyklen denkbar, wofür aufbauend auf Kenntnissen und Erfahrungen zum Alterungs- und Verschleißverhalten sowie zur Zuverlässigkeit von Materialien und Bauteilen vorausbestimmte Nutzungszyklen definiert werden müssen. Entsprechende Erhaltungsintervalle führen zu einem präventiven Vorgehen. Die unterjährige oder kontinuierliche Überwachung würde sich lediglich auf die Kontrolle der Übereinstimmung der Annahmen beschränken. Somit werden die Eingriffe in den Verkehr sehr planbar und es entstehen die geringsten Nutzerkosten.

Vielfach wird allein schon aus Gründen der Verkehrssicherheit gestützt auf die Ergebnisse einer Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [3] eine Kombination beider Verfahren, also präventive und reaktive Erhaltungsplanung, möglich, sinnvoll und wirtschaftlich sein. Das örtlich vorhandene Verkehrsaufkommen könnte dabei die Wichtung in die eine oder andere Richtung verschieben. Die Grundlagen für diese strategischen Entscheidungen wurden vom Koordinierungsausschuss Erhaltung, einem Bund-Ländergremium, erarbeitet und sind in der gerade fertiggestellten RPE-ING [4] niedergelegt.

Darüber hinaus können äußere Vorgaben, z. B. die Umsetzung des Brückenmodernisierungsnetzes, die Abwicklung von Erhaltungsmaßnahmen entsprechend der vorgehenden Ausführungen beeinflussen und eine andere Abfolge der Instandsetzungsmaßnahmen bedingen, indem gewisse Routen vorgezogen und baulich behandelt werden. Somit ergeben sich neue Abhängigkeiten, die planerisch in Übereinstimmung zu bringen sind.

Sind exponierte und verkehrlich besonders wichtige Bauwerke auf hoch belasteten Strecken betroffen, z. B. Rheinbrücken im Zuge von Autobahnen, sind ggf. individuelle Lösungen zu finden. Es hat sich in der praktischen Planung gezeigt, dass es nicht ausreichend und auch nicht zielführend ist, sich auf einzelne Rheinquerungen als singuläre Punkte zu konzentrieren. Aus den Informationen und Handlungsoptionen zu den Einzelbauwerken (Einzelbetrachtung) allein ergibt sich keine unmittelbare sinnvolle Option zur Vorgehensweise in einer Region bzw. in einem Teilnetz der Bundesfernstraßen (Netzbetrachtung), weil nur eine begrenzte Anzahl an Rheinquerungen existiert und die Bauwerke daher trotz größe-

rer Distanz in direkter verkehrlicher Abhängigkeit zueinander stehen.

Folglich müssen regionale Sichtweisen, die neben den baulichen Maßnahmen an Einzelbauwerken gleichzeitig auch die gesamtwirtschaftlichen Auswirkungen durch Staus und Umleitungen infolge von Nichtverfügbarkeit oder beschränkter Nutzbarkeit von Verkehrswegen berücksichtigen, Eingang in die Planung von Erhaltungs- und/oder Erneuerungsmaßnahmen von Bauwerken finden. Die Bewertung auf Basis monetärer Aspekte, indem Nutzerkosten ermittelt und berücksichtigt werden, hat sich hierbei als geeignet erwiesen, insbesondere weil – zumindest bei den Rheinbrücken – verschiedene Baulastträger eingebunden werden müssen.

Der Bund nahm die vorgenannten Erkenntnisse unter anderem zum Anlass, um im Rahmen eines Forschungsvorhabens ein strategisches Instrument zur optimierten Planung von Ertüchtigung und Erneuerung wichtiger Brücken der Bundesfernstraßen unter Beachtung einer gesamtwirtschaftlichen Bewertung der verkehrlichen Auswirkungen derartiger Maßnahmen erarbeiten zu lassen. Mit dem speziell für die Rheinbrücken entwickelten Software-Tool werden Eingreifzeitpunkte für bauliche Maßnahmen unter Berücksichtigung baulicher und verkehrlicher Aspekte über einen langen Zeitraum von bis zu 30 Jahren optimiert. So kann eine langfristig orientierte Maßnahmenplanung von vorrangigen Rheinbrücken oder allgemein Brücken an Bundesfernstraßen über Baulastträgergrenzen hinweg aufgebaut werden.

Grundsätzlich lässt sich die dargestellte Thematik methodisch und regional verallgemeinern. Daher wird derzeit in einer Fortführung bzw. Erweiterung des Forschungsvorhabens die Betrachtung auf beliebige Teilräume im klassifizierten deutschen Straßennetz und auf die gleichzeitige Berücksichtigung von bis zu 50 Bauwerken ausgedehnt.

4 Fazit

Es hat sich gezeigt, dass neben den baulichen Aspekten ebenso die verkehrlichen Aspekte bei der Planung von Erhaltungsmaßnahmen berücksichtigt werden müssen, um den Verkehr trotz Baustellen einigermaßen flüssig zu halten und zugleich die gesamtwirtschaftlichen Kosten, die neben den Investitionskosten auch die Nutzerkosten umfassen, minimieren zu können. Ziel sollte sein, notwendige Erhaltungsmaßnahmen von der Reihenfolge und Bauabfolge her sowohl anhand der baulichen (z. B. Bauwerkszustände) als auch der verkehrlichen Kritikalität (z. B. Verfügbarkeit) auszurichten und so zu steuern oder Maßnahmen so zu kombinieren, dass der volkwirtschaftliche Schaden durch Stau, Verkehrsumleitungen und Emissionen etc. in der Gesamtschau minimal wird. Der Blick auf reine Investitionskosten reicht dafür nicht aus.

Somit wird der eingeschlagene Weg zu einer Dynamisierung der Erhaltungsstrategie führen, die neben den notwendigen baulichen Maßnahmen zukünftig stets auch die verkehrlichen Aspekte angemessen berücksichtigt.

Literatur

[1] https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/brueckenmodernisierung.html (geprüft am 02.12.2019)
[2] Verordnung (EU) Nr. 1315/2013 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 11. Dezember 2013 über Leitlinien der Union für den Aufbau eines transeuropäischen Verkehrsnetzes und zur Aufhebung des Beschlusses Nr. 661/2010/EU.
[3] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
[4] BMVI (Hrsg.): Richtlinie für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken (RPE-ING). Stand Oktober 2019 (noch unveröffentlicht)

BAUEN UND UMWELT

AMAND

Bau NRW GmbH & Co. KG



AUTOBAHNKREUZ HILDEN

Wir bauen Brücken für gute Verkehrsanbindungen



A44 HEILIGENHAUS - ANGERBACHTALBRÜCKE BW06



GARTROPER STRASSEN-BRÜCKE



A44 AK RATINGEN OST BW1

Aktuell suchen wir für unsere Hauptverwaltung in Ratingen noch technisches Personal! Kommen Sie zu uns ins Team!

AMAND Bau NRW GmbH & Co. KG
Borsigstraße 6-8
40880 Ratingen
Telefon 02102 9286-0
duesseldorf@amand.de
www.amand.de

- **Brückenbau**
- **Schwerer Erdbau**
- **Tief-, Straßen-, Autobahnbau**
- **Bahnbau**
- **Baugrubenerstellung**

Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)

Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA, IABSE
ETH Lausanne (EPFL), Schweiz

1 Einleitung

Seit jeher führen neuartige Baustoffe zu Fortschritten im Brückenbau. Ihre Anwendung beschränkt sich nicht einfach darauf, die herkömmlichen Baustoffe zu ersetzen. Vielmehr basiert die wirtschaftlich effiziente und qualitativ hochstehende Anwendung neuer Materialien auf einem kreativen Tragwerkskonzept sowie einem tiefen Verständnis ihrer Eigenschaften.

In den vergangenen vierzig Jahren wurden die Eigenschaften faserverstärkter, zementgebundener Baustoffe deutlich verbessert, woraus die heute sogenannten UHPC (Ultra-High Performance Concrete) entstanden sind. UHPC subsummiert eine Vielzahl von zementgebundenen Baustoffen, insbesondere auch verbesserte Betone ohne Fasern oder mit nur geringen Fasergehalten, die für die in diesem Aufsatz beschriebenen Anwendungen technisch ungenügend resp. in Bezug zur angebotenen, relativ bescheidenen Leistungsfähigkeit zu teuer sind.

Die qualitativ hochwertigsten UHPC weisen neben einer hohen Zugfestigkeit auch ein ausgeprägtes Verfestigungsverhalten auf. Dieser zementgebundene Faserverbund-Baustoff wird in der Schweiz als Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) bezeichnet und im Regelwerk SIA 2052 [1] definiert. Andere UHPC werden in der Schweiz nur selten und für Bauwerksteile mit geringen Anforderungen verwendet. Entsprechend wird in diesem Aufsatz nur die Bezeichnung „UHFB“ verwendet. UHFB ist weder Stahl noch Beton, sondern ein neuartiger Baustoff (Bild 1) mit einer eigenständigen Bauweise.

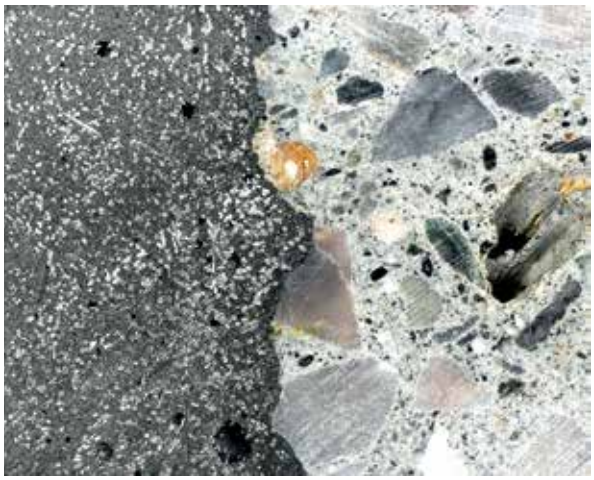


Bild 1 UHFB (links) und Beton (rechts): der Unterschied zwischen den beiden Baustoffen ist offensichtlich Foto: E. Brühwiler

Der Autor und sein Team an der ETH Lausanne (EPFL) forschen und entwickeln den neuartigen Baustoff UHFB seit 20 Jahren. Seit 15 Jahren wird er vorwiegend für die Verstärkung und Abdichtung von Brücken- und Hochbauplatten eingesetzt. Bisher wurden in der Schweiz mehr als 150 Anwendungen ausgeführt, die meisten für die Verbesserung von bestehenden Betonbauten.

In diesem Aufsatz werden zunächst die Eigenschaften von UHFB und Stahl-UHFB beschrieben, die für den entwerfenden Brückeningenieur wichtig sind. Dann werden das Regelwerk SIA 2052 UHFB [1] erwähnt und der Bau einer kurzen Bahnbrücke aus Stahl-UHFB beschrieben. Schließlich wird ein Ausblick auf weitere Brückenprojekte gegeben.

2 Eigenschaften von UHFB und Stahl-UHFB

UHFB besteht aus einer zementgebundenen Matrix aus reaktiven Feinstoffen (v. a. Zement) und harten Partikeln (Quarz) mit einer maximalen Größe von 1 mm. Diese Matrix wird durch schlanke Kurzfasern in hoher Dosierung verstärkt. Wegen des hohen Elastizitätsmoduls sind diese Fasern aus Stahl, 15 mm lang und 0,2 mm dick, und machen mindestens 3 % des Baustoffvolumens aus. Folgende Eigenschaften zeichnen UHFB aus:

- Dauerhaftigkeit: Die Packungsdichte der Komponenten ist infolge Optimierung der Partikelgrößen sehr hoch und der Wasserzementwert beträgt in der Regel 0,15. Deshalb wird das bei der Herstellung des UHFB zugegebene Wasser beim Erhärten vollständig für die Zementhydratation verbraucht. Damit kann kein eigentlicher Trocknungsvorgang stattfinden, bei dem – wie bei herkömmlichen Betonen – kommuni-

zierende Kapillarporen gebildet werden. Entsprechend kann kein Wassereintritt von außen in den UHFB erfolgen, womit Schädigungsmechanismen wie Stahlkorrosion oder chemische Reaktionen zwischen Baustoffkomponenten nicht auftreten können. UHFB ist auch wasserdicht unter Zugbeanspruchung bis 1 ‰ Dehnung, womit eine hohe Dauerhaftigkeit gewährleistet ist.

- Verformungen: Der Elastizitätsmodul von UHFB bleibt mit Werten zwischen 45 und 50 GPa vergleichsweise gering, weshalb beim Tragwerksentwurf in erster Linie Querschnitte mit hohen Trägheitsmomenten entwickelt werden müssen. Die Endverformungen aus Kriechen und Schwinden sind in einer ähnlichen Größenordnung wie für Beton, wobei bereits 2/3 des Schwindens innerhalb der ersten 30 Tage erfolgt. Es ist möglich, Kriech- und Schwindverformungen durch eine thermische Nachbehandlung der vorgefertigten Bauteile weitgehend zu eliminieren.

- Drucktragverhalten: UHFB verhält sich linear-elastisch bis etwa 80 % der Druckfestigkeit, wobei das nachfolgende nicht-lineare Verhalten wenig ausgeprägt ist. Die Druckfestigkeiten betragen 150 bis 200 MPa. Die begrenzte Verformbarkeit von UHFB wird bei der Bemessung mit einem entsprechenden Vorhaltemaß beaufschlagt.

- Zugtragverhalten: UHFB verhält sich elastisch bis zu einer Grenzspannung und danach verfestigend, bis die Zugfestigkeit erreicht wird. Dieses Zugtragverhalten ähnelt demjenigen des Stahls, jedoch mit Dehnungs- und Festigkeitswerten, die um mindestens eine Größenordnung geringer sind (Bild 2). Ähnlich wie bei Stahl werden im Schweizer UHFB-Regelwerk SIA 2052 [1] die UHFB-Sorten über die Zugfestigkeitseigenschaften definiert.

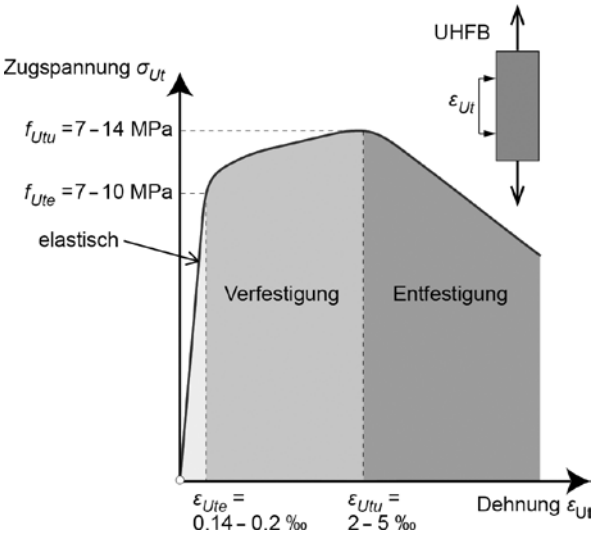


Bild 2 Zugtragverhalten von UHFB mit ausgeprägtem Verfestigungs- und Entfestigungsverhalten Grafik: MCS-EPFL

- Zugtragverhalten von Stahl-UHFB: Um die Tragfähigkeit und Robustheit zusätzlich zu erhöhen, wird UHFB mit Betonstahl und Spannstahl bewehrt, die gezielt nur in der Haupttragrichtung eingelegt werden. In Anlehnung an den Begriff „Stahlbeton" spricht man in diesem Fall von „Stahl-UHFB". Die Kombination von UHFB mit Bewehrungsstäben aus Stahl ermöglicht eine effiziente Erhöhung der Tragfähigkeit von Bauteilen. Das Zugtragverhalten von Stahl-UHFB wird durch die Superposition des Zugtragverhaltens von UHFB und Betonstahl beschrieben. Stahl-UHFB bleibt im Gebrauchszustand homogen bei gleichbleibender Steifigkeit. Der maximale Tragwiderstand eines Bauteils wird erreicht, wenn sich der UHFB verfestigt und die Stahlbewehrung zu fließen beginnt.

- Die Ermüdungsdauerfestigkeit von UHFB und Stahl-UHFB liegt auf einem Beanspruchungsniveau, das etwa 50 % des statischen Tragwiderstands entspricht.

3 UHFB im konstruktiven Ingenieurbau

Die effiziente Anwendung neuartiger Baustoffe wie UHFB im konstruktiven Ingenieurbau basiert auf einem baustoffgerechten Tragwerkskonzept und beschränkt sich nicht auf den Ersatz traditioneller Baustoffe. Die Grundidee des Bauens mit UHFB besteht darin, hochleistungsfähige Komponenten der Stahlbetonbauweise, d. h. Zement, Betonstahl, Vorspannung und vielfältige Formbarkeit, sowie der Stahlbauweise, d. h. leichte, vorgefertigte Bauteile und schnelle Baumethoden, auszunutzen und möglichst effizient zu kombinieren.

Ähnlich wie Stahl ist UHFB ein veredelter Baustoff. UHFB-Tragwerke werden in Leichtbauweise entworfen und führen entsprechend zu präzisen Abmessungen, weshalb auf Plänen die Abmessungen in Millimeter angegeben werden. Bauteile aus UHFB sind oft aus flächigen Elementen, die als „Bleche" bezeichnet werden können, zusammengesetzt und werden mit Rippen und Unterzügen ver- und aus-

gesteift. Übliche Bauteilstärken betragen 30 bis 100 mm, können aber auch dicker sein.

Die Bemessung von Tragwerken aus Stahl-UHFB ist einfacher als im Beton- und Stahlbau. Die Bauteildicken sind genügend groß, um Stabilitätsprobleme zu vermeiden. Die konstruktive Durchbildung ist vergleichsweise einfach. Es müssen keine Rissnachweise geführt werden, weil Stahl-UHFB im Gebrauchszustand nicht reißt. Der Einsatz der Vorspannung ist effizienter, da der hochfeste Spannstahl mit dem ebenfalls hochfesten UHFB kombiniert wird, was eine vereinfachte Spanngliedführung ermöglicht. Die Stahl-UHFB-Bauweise erfordert vom Ingenieur eine eigene Denkweise, die näher beim Stahlbau liegt und mit der Massivbau-Denkweise des Stahlbetonbauers nicht verträglich ist.

Das relativ geringe Eigengewicht von vorfabrizierten UHFB-Bauteilen führt zu Vorteilen beim Transport und der Montage und ermöglicht einen schnellen Bauvorgang. Gleich wie Beton kann UHFB jedoch auch auf der Baustelle in einer Schalung gegossen werden und dies bei Kosten, die gegenüber dem Massivbau mit Beton nicht höher sind, denn die Abmessungen und Bauteildicken und damit das Baustoffvolumen sind wesentlich kleiner.

Entsprechend sind in der Regel die Baukosten für UHFB-Tragwerke nicht höher als für Tragwerke aus Stahlbeton, falls das UHFB-Tragwerk mindestens 3 Mal leichter ist als eine Stahlbetonkonstruktion, welche die gleiche Tragfunktion erfüllt.

Der Baustoff UHFB eröffnet neue Perspektiven und ressourcenschonende Anwendungen. Wegen seiner hohen mechanischen Festigkeit, Ermüdungsfestigkeit und Dauerhaftigkeit ist er insbesondere für stark beanspruchte Tragwerke wie Brücken besonders geeignet und wirtschaftlich.

4 Merkblatt SIA 2052

Nach der 1. UHFB-Anwendung in der Schweiz im Jahre 2004 zur Verbesserung der Morge-Brücke [2] folgten einzelne Anwendungen bis etwa 2011, bei denen verschiedene UHFB-technologische Aspekte im Hinblick auf eine breite Anwendung systematisch weiterentwickelt und optimiert wurden. Ab 2013 erhöhte sich die Anzahl UHFB-Anwendungen, was den Bedarf für ein Regelwerk aufkommen ließ. Deshalb wurde eine Arbeitsgruppe des Schweizer Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) gebildet, die in 3 ½ Jahren das Merkblatt (MB) SIA 2052 „UHFB – Baustoff, Bemessung, Ausführung“ erarbeitete, das im März 2016 veröffentlich wurde [1]. Das MB SIA 2052 ist ein Regelwerk, das die wesentlichen Aspekte der UHFB-Technologie in anwendungsfreundlicher Form knapp und klar regelt und somit die Bauherren, Planer und Ausführenden zielgerichtet unterstützt.

Entsprechend verstärkte die Einführung der SIA 2052 in der Schweizer Baupraxis den Trend zu einer stark zunehmenden Anzahl Anwendungen von heute über 150 UHFB-Anwendungen, die meisten für die Verbesserung (Instandsetzung und Verstärkung) bestehender Betonbrücken. Die Großanwendung zur Verstärkung der 2,1 km langen Chillon-Autobahnviadukte in den Jahren 2014/15 wurde weltweit wahrgenommen [3] und stellt den eigentlichen Durchbruch der UHFB-Bauweise dar.

Bei diesen Anwendungen wurde einzig UHFB mit einem ausgeprägten Verfestigungsverhalten unter Zugspannungen, d. h. mit einem Gehalt an Stahlfasern von mindestens 3 Vol.-%, eingesetzt. UHPC mit nur bis zu 2 Vol.-% Stahlfasern sind im Vergleich zur gebotenen Leistungsfähigkeit zu teuer und hätten die im Brückenbau üblichen Anforderungen nicht erfüllen können. Die UHFB-Technologie trägt somit zur Haupt- und Pflichtaufgabe des Bauwesens in der Schweiz bei, nämlich dem technisch effizienten und wirtschaftlichen Umgang mit der bestehenden Bausubstanz, insbesondere von Infrastrukturbauwerken wie Brücken. Über die letzten Jahre kam es in der Schweiz jedoch vereinzelt auch zum Bau neuer Brücken aus Stahl-UHFB, worauf sich dieser Aufsatz konzentriert. Der nachfolgend beschriebene Bau einer Bahnbrücke aus Stahl-UHFB ist erwähnenswert [4], da es sich um ein vergleichsweise hoch beanspruchtes Infrastrukturbauwerk handelt, das sich als ein wichtiges Referenzobjekt im Hinblick auf den Bau von Bahn- und Straßenbrücken aus Stahl-UHFB erweisen könnte.

5 Entwurf, Bemessung und Bau einer kurzen Bahnbrücke aus Stahl-UHFB

5.1 Einleitung und Zielsetzung

Bautechnikgeschichtlicher Kontext: Im Jahre 1897 wurde in der Schweiz die erste Bahnbrücke aus „Eisenbeton“ in Betrieb genommen [5]. Die Konstruktion wurde vom weltberühmten Eisenbetonpionier *François Hennebique* (1842–



Bild 3 Straßenunterführung „Creux-du-Mas“ (1897), erste Bahnbrücke in der Schweiz aus Eisenbeton; links Ansicht und rechts Detailaufnahme Fotos: E. Brühwiler (1996)

1921) für die Straßenunterführung „Creux-du-mas“ der zweigleisigen Bahnlinie bei Rolle im Kanton Waadt entworfen und gebaut (Bild 3). Der im Jahr 2001 ersetzte Brückenträger bestand aus einer Rippenplatte mit vier 20 cm schmalen und 50 cm hohen Unterzügen für eine Spannweite von 4,5 m. Diese Unterzüge enthielten einzelne Eisenstäbe mit großem Durchmesser und vertikale Blechstreifen als Querkraftbewehrung. Der damalige Eisenbeton verstand sich als Betonkonstruktion bestehend aus feinkörnigem Beton, dem einzig in zugbeanspruchten Zonen Stabbewehrung zugelegt wurde. Diese Konstruktionsweise kann als Vorläufer der in diesem Aufsatz behandelten UHFB-Bauweise verstanden werden.

Projektziele: Im Bahnbereich sind robuste und unterhaltsarme Tragkonstruktionen hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit vorteilhaft. Mit UHFB steht ein Baustoff zur Verfügung, der sich dank seiner vergleichsweise hohen mechanischen Festigkeit und Dauerhaftigkeit für den Einsatz bei Infrastrukturbauwerken eignet. Am 11. November 2017 wurde die Straßenunterführung Unterwalden bei Sempach als vermutlich weltweit erste Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB auf einer Hauptlinie in Betrieb genommen (Bild 4).

Mit dem Bau einer kleinen Bahnbrücke aus Stahl-UHFB mit einer kurzen Spannweite von 6,0 m sollten grundlegende Erfahrungen bei der Bemessung und Ausführung, inklusive der Baukosten, sowie hinsichtlich künftiger Kosten beim Betrieb gemacht werden.

5.2 Entwurf und Projektierung

Das ursprüngliche Bauwerk in der Bauweise Walzträger-in-Beton (WiB) war in einem schadhaften Zustand. Eine Variantenstudie für eine neue Brückenplatte führte zur Konstruktion aus Stahl-UHFB. Die Hauptgründe waren die Einhaltung der gegebenen strengen geometrischen Randbedingungen (begrenzte Konstruktionshöhe) ohne teure Gleisanpassungen, leicht geringere Baukosten für das Brückentragwerk im Vergleich zu Stahlbeton und eine höhere Wirtschaftlichkeit.

Tragwerkskonzept: Die Anforderungen an das Tragwerk waren eine möglichst geringe Trägerhöhe sowie die Herstellung möglichst leichter Bauteile aus Fertigbauteilen für einen schnellen Bauvorgang, um die Sperrzeiten der Bahnstrecke zu minimieren. Diese Anforderungen und die Umsetzung von Entwurfsregeln der UHFB-Bauweise führten zum Entwurf einer Konstruktion bestehend aus einer Rippenplatte und einem Randträger pro Gleis, also aus insgesamt vier Fertigbauteilen (Bild 5).



Bild 4 Straßenunterführung Unterwalden der Schweizer Bundesbahnen SBB (Juni 2018) Foto: E. Brühwiler



Bild 5 Randträger und Rippenplatte des Tragwerks aus bewehrtem UHFB Foto: E. Brühwiler

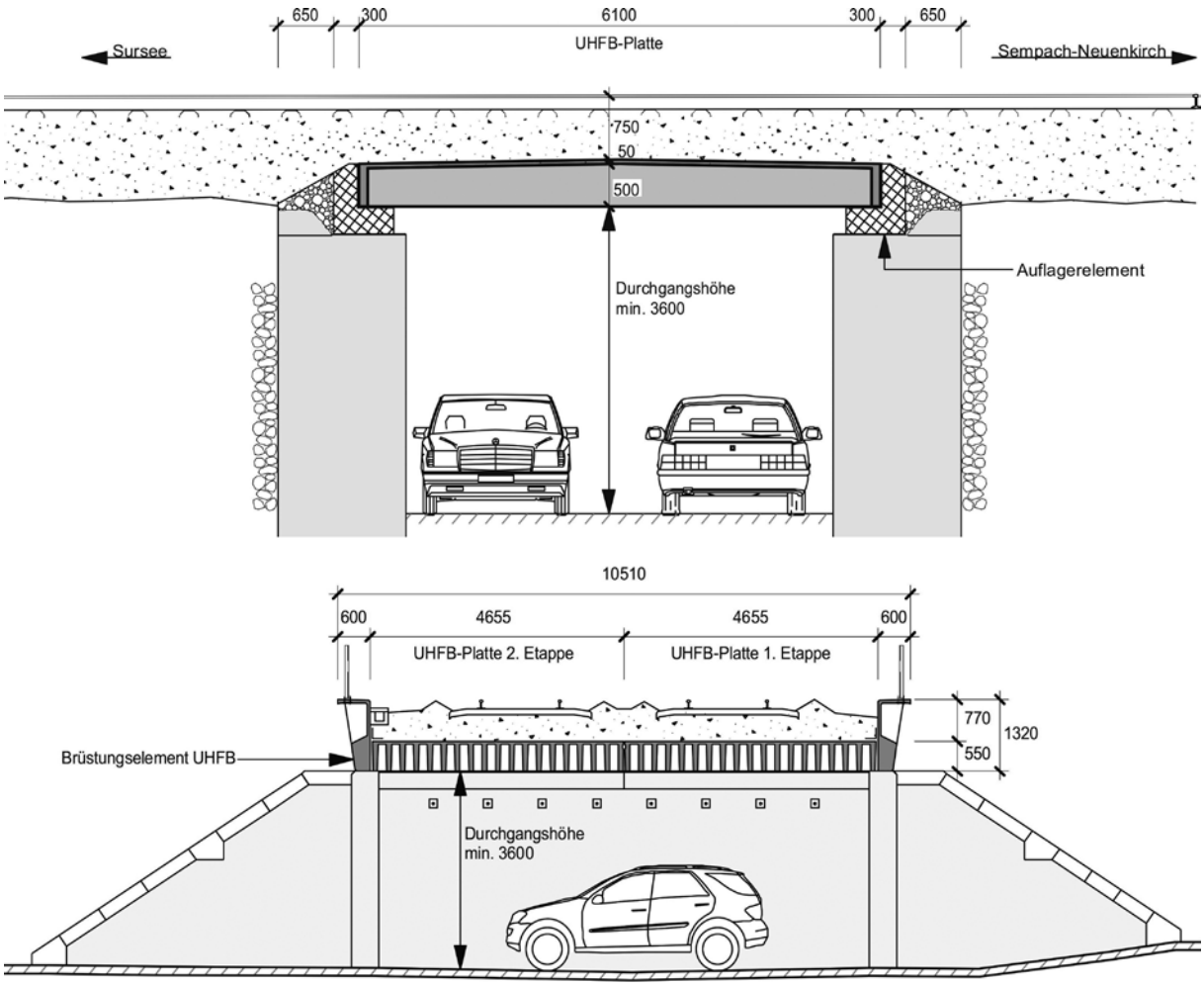


Bild 6 Ansicht und Querschnitt des Tragwerks aus bewehrtem UHFB (Abmessungen in mm)
Zeichnungen: KOST+PARTNER AG Ingenieure und Planer Luzern

Die Hennebique-Brücke „Creux-du-Mas“ diente als Inspiration für den Entwurf der UHFB-Rippenplatte. Die Abmessungen der Rippenplatte als einfacher Balken, d. h. die Plattenstärke als Druckgurt sowie der Abstand und die Dicke der Rippen wurden derart gewählt, dass (1) die für den Biegetragwiderstand erforderliche Betonstahlbewehrung mit einer Überdeckung von mindestens 15 mm eingelegt werden konnte, (2) genügend UHFB-Querschnitt vorhanden ist zur Aufnahme der Bemessungsquerkraft, um auf eine vertikale Betonstahlbewehrung im Auflagerbereich verzichten zu können, (3) über die gesamte Plattenspannweite keine Querschotten erforderlich waren und (4) im Plattenrandbereich die Entgleisungslasten aufgenommen werden konnten. Diese Entwurfsziele führten zu einer 50 mm starken, in Querrichtung bewehrten Fahrbahnplatte mit 80 mm breiten, längs in einem Abstand von 250 mm angeordneten Rippen der Platte (Bilder 6 und 7).

Der Randträger besteht aus einem massiven Randbalken im unteren Bereich zur Aufnahme der Anprallkräfte infolge der zu unterführenden Straßenfahrzeuge sowie dem monolithisch darauf aufgesetzten Randbord für das Schotterbett (Bild 8). Zudem sollte der Randträger in einer Form erscheinen, welche dem neuartigen Baustoff UHFB gerecht wird und ihn augenscheinlich macht (Bilder 4 und 9).

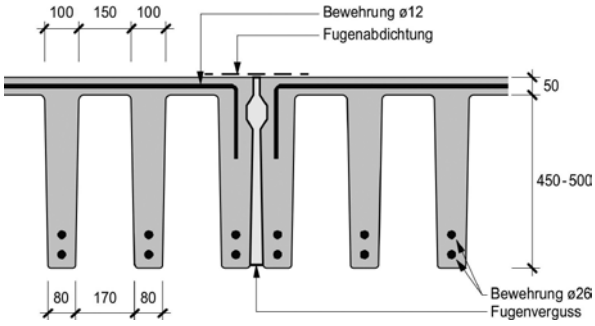


Bild 7 Detail der Rippenplatte aus bewehrtem UHFB (Abmessungen in mm)
Zeichnung: KOST+PARTNER AG Ingenieure und Planer Luzern

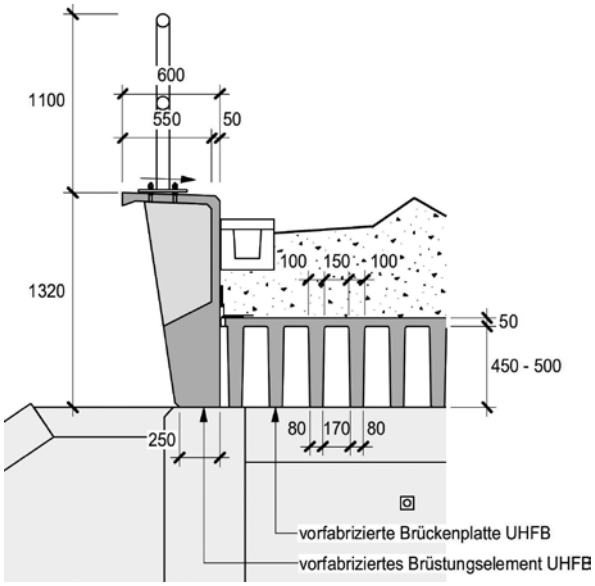


Bild 8 Querschnitt des Randträgers aus bewehrtem UHFB (Abmessungen in mm)
Zeichnung: KOST+PARTNER AG Ingenieure und Planer Luzern



Bild 9 Seitenansicht des Randträgers aus bewehrtem UHFB Foto: E. Brühwiler

Die Eigenschaften des UHFB und die Randbedingungen sprachen für eine Herstellung je einer Rippenplatte pro Gleis und zwei Randträger in Fertigteilbauweise. Aus statischen Gründen wurden die Rippenplatte und Randträger nicht monolithisch verbunden. Hingegen wurde die Längsfuge zwischen den beiden Rippenplatten ausgegossen und abgedichtet.

5.3 Bemessung

Die Abmessungen der entworfenen Tragwerksteile wurden unter Anwendung der üblichen Tragwerksnormen betreffend die Bemessungsgrundlagen und Einwirkungen auf neue Tragwerke sowie des Merkblatt SIA 2052 [1] für die Festlegung der Anforderungen an den UHFB und die Berechnung der Tragwiderstände von Bauteilen aus Stahl-UHFB festgelegt. Die Ermittlung der rechnerischen Tragwiderstände der UHFB-Tragwerksteile bot keine nennenswerten Besonderheiten. Die Bemessung führte zu folgenden rechnerischen Ergebnissen und Erkenntnissen:

- Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, d. h. die normative Anforderung an eine Durchbiegungsbegrenzung von l/2.000 = 3 mm unter Bahnlasten, war für die Bemessung maßgebend. Wegen seines verfestigenden Zugtragverhaltens bleibt der UHFB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit rissefrei. Somit wird der gesamte Querschnitt zur Ermittlung der Trägersteifigkeit mitgerechnet, wobei für den UHFB-Querschnittsanteil, der rechnerisch im Verfestigungsbereich beansprucht war, ein reduzierter Wert für den Elastizitätsmodul angesetzt wurde.

- Die maximale rechnerische Ermüdungsspannungsdifferenz der Betonstahlstäbe in den Rippen bleibt unter dem Bemessungswert von 108 MPa der Dauerfestigkeit für gerade Stäbe. Die maximale Druck- resp. Zugspannung infolge Ermüdung bleibt deutlich unter 50 % der statischen Festigkeiten. Im Grenzzustand der Ermüdungssicherheit ist der UHFB rechnerisch im Verfestigungsbereich beansprucht, und somit wurde die Ermüdungszugspannung entsprechend mit einem reduzierten Elastizitätsmodul berechnet.

- Der Grenzzustand der Tragsicherheit ist für die andauernde Bemessungssituation hinsichtlich des Biegetragwiderstands nicht maßgebend. Mit der gewählten Rippendicke konnte der Nachweis des Querkrafttragwiderstands ohne Einlage einer vertikalen Betonstahlbewehrung erbracht werden.

- Um die sehr hohen normativen Entgleisungslasten für die außergewöhnliche Bemessungssituation aufnehmen zu können, mussten die beiden äußersten Rippen des Plattenrandbereichs mit höherfestem Betonstahl mit einer normativen Fließgrenze von 700 MPa bewehrt werden.

- Zur Aufnahme der normativen Anprallkraft auf den Randträger war eine bedeutende Betonstahlbewehrung im unteren massiven Teil erforderlich. Diese Anprallkraft wird in die neue Auflagerbank und schließlich in die bestehende Widerlagerwand eingeleitet.

- Als Maßnahme zur Beherrschung der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Brand“ wurden der UHFB-Mischung 2 kg/m³ Polypropylen-Fasern beigemischt, um den Abplatzwiderstand zu erhöhen.

- Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit sind dank des dauerhaften Baustoffs UHFB keine Maßnahmen wie z. B. ein Oberflächenschutz oder eine gewisse Bewehrungsüberdeckung erforderlich. Wegen der hohen Abriebfestigkeit des UHFB war zudem auf der Brückenplatte keine zusätzliche Schutzschicht erforderlich, zumal in der Schweiz bereits bei einigen Brückenplatten aus Stahlbeton diese Schutzschicht aus UHFB eingebaut wurde. Somit konnte unmittelbar nach dem Einbau der UHFB-Plattenelemente eingeschottert, der Gleiskörper erstellt und die Brücke dem Bahnbetrieb übergeben werden.

5.4 Prüfung des Bauprojekts

Die Bemessung des UHFB-Tragwerks und dessen dynamisches Verhalten wurden durch zwei Prüfingenieure kontrolliert und bestätigt. Zudem wurden Vorversuche zum Nachweis des Tragverhaltens bis zum Bruch unter vorwiegender Biege- resp. Querkraftbeanspruchung durchgeführt. Dazu wurden zwei identische TT-Träger (Plattenstreifen mit zwei Rippen) hergestellt. Diese Vorversuche bestätigten die Bemessung, indem höhere Tragwiderstände gemessen wurden als die mit den Widerstandsmodellen gemäß SIA 2052 vorhergesagten Tragwiderstände [6, 7]. Diese Vorversuche ergaben zudem wertvolle Erkenntnisse bezüglich der effektiven Steifigkeit des Stahl-UHFB-Trägers, der konstruktiven Durchbildung und Bewehrungsführung im Auflagerbereich der Platte sowie dem Bau der UHFB-Elemente.

5.5 Bauausführung

Herstellung der UHFB-Fertigteile: Die Herstellung der im engen Abstand aneinander gereihten und leicht konisch geformten Rippen der beiden Plattenelemente verlangte eine Präzisionsarbeit beim Bau der Schalung aus Holz und beim Verlegen der Betonstahlbewehrung. Die Verarbeitung der total 24 m³ UHFB zur Herstellung der vier Fertigteile im Elementwerk benötigte insgesamt 13 Stunden. Die Mischdauer von UHFB hängt von der Leistungsfähigkeit des Mischers und den Komponenten der verwendeten UHFB-Mischung ab. Im vorliegenden Fall war die Mischdauer mit 15 Minuten relativ lang. Die Beigabe der Polypropylen-Fasern als Zusatzstoff für die Gewährleistung der Brandsicherheit erforderte diesen erwarteten, zusätzlichen Mischaufwand, bis die erforderliche Verarbeitbarkeit erreicht wurde. Der Einbau des selbstverdichtenden Frisch-UHFB in die Holzschalungen erfolgte problemlos.

Der Transport der UHFB-Fertigteile von der Fabrikationshalle zur Einbaustelle erfolgte wegen den großen Abmessungen der Fahrbahnplatte von 6,10 m Länge und 4,60 m Breite mit Sondertransporten.

Für den Ersatz der Brückenplatte wurde das Wochenende vom 11./12. November 2017 bereits drei Jahre vor Baubeginn festgelegt. Um den Bahnbetrieb möglichst wenig einzuschrän-



Bild 10 Versetzen der vorfabrizierten UHFB-Rippenplatte und des Randträgers (bei Zugdurchfahrt auf dem benachbarten Gleis) auf die Widerlager

Fotos: E. Brühwiler

ken, sah das Einbaukonzept vor, ein Gleis während 24 Stunden komplett zu sperren, um sämtliche Rückbau- und Montagearbeiten auszuführen (Bild 10). So konnte immer ein Gleis in Betrieb gehalten werden. Unmittelbar nach Abschluss der Arbeiten für das erste Gleis wurde die neue UHFB-Brückenplatte in Betrieb genommen, um sofort mit den analogen Arbeiten für das zweite Gleis beginnen zu können. Zur Sicherung des benachbarten Gleises wurde jeweils eine provisorische Schotterhalterung eingebaut.

5.6 Baukosten

Die Gesamtbaukosten der Baumeisterarbeiten, d. h. ohne bahneigene Kosten und Planungsleistungen, betrugen rund 820.000 Schweizer Franken und liegen im gleichen Kostenrahmen wie ein herkömmliches Projekt in Stahlbetonbauweise in der Schweiz. Dabei entfiel der Hauptanteil der Kosten von je 20 % auf die Vorbereitungsarbeiten auf der Baustelle sowie den Neubau der Banketthalterung. Die Instandsetzung und Erneuerung



Bild 11 Struktur der UHFB-Rippenplatte mit Sensoren und eingelegtem Referenzbalken für die Durchbiegungsmessung Foto: E. Brühwiler

der Auflagerbank und Mauern der beiden Widerlager beanspruchten etwa 15 % der Kosten. Die Rückbauarbeiten und der Einbau der UHFB-Fertigteile betrugen ebenfalls 15 % der Kosten.

Die Herstellung der UHFB-Fertigteile beanspruchte 15 % der Gesamtkosten, wobei die verbauten 24 m³ UHFB etwa die Hälfte ausmachten. Die Baustoffkosten für den UHFB machen somit einen unwesentlichen Anteil an den gesamten Projektkosten aus.



Bild 12 Stahl-UHFB Fußgängerbrücke in Le Bouveret: die Gestaltung des Brückenträgers wird durch die länglichen Aussparungen im Steg dominiert, die eine Transparenz und ein Lichtspiel bewirken. Die Stege des U-förmigen Trogquerschnitts sind leicht nach außen geneigt, um die Raumwirkung auf der Brücke zu verbessern.
Foto: Sollertia SA

5.7 Monitoring des Tragverhaltens

Nach Inbetriebnahme wurde eine kontinuierliche, messtechnische Überwachung des Tragverhaltens der UHFB-Brückenplatte in Betrieb genommen (Bild 11).

Aus den bisher erfassten Messwerten über zwei Jahre kann abgeleitet werden, dass die in Wirklichkeit auftretenden, maximalen Beanspruchungen (betreffend Durchbiegung in Feldmitte, UHFB-Dehnungen und Beschleunigungen) im UHFB-Tragwerk um ein Mehrfaches kleiner sind als die Grenzzustände der rechnerisch nachgewiesenen Bemessungssituationen. Diese erwartete, sehr große Differenz zwischen den gemäß den Normen verlangten rechnerischen Werten und den effektiv auftretenden Werten ist vor allem auf das Normlastmodell für Bahnlasten zurückzuführen. Tatsächlich zeigt eine Plausibilitätskontrolle, dass das mit dem Normlastmodell berechnete maximale Biegemoment (charakteristischer Wert) mehr als 4,5 Mal größer ist als dasjenige eines Fahrzeugs mit einer Doppelachse der auf dieser Bahnlinie zugelassenen maximalen Achslast von 225 kN. Zudem gilt es zu beachten, dass bei kurzen Spannweiten die mittragende Wirkung des Gleis- und Schotterköpers beträchtlich ist und im vorliegenden Fall etwa 10 % beträgt.

Die Bahnbrücke ist wie erwartet wegen des unsinnig konservativen Bahnlastmodells der Normen sehr stark überbemessen.

5.8 Weitere UHFB-Anwendungen für die Bahninfrastruktur

Das Potenzial für zukünftige Anwendungen von UHFB im Ingenieurbau der Bahninfrastruktur liegt beim Einsatz von standardisierten vorfabrizierten Brückenplatten, Schottertrögen auf Natursteinmauerwerk- und Stahlbrücken, Abdichtungen von Brückenplatten sowie vorfabrizierten Bauteilen wie Randbalken, Schwellen und Teilen der festen Fahrbahn. Ein weiteres Anwendungspotenzial liegt in vorgespannten Brückentragwerken mittlerer und großer Spannweiten. Entsprechende UHFB-Projekte, beispielsweise für ein 900 m langes Bahnviadukt aus vorgespanntem UHFB, sind momentan in der Schweiz in Planung oder Ausführung.

6 Zwei weitere Stahl-UHFB Brücken

Der Baustoff Stahl-UHFB wurde schon oft für den Bau von Fußgängerbrücken eingesetzt. Ein im Jahr 2018 in der Schweiz gebautes Objekt ist die Fußgängerbrücke in Le Bouveret (Bild 12) [8]. Der leicht gebogene 26,5 m weit gespannte, einfache Balken ist aus Fertigteilen in Segmentbauweise zusammengesetzt. Die Fertigteile wurden mit geradlinigen Vorspannkabeln in den Unter- und Obergurten zusammengespannt, sodass im Gebrauchszustand der U-Querschnitt unter Druckspannung



Bild 13 Gletschersandbrücke bei Grindelwald, Schweiz, eine Holz-UHFB-Verbundbaubrücke
Foto: E. Brühwiler

steht. In Querrichtung ist der Querschnitt mit einzelnen Betonstahlstäben schlaff bewehrt. Der Stahl-UHFB Balken ist mit den Widerlagern monolithisch verbunden, um eine möglichst unterhaltsfreie Konstruktion zu erhalten.

Die Gletschersandbrücke wurde 2018 in der Bergregion oberhalb Grindelwald für Forst- und Landwirtschaftsverkehr sowie für einen Hauptwanderweg gebaut. Es handelt sich um die schweizweit erste Holz-UHFB-Verbundbaubrücke (Bild 13) [9]. Die Verwendung von UHFB (mit Betonstahlstäben in Querrichtung) in Verbindung mit gebogenen Brettschicht-Holzträgern brachte zahlreiche Vorteile der Leichtbauweise mit sich, die eine vereinfachte Baurealisierung in einem abgelegenen Gebiet ermöglichte. Der UHFB überzeugte durch seine mechanischen Eigenschaften, die eine dünne Fahrbahnplatte ermöglichten, und durch seine Wasserundurchlässigkeit und Befahrbarkeit. Die UHFB-Platte übernimmt neben der statischen Funktion auch die Funktion der Brückenabdichtung und der Fahrbahnoberfläche, die mit einer Splittkieseinstreuung versehen ist und ein natürliches Erscheinungsbild ergibt.

7 Folgerungen und Ausblick

Die Stahl-UHFB-Bauweise beinhaltet die effiziente Kombination von Stahl und Zement als Grundidee. Die Stahl-UHFB-Bauweise im Brückenbau mit einem aus vergleichsweise dünnen Platten und versteifenden Rippen zusammengesetzten Querschnitt ist vom Stahlbau inspiriert, setzt jedoch die Vorspanntechnologie und gegossene Verbindungen gezielt ein.

Wegen seiner hohen Festigkeit und Dauerhaftigkeit ist Stahl-UHFB insbesondere für stark beanspruchte Brücken geeignet. Zudem ermöglicht Stahl-UHFB eine einfache Bemessung und Ausführung bei beschleunigtem Bauvorgang, wobei die Baukosten die Größenordnung der traditionellen Bauweisen nicht übersteigen. Der Baustoff UHFB eröffnet neue Perspektiven und ressourcenschonende Anwendungen, da UHFB-Tragwerke relativ leicht sind, d. h. pro Baustoffvolumeneinheit wird relativ viel Nutzlast aufgenommen, und gegenüber der Stahlbetonbauweise wird für die gleiche Tragfunktion deutlich weniger Zement und etwa die gleiche Stahlmenge verbraucht.

Ein großes Entwicklungspotenzial des UHFB besteht im Verbund mit Stahl oder Holz.

Ein weiteres Entwicklungspotential besteht in der Kombination von UHFB (mit Dehnungsverfestigung) und Carbonbewehrung. Der so gewonnene Baustoff Carbon-UHFB könnte – gegenüber Carbonbeton – zu einer entscheidenden Verbesserung des Tragverhaltens von entsprechenden Tragwerken im Gebrauchszustand führen.

Literatur

[1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (Hrsg.): Merkblatt SIA 2052 UHFB – Baustoffe, Bemessung, Ausführung. Zürich, 2016

[2] Brühwiler, E.; Denarié, E.; Putallaz, J.-C.: Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHFB). Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) 8, S. 822–827

[3] Brühwiler, E.; Bastien-Masse, M.; Mühlberg, H.; Houriet, B.; Fleury, B.; Cuennet, S.; Schär, P.; Boudry, F.; Maurer, M.: Design of the strengthening of the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC. In: IABSE (International Association of Bridge and Structrural Engineering) Zürich Switzerland (Hrsg.): Proc. of IABSE Conf., 23.–25.9.2015 in Genf (Schweiz), 2015, S. 1171–1178

[4] Brühwiler, E.; Friedl, H.; Rupp, C.; Escher, H.: Bau einer Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB – Weltweit erste Bahnbrücke aus UHFB auf einer Hauptlinie. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 5, S. 337–345

[5] Conzett, J.; Reber, J.-J.; Weidmann, R.: Ein Einblick in die Geschichte der SBB-Brücken. In: SBB-Fachstelle für Denkmalpflege; Gesellschaft für Schweizerische Kunstgeschichte GSK (Hrsg.): Schweizer Bahnbrücken – Architektur- und Technikgeschichte der Eisenbahnen in der Schweiz, Bd. 5, Scheidegger & Spiess, 2013, S. 13–31

[6] Borkowski, G.; Thoma, K.; Brühwiler, E.; Rupp, C.: Experimentelle Validierung einer Plattenbalken-Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 6, S. 320–328

[7] Pan, R.; Brühwiler, E.; Shen, X.: Nonlinear numerical analysis of R-UHPFRC railway Π-beams. In: Caijun Shi, Hunan University Changsha China (Hrsg.): Proc. of the 1st Int. Conf. on UHPC Materials and Structures (UHPC2016-China), 27.–30.10.2016 in Changsha (China), 2016, S. 519–527

[8] Teixeira, R.; Laurencet, P.; Brühwiler, E.: Passerelle intégrale en CFUP au Bouveret. In: Brühwiler, E.; Oesterlee, C.; Redaelli, D. (Hrsg.): Proc. of 3ème Journée d'étude BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT – concevoir, dimensionner, construire | 3. Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON – entwerfen, bemessen, bauen, 24.10.2019 in Fribourg (Schweiz), 2019, S. 169–178 – https://www.heia-fr.ch/media/mk1l5m0a/tagungsband-uhfb-2019.pdf (geprüft am 3.12.2019)

[9] Berchtold, M.-A.; Hemmi, A.; Lauber, G.: Neubau Gletschersandbrücke in Grindelwald. In: Brühwiler, E.; Oesterlee, C.; Redaelli, D. (Hrsg.): Proc. of 3ème Journée d'étude BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT – concevoir, dimensionner, construire | 3. Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON – entwerfen, bemessen, bauen, 24.10.2019 in Fribourg (Schweiz), 2019, S. 145–150 – https://www.heia-fr.ch/media/mk1l5m0a/tagungsband-uhfb-2019.pdf (geprüft am 3.12.2019)








Der DEUTSCHE BRÜCKENBAUPREIS 2020 sagt Danke.

Deutscher Brückenbaupreis 2020

Das Team des Deutschen Brückenbaupreises 2020 bedankt sich für die zahlreichen Einsendungen zum diesjährigen Wettbewerb, bei den nominierten Entwurfsverfassern und Bauingenieuren sowie bei den Juroren.

Ein herzliches Dankeschön auch an die Sponsoren, die den Deutschen Brückenbaupreis langjährig begleiten und ohne die eine Preisverleihung mit 1.200 Gästen nicht möglich wäre.

Auslober

BIngK Bundes Ingenieurkammer

VBI Verband Beratender Ingenieure

Schirmherr

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Hauptsponsor

ALLPLAN A NEMETSCHEK COMPANY

Herzlichen Dank an die Sponsoren

DB NETZE

Bau Kompetenz in Dialog

BAUINDUSTRIE

VHV VERSICHERUNGEN

UNITA Ein Unternehmen der Aon-Gruppe

INGENIEURKAMMER SACHSEN Körperschaft des öffentlichen Rechts

DRESDNER BRÜCKENBAU SYMPOSIUM

vpi Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V.

bauingenieur24.de content for constructors

DETAIL

Ernst & Sohn A Wiley Brand

Technische Universität Dresden

Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH
Ein Unternehmen der TUDAG TU Dresden Aktiengesellschaft

EIPOS

KOMPETENZ WEITERBILDUNG BAU

BERUFSBEGLEITEND · PRAXISNAH · ANERKANNT
QUALITÄT SEIT 30 JAHREN

STATIK UND BAU KONSTRUKTION

Ingenieurbau
Massivbau
Carbonbeton

ERHALTUNG UND SANIERUNG

Betonerhaltung
Bauschadensbewertung
Bautenschutz und Bausanierung

VERKEHRSWEGE BAU

Straßen- und Wegebau
Radverkehr
Pflasterbau

WEITERE THEMEN

BIM
Energieeffizienz
Brandschutz

ANMELDUNG UND DETAILS
WWW.EIPOS.DE



Leonhardt, Andrä und Partner

www.lap-consult.com

Elbebrücke Magdeburg

Visualisierung AI.STUDIO

Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA – Rückblicke und Perspektiven

Stéphane Cuennet[1], Guido Biaggio[2]

1 Einführung

Das Bundesamt für Straßen (ASTRA), die Schweizer Fachbehörde für die Straßeninfrastruktur und den individuellen Straßenverkehr, hat bereits im Jahr 2005 zwei Brückenelemente mit traditionell eingebautem Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) erstellt. Im Jahr 2014 wurden die Viadukte von Chillon mittels einer dünnen Schicht aus industriell aufgebrachtem (UHFB) auf mehr als fünf Hektar verstärkt. Seit dieser massiven Intervention entstehen weitere ähnliche Großprojekte auf unserem Nationalstraßennetz. Im Frühjahr 2019 wurde entschieden, dass die Autobahn N01 zwischen Genf und Lausanne mit einer neuen Generation integraler Brücken mit einer vorgespannten Fahrbahnplatte aus UHFB zu planen sei. Bei unseren Objekten zählen wir derzeit rund zehn Eingriffstypen für etwa zwanzig verschiedene Anwendungen unterschiedlichen Umfangs.

2 Vor dem ASTRA – ein Blick zurück auf die Anfänge

2.1 Inspiration für den Menschen: das Vogelnest

Die Idee, Fasern in ein zusammenhängendes Material einzubringen, um es zu verstärken, ist erstmals wahrscheinlich nicht der menschlichen Imagination entsprungen. Tatsächlich baut sich der Horneros, eine kleine Vogelart in Südamerika, sein Nest seit Jahrtausenden aus mit Stroh verstärktem Lehm (Bild 1), und das lange bevor die Menschen auf diese Idee gekommen sind. Das Nest wird dabei vom Vogelpaar in ungefähr einer Woche gebaut. Es besteht aus verschiedenen Elementen (Schlamm, Haare, Stroh, Wurzeln, Dung usw.), die zusammen eine Art Mörtel bilden. Die Regelmäßigkeit der Nestform deutet darauf hin, dass es sich um ein genetisch bedingtes Verhalten handelt.



Bild 1 Furnarius-Nest (Familie der Horneros)
Foto: Dario Sanches

2.2 Der erste Verbundwerkstoff der Menschheitsgeschichte

Lehm gilt als erster Verbundwerkstoff der Geschichte. Er besteht aus einer plastischen Matrix (Erde) und strukturstärkenden Magerungsbestandteilen (Pflanzenfasern oder Tierhaare). Seit der Jungsteinzeit wird Lehm als Baumaterial verwendet. Die Lehmziegelbauweise ist in den Hochkulturen des Vorderen Orients, Zentralamerikas und Chinas seit der Jungsteinzeit bekannt. Lehmbauten sind typisch für Regionen mit tonhaltigen Böden. Zur Minderung der Rissbildung während des Trocknens und zur generellen Strukturverbesserung wurde dieses Baumaterial jeweils mit Stroh verstärkt. Seit dieser uralten elementaren Anwendung hat die Idee Eingang ins menschliche Gedankengut gefunden und sich weiterentwickelt zu einer „Hightech"-Nutzung als Verstärkungselement der hydraulisch härtenden Matrix des UHFB.

«Originalität ist nichts anderes als eine kluge Nachahmung. » *Voltaire (1694–1778)*

3 Die Suche nach dem Gleichgewicht zwischen den Regeln und der Freiheit der Kunst

Die Welt ist im Laufe ihrer Geschichte noch nie mit einer so hohen Veränderungsdynamik konfrontiert worden wie in unserer Generation.

[1] *Dipl. Ing. HES, Bundesamt für Straßen ASTRA, Abteilung Straßeninfrastruktur West*
[2] *Dipl. Bauing. ETH, Bundesamt für Straßen ASTRA, Abteilung Straßeninfrastruktur Ost*

Dies wird in allen Bereichen täglich beobachtet, und das gilt natürlich auch für den Tiefbau. Folglich stören dogmatische Regeln der Kunst die Freiheit der Kunst. Die Suche nach einem Gleichgewicht zwischen zu starren Regeln und zu viel konzeptioneller Freiheit ist die tägliche Herausforderung des ASTRA.

3.1 Die Standards der Nationalstraßen

Die Normen, die das ASTRA für Nationalstraßen anwendet, sind unter *www.astra.admin.ch* verfügbar. Sie umfassen Anweisungen, Richtlinien, technische Handbücher und Dokumentationen, die als technische Grundlage zur Entwicklung von Projekten dienen.

Um gemäß Artikel 5 des Nationalstraßen Gesetzes [1] sicherzustellen, dass die Straßen hohen verkehrstechnischen Anforderungen genügen und insbesondere eine sichere und wirtschaftliche Abwicklung des Verkehrs gewährleisten, müssen die Fachhandbücher immer dem neuesten technischen Stand entsprechen. Aus diesem Grund werden sie regelmäßig überprüft und aktualisiert. Führt die Anwendung der Normen jedoch nicht zu einer technisch und wirtschaftlich akzeptablen Lösung, so ist der Projektverfasser angehalten, eine alternative, machbare Lösung vorzulegen die das Kosten-Nutzen-Verhältnis berücksichtigt.

Die allgemeine Einführung in die technischen Handbücher nennt 12 Ziele, nach welchen sich selbige richten. Darin wird explizit erwähnt, dass die Fachhandbücher wohl auf dem neuesten technischen Stand sind, dass sie aber keine pfannenfertigen Rezepte vorgeben – dies in der Absicht, kreativen Ingenieurlösungen ausreichend Raum zu geben. Sie zielen weiter darauf ab, die Forschung und die Entwicklung neuer technischer Produkte nicht unnötigerweise zu behindern. Als oberstes Gebot gilt allerdings, dass die Projektverfasser nicht davon entbunden werden, durchdachte und den Umständen angemessene Lösungen zu finden.

In diesem Sinne bietet die Generierung von Pilotprojekten dem ASTRA die Möglichkeit, innovative Produkte oder Technologien zu testen. Aus diesen Pilotprojekten sollen Erfahrungen hervorgehen, die zur Definition künftiger Standards beitragen können. Die Verstärkung der Brücken Boli, Mettlen und Linden auf der N04 mit UHFB-Mineralabdichtungen sind beispielsweise solche Pilotprojekte.

3.2 Allgemeine Grundsätze für Projekte von Kunstbauten

Bei der Planung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstraßen gelten allgemeine Grundsätze in Bezug auf Konzipierung, Robustheit, Konstruktionsdetails, Wartungsaspekte, zukünftige Nutzungserweiterung und Ästhetik.

Konzept

Bewährte Konzepte sind in der Regel die Garanten für die Qualität bei Kunstbauwerken. Dennoch müssen traditionelle Lösungen an lokale Gegebenheiten oder an spezifische Fälle angepasst werden.

Die Suche nach innovativen Konzepten ist in der Regel mit Situationen verbunden, in denen herkömmliche Lösungen nicht zufriedenstellend sind. In solchen Fällen ist das ASTRA bereits von Beginn einer Studie an der Auswahl des passenden Systems beteiligt. Dabei kann das ASTRA das Hinzuziehen eines oder mehrerer Experten an der Untersuchung und Unterstützung des Projekts verlangen. Dieser Punkt steht im Einklang mit dem Beispiel der Sanierung der Chillon-Viadukte und der im Folgenden vorgestellten neuen Generation von Überführungsbauwerken.

Konstruktionsdetails

Die Erfahrung hat gezeigt, dass Konstruktionsdetails für das Verhalten von Strukturen und deren Haltbarkeit von entscheidender Bedeutung sind. Ihre Konzipierung und Anordnung (bezüglich Form, Materialien und Ausführung) müssen immer gründlich überlegt werden.

In Abhängigkeit unserer Bautradition orientieren sich unsere Standards überwiegend an den Details, die den Beton betreffen. Aufgrund der Zunahme gemischter Stahlbeton- und UHFB-Bauwerke müssen erwähnte Standards an diese Entwicklungen angepasst werden.

3.3 Die Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA)

Die SIA-Normen berücksichtigen diese rasante technologische Entwicklung mittels Veröffentlichung technischer Spezifikationen, die eine (erneuerbare) Gültigkeit von fünf Jahren haben. Darunter findet man auch die SIA-Norm 2052 „Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Bau-

stoffe, Bemessung und Ausführung“ [2]. In jeder Norm enthalten ist auch ein Unterkapitel „Abweichungen“. Es ist also durchaus zulässig, unter bestimmten Bedingungen von den SIA-Normen und den technischen Spezifikationen abzuweichen.

Die Forschungsberichte der Arbeitsgemeinschaft Brückenforschung (AGB) erfüllen beispielsweise diese Bedingungen und werden täglich genutzt, um unnötige und kostspielige Verstärkungsarbeiten an unseren Bauwerken zu vermeiden. Im Bereich der bestehenden Kunstbauten beispielsweise ist die Anwendung der Normenreihe SIA 269 [3] effektiv als Grundlage zu betrachten, die stetig durch die neuesten Erkenntnisse der anerkannten Forschung ergänzt werden muss.

4 Ausgewählte Beispiele verschiedener Anwendungen in der Praxis

Die erste Anwendung des UHFB im ASTRA erfolgte in den Jahren 2006–2007, ein Jahrzehnt also vor dem Inkrafttreten der Norm SIA 2052. Die Arbeiten betrafen zum einen die Leitmauern einer Brücke, zum andern die Schutzverkleidung des zentralen Pfeilers einer Überführung, beide auf der N01 im Kanton Aargau.

Unser wachsendes Interesse an diesem „Hightech“-Material hängt mit seiner außergewöhnlichen Leistungsfähigkeit zusammen, u. a. mit seiner hohen Kompaktheit, die sowohl zu einer Erhöhung der Lebensdauer seiner Komponenten als auch zu einer Senkung der Wartungskosten führt, wodurch Unannehmlichkeiten für unsere Kunden, die Straßenbenutzer, minimiert werden können.

Derzeit sind mehr als zwanzig Anwendungen realisiert oder in Planung. Rückblickend stellen sich die verschiedenen Typologien unserer Anwendungen wie folgt dar:

Mischelemente UHFB und Beton:

1. Verstärkung und/oder Abdichtung von Fahrbahnplatten und anderer Stützelemente,

2. Schutz gegen chemische Zersetzung (Spritzwasser mit Tausalz): Mittelpfeiler, Widerlager, Leitmauern und Brückenränder,

3. Schutz vor mechanischer Beanspruchung (hoher Abrieb): Zwickelbereich,

4. Reprofilierung von Elementen (anstelle traditioneller Mörtel).

Die Besonderheit dieses Materials ist seine Fähigkeit, für all die verschiedenen Anwendungen gleichzeitig zu funktionieren.

Strukturelemente aus UHFB:

5. Neues Strukturelement: Schrägstützen.

Die folgenden ausgewählten Beispiele dienen nicht dazu, jeden Fall ausführlich darzustellen, sondern vielmehr die Problematik und die Abhilfe in Bezug auf die Ursachen sowie das Feedback aus den Inspektionen darzulegen.

4.1 Verstärkung und Abdichtung der Fahrbahnplatte – N09-Viadukte von Chillon

Diese Intervention war bereits Gegenstand zahlreicher Veröffentlichungen, z. B. [4], [5]. Vorliegender Artikel beschränkt sich deshalb auf einige spezifische Rückmeldungen zu den gemachten Erfahrungen.

Der Beton dieser 2 km langen Zwillingsbrücke (Bild 2) ist einer der reaktivsten der Schweiz. Er wurde zwischen 1966 und 1969 mit Zuschlagstoffen aus dem Genfersee oder der Rhônemündung hergestellt (Alkali-Aggregat-Reaktion AAG mit langsamer Entwicklung).

Das ASTRA sah sich während der Instandsetzungsarbeiten mit der Notwendigkeit konfrontiert, die Struktur kurzfristig zu sanieren, um von einem noch relativ gesunden Stützkörper zu profitieren. Hätten wir dieses Vorhaben um 20 Jahre verschoben, wären wir das Risiko eingegangen, dieses monumentale Bauwerk komplett ersetzen zu müssen. Es war daher verhältnismäßig und angebracht, schnell zu intervenieren und sich der Herausforderung zu stellen, die Risiken zu identifizieren und in den Griff zu bekommen. Diese Herausforderung konnte nur durch erfolgreiche Teamarbeit gemeistert werden.

Die Intervention zielte darauf ab, die negativen Auswirkungen der Alkali-Aggregat-Reaktion abzumildern, ihr Fortschreiten zu hemmen und die Leistung der Fahrbahnplatte mit einem armierten UHFB zu verbessern. So war beispielsweise der Konformitätsgrad der Platte im Jahr 2014 gerade mal zufriedenstellend und ermöglichte es nicht, mögliche zukünftige durch die AAG-



Bild 2 Viadukte von Chillon Foto: Sylvie Bazzanella

Pathologie verursachte mechanische Schäden abzudecken. Mit dem Auftrag einer dünnen Schicht von 4 bis 5 cm armiertem UHFB auf fünf Hektar der Fahrbahnplatte konnte dieses wichtige Element verstärkt und mit einer strukturellen Reserve versehen werden.

Trotz der Tatsache, dass der UHFB wasserdicht sein sollte, wurde, nach vorgängigem Abtrag mit Hochdruck und einer Vorbehandlung mit einem Polymethylacrylat-Anstrich (PMMA), über die gesamte Oberfläche ein Polymerbitumen-Dichtungsband (PBD) EP5 verlegt. Die technischen Begründungen für dieses Vorgehen sind die folgenden:

1. Gewährleisten einer absoluten Dichtigkeit an den UHFB-Arbeitsfugen unter Vermeidung jeglichen Eindringens von Wasser, das die AA-Reaktion auslösen könnte,

2. Gewährleistung einer einwandfreien Haftung des MA-H-Gussasphalts auf dem UHFB-Substrat; wir wollten keine „schwimmende“ Lösung mit der Gefahr zirkulierenden Wassers in der Schnittstelle zwischen dem UHFB und dem Belag,

3. Reduzierung der Dicke des UHFB unter gleichzeitigem Schutz der Bewehrung, deren theoretische Überdeckung lokal unzureichend war; tatsächlich würde eine Überdicke des UHFB von 1 cm, um die lokalen Überdeckungsanforderungen zu gewährleisten, zu höheren Mehrkosten führen als das Aufbringen einer PBD-Versiegelung.

Um den Wissensstand für zukünftige Projekte zu verbessern, haben wir die Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL) beauftragt [4], die Verbindung zwischen dem UHFB und einem MA-Gussasphalt mittels vier als funktionsfähig eingestuften Verfahren zu untersuchen. In der experimentellen Testreihe vermochte nur ein einziges Produkt eine akzeptable Leistung zu erbringen. Ein Test der direkten Haftung ohne Haftmittel war nicht vorgesehen. Ohne weitere Erfahrungswerte für die Haftfähigkeit dieses einen Produkts erschien uns jedoch das Risiko zu hoch (Folge × Eintretenswahrscheinlichkeit), auf den Einsatz einer PB-Abdichtung an der UHFB-MA-Schnittstelle auf einer über fünf Hektar großen Fläche zu verzichten. Diese von vornherein vorsichtige Option wurde zum Zeitpunkt der Bauaus-

führung als korrekt bestätigt. Tatsächlich hat der UHFB-Experte dies wie folgt in seinem Abschlussbericht [6] erwähnt: *„Der Entscheid, die (damals pragmatisch über die gesamte Fläche verteilten) Arbeitsfugen abzudichten, erwies sich als klug für das hochthixotrope UHFB der Chillon Viadukte.“*

Um ihre Dichtigkeit zu gewährleisten, wurden die Arbeitsfugen gemäß den Angaben der technischen Spezifikationen SIA 2052 Art. 5.4.3 [2] vorgesehen. Erfahrungen sowie Laborversuche an gebogenen Trägern (Baustofflabor der EPFL) haben gezeigt, dass nach diesem Detail ausgeführte Arbeitsfugen auch bei Zugbeanspruchung im Betrieb (eingeschränkte Schwindung und Biegezugfestigkeit) dicht halten. Trotz aller Sorgfalt, die das Unternehmen diesem Detail widmete, und trotz der eigens dafür entwickelten Metallschalungen reichte die Vibrationsenergie des Fertigers jedoch nicht aus, um den hochthixotropen UHFB unter die Schalung zu treiben, insbesondere wenn die Querneigung dies verhinderte.

Das ASTRA ist sich bewusst, dass die Möglichkeiten dieses leistungsfähigen und folglich auch teuren Materials voll ausgeschöpft werden müssen. Deshalb haben wir Pilotprojekte gestartet, bei denen UHFB zur Verstärkung und Abdichtung von Fahrbahnplatten eingesetzt wurden. Diese Projekte [7] haben übrigens gezeigt, dass eine konforme Haftung ohne den Einsatz eines Haftmittels zwischen dem UHFB und dem MA erzielt werden kann.

Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erfahrungen, der Resultate der Überwachung und zukünftiger Forschungen hoffen wir, dass diese mineralische Abdichtung anlässlich einer der nächsten Revisionen Eingang finden wird in die Norm SN 640 450 „Abdichtungssysteme und bituminöse Schichten auf Brücken mit Betondecken“ (Ausgabe 12/2017) [8].

4.2 Schutz vor chemischen Einflüssen – N01-Überführung Chlosterstraßen

Die Sanierung einer Pfeilerbasis der Chlosterstraßen-Überführung im Mittelstreifen der N01 zwischen Dietikon und Schlieren (Kanton Zürich) bot Gelegenheit zu einem Vergleichstest zweier Methoden: die eine Hälfte des Profils wurde mit einem UHFB überzogen (Holcim 707 Typ, 3,0 % (240 kg/m³) Metallfasergehalt), währenddessen auf der anderen Hälfte ein Faserbeton mit einer OS2-Beschichtung angebracht wurde.

Die praktische Anwendung hat aufgezeigt, dass die Umsetzung des UHFB keine andere Erfahrung erfordert als das Betonieren unter ähnlichen Bedingungen. Folglich liegt ein solches Verfahren in der Kompetenz eines auf Betonsanierung spezialisierten Auftragnehmers.

Ohne die Kosten für Überwachung und Vorversuche beträgt die Behandlung mit Faserbeton ca. 1.500 CHF/m^2 – im Vergleich zu 2.300 CHF/m^2 mit einem UHFB. Aufgrund ihres Charakters als Pilotversuch sind die Kosten der UHFB-Intervention jedoch nicht wirklich repräsentativ. Aus diesem Grund ist zu erwarten, dass die Kosten für künftige UHFB-Anwendungen um 10 bis 30 % sinken werden. Die Ergebnisse des Monitorings im Jahr 2023 werden es auch ermöglichen, den erwarteten Mehrwert für die UHFB-Lösung bezüglich ihrer Nachhaltigkeit abzuwägen.

Der Mittelpfeiler ist mit Sensoren ausgestattet und unterliegt bis 2023 einem intensiven zehnjährigen Überwachungsprogramm. Dieses umfasst zerstörungsfreie Untersuchungen mittels Sensoren sowie Probenahmen aus Prüfkörpern, die unter ähnlichen Bedingungen neben dem Pfeiler gelagert werden. Ein erster Zwischenbericht dazu wurde 1,5 Jahre nach Fertigstellung verfasst. Leider ist die Zeitspanne noch zu kurz, als dass dabei nuancierte Unterschiede zwischen den beiden Interventionstypen bezüglich Chloridpenetration und Karbonatisierungsfortschritt aufgezeigt werden könnten. Die visuelle Prüfung zeigt jedoch an einigen Stellen feine Risse auf der Oberfläche des UHFB. Die Oberfläche muss vorher mit Wasser besprüht werden, um sie mit bloßem Auge besser erkennen zu können. Die Öffnung dieser Risse beträgt meistens etwa 0,1 mm, lokal sogar 0,2 mm, und hat keine Auswirkung auf die Beständigkeit. Die Ergebnisse werden 2023 in einem Abschlussbericht vorgelegt.

4.3 Schutz vor mechanischer Beanspruchung (Abrieb) – N01-Durchlass des Gobé

Die Durchlassröhren des Baches Gobé sind insgesamt etwa 300 m lang. Sie befinden sich in der Nähe des Autobahnkreuzes Le Vengeron (Kanton Genf). Der Innendurchmesser des Durchlasses beträgt 2,00 m. Die Dicke des Bau-



Bild 3 Ansicht des UHFB-Fachwerks Foto: Stéphane Cuennet

werks variiert zwischen 25 und 30 cm, je nach Höhe der Überdeckung auf dem Scheitel.

Die Durchlassröhren wurden als Zustand 3 „defekt“ nach Anwendungshandbuch KUBA ASTRA [9] eingestuft. Einige Bereiche der Sohle sind erodiert und die Bewehrungseisen sind sichtbar und korrodiert.

Im Zuge der Erarbeitung eines globalen Erhaltungskonzepts wurden drei Sanierungsvarianten analysiert: mit Harz, mit Hobas-Elementen oder mittels einer 3 cm dicken Auskleidung mit UHFB. Die UHFB-Lösung hat sich als vorteilhafteste erwiesen und wird für die folgenden Projektphasen empfohlen.

Im Vergleich zu C30/37-Beton reduziert der Einsatz eines UHFB die Abriebtiefe um ca. 60 %. Darüber hinaus erfolgt der Widerstandsverlust progressiv und ungefährlich für die Struktur [7].

4.4 Element-Reprofilierung – die Brücken von Boli, Mettlen und Linden im Zuge der N04

Diese drei aufeinanderfolgenden Kunstbauten der N04 zwischen Goldau und Immensee (Kanton Schwyz) zeigen ein breites Anwendungsspektrum dieses Materials, sei es zur Verstärkung, Abdichtung oder zur Reprofilierung. Bei allen drei handelt es sich um Pilotprojekte des ASTRA.

Eine besondere Anwendung ist die lokale Instandstellung der Stege/Flansche der Profilträger mit UHFB anstelle der herkömmlichen Mörtelreprofilierung. Tatsächlich enthält die UHFB-Matrix Zuschlagstoffe, deren maximaler Durchmesser den eines Mörtels nicht überschreitet, was sie zu einem sehr geeigneten Material für den Betonersatz macht (Prinzip 3 nach Tabelle 5, SIA 269/2 [10]).

Die Vorteile gegenüber herkömmlichen Mörteln (Klasse R3/R4) ähnlicher Preiskategorie sind:

- Ausgezeichnete Haftung auf einem fachgerecht vorbereiteten Untergrund,
- Mischbauweise UHFB-Beton bewirkt beim Element aufgrund des hohen Fasergehalts eine Selbstspannung, was Rissbildung vermeidet bzw. markant verringert,
- Wasserdichte und chloridundurchlässige Oberfläche.

4.5 Neues Strukturelement des Bauwerks – N09-Brücken am Fluss Paudèze [9]

Im Osten von Lausanne wurde an den Brücken über die Paudèze eine weitere UHFB-Anwendung getestet. Die Stützen wurden in einem Fachwerk mit V-förmigen Diagonalen angeordnet (System Warren, Bild 3), um die Erhöhung der Kragarme der Brücken über die Paudèze um einige Dezimeter (ohne Erhöhung der Verkehrskapazität) zu unterstützen. Statische Analysen bestätigten, dass der Einbau von Stützen wegen der Verbreiterung der Brücke unter Beibehaltung der Fahrbahnplatte im Mittelteil notwendig war.

Diese neuen Elemente wurden aus UHFB vorgefertigt, um die Montage zu erleichtern, die Gewichtserhöhung zu begrenzen und das mineralische Erscheinungsbild der Betonplatte im Freivorbau zu erhalten. Die vorgefertigten Elemente wurden sukzessiv durch vor Ort gegossene UHFB-Unterschwellen mit der bestehenden Konstruktion verbunden.

Im Gegensatz zu einer klassischen Ausführung in Stahl, die den Anschein erwecken würde, dass dem Brückendeck prothesengleich eine künstliche Hilfskonstruktion aufgedrückt würde, vermählt sich das Betonfachwerk bestens mit der bestehenden Bausubstanz. Darüber hinaus würde eine Variante mit Stahlprofilen wiederkehrende Kosten für die Erneuerung des Korrosionsschutzes nach sich ziehen (hohe Dauerhaftigkeitsklasse (H) > 15 Jahre nach Anwendungshandbuch KUBA ASTRA [9]). Solche Unterhaltsmaßnahmen sind komplex und teurer, da sie an der Unterseite der Konsolen unter Einhaltung strenger Umweltschutzauflagen durchgeführt werden müssen.

Der Bauherr war von dieser Variante aufgrund ihrer Eleganz und der Reduzierung der Wartungskosten überzeugt.

5 Gegenwart und Zukunftsvision

Die neuen und möglicherweise zukünftigen Anwendungsbereiche von UHFB sind die folgenden:

1. Brückendecks oder komplette Überbauten (UHFB vorgefertigt und/oder auf Platz gegossen, Mischbauweise mit UHFB),
2. Tunnelgewölbe (aufgespritzter UHFB etc.),
3. Neue Brückenränder,
4. Raum für den menschlichen Erfindergeist.

5.1 Eine neue Generation von Überführungen zwischen Genf und Lausanne

Auf dem Autobahnabschnitt der N01 zwischen Le Vengeron und Nyon plant das ASTRA umfangreiche Unterhaltsarbeiten sowie den Ausbau von 2 × 2 auf 2 × 3 Spuren. Ziel ist es, den gesamten Abschnitt zu sanieren und die durch das stetig ansteigende Verkehrsaufkommen verursachten Engpässe zu beseitigen.

Das generelle Projekt (GP) auf dem Abschnitt Vengeron–Coppet–Nyon umfasst u. a. auch Arbeiten an Tiefbauwerken, insbesondere den Rückbau und den Wiederaufbau von Überführungen, deren aktuelle Spurweite eine Verbreiterung der Autobahn auf 2 × 3 Fahrspuren nicht zulässt. Parallel dazu wurden Studienaufträge an verschiedene Ingenieurs-Architekten-Gespanne vergeben, um Ideen für eine architektonische und landschaftliche Integration der Überführungen zwischen Genf und Lausanne zu entwickeln. Dies führte zur Skizzierung einer neuen Generation von Überführungsbauwerken (Bild 4).

Das siegreiche Konzept ist eine vollständig in UHFB gehaltene, zweifach eingespannte Brücke mit mehrfachen T-Trägern. Das Bauwerk ist von einer luftigen skulpturalen Ästhetik, nimmt die formale Tradition der früheren Stützen auf und interpretiert deren statische Wirksamkeit neu. Die Statik des zweifach eingespannten integralen Brückensystems ist empfindlich, aber bewährt.

Bild 5 zeigt, wie die formale Weiterentwicklung von Sprengwerkbrücken unter Verwendung

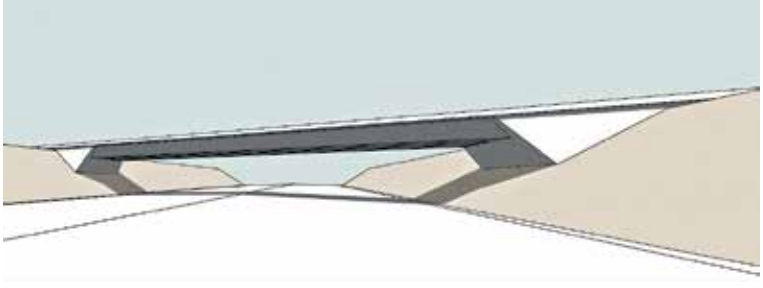


Bild 4 3D-Ansicht der neuen Generation von Überführungsbauwerken mit einer Fahrbahnplatte aus UHFB Grafik: aus [11]

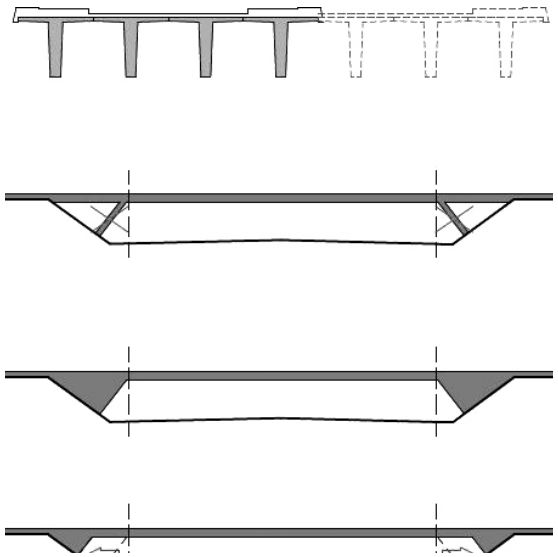


Bild 5 Gestaltungskonzept Zeichnung: aus [11]

eines innovativen, hochbelastbaren Materials wie UHFB zur Entstehung einer modernen Generation integraler Überführungsbauwerke beiträgt.

Der Unterhalt wird durch den Verzicht auf Fugen und Stützvorrichtungen stark optimiert. Zudem erfordert der Einsatz von UHFB a priori keine weitere Abdichtung (laufende ASTRA-Pilotstudie).

UHFB ist gewiss ein teurer, aber dafür auch ein sehr leistungsfähiger Werkstoff. Daher ist eine optimierte Dimensionierung unerlässlich. In diesem Fall bleiben die Kosten für dieses Konzept im Rahmen der Standards herkömmlicher Brücken.

Wir waren der Ansicht, dass die Wahl dieses Konzepts vernünftig und innovativ ist, aber gewagt bleibt. Dieses Material wird jedoch zunehmend häufiger eingesetzt, und wir stützen uns auf einen Erfahrungshorizont von mittlerweile etwa zwei Jahrzehnten. Bevor wir es serienmäßig in Bauwerken einsetzen, werden wir es auf der N09 zwischen Genf und Lausanne in zwei Fällen von vorgezogenen Ersatzmaßnahmen anwenden. Aufgrund ihres innovativen Charakters werden die Projekte von einem Experten begleitet. Der im Ideenauftrag vorgeschlagene Entwurf wird von den Projektverfassern mit Unterstützung des preisgekrönten Architekten verfeinert. Es geht nicht darum, einen industriellen Standard für Überführungen zu entwickeln, wie er beim Bau der Autobahn in den 1960er Jahren festgelegt wurde. Tatsächlich fordert die zunehmend überbaute Umwelt mittlerweile Zugeständnisse, die eine einfache serienmäßige Realisierung dieser Bauwerke stark einschränken. Folglich ist es eher das Ziel, eine gewisse konzeptionelle und ästhetische Einheit anzustreben, um beim Nutzer den Eindruck von Kohärenz zu erwecken.

Beide Bauwerke werden mit einem detaillierten Überwachungssystem ausgestattet, um deren kurz- und langfristige Verhalten zu bewerten.

Mittels Anpassungen auf beiden Seiten der Widerlager wollen wir diese beiden Überführungen für mindestens zwei Jahre ohne Asphaltbetonbelag verwenden. Dies ermöglicht es uns, den Oberflächenzustand des UHFB zu überprüfen (Überprüfung auf Rissfreiheit nach zwei saisonalen Zyklen). Zu diesem Zweck ist es notwendig, die Oberflächenbehandlung des UHFB so zu definieren, dass er unter Beachtung der Kriterien für Betonstraßen befahrbar ist. Mit der Installation von Feuchtigkeitssensoren unter den Arbeitsfugen können mögliche Wasserinfiltrationen erkannt und die Ad-hoc-Dichtigkeit der eingegossenen UHFB-Schicht beurteilt werden.

Wir sind begeistert und zuversichtlich, dieses Konzept in Kürze mit unseren Mandatsnehmern und Experten entwickeln zu können, um es unseren Nutzern zu Gute kommen zu lassen.

5.2 Neue Brückenränder

Leitmauern und Brückenränder von Autobahnbrücken sind Verschleißteile, die allgemein als nicht tragend gelten und versalztem Spritzwasser ausgesetzt sind. Diese Vorrichtungen gewährleisten die Aufnahme der Kräfte im Falle eines Anpralls und ermöglichen einen dichten Abschluss der Fahrbahnplatte. Sie werden regelmäßig nach unseren Standards gewartet oder ersetzt. Aus diesen Gründen wird ihr Beitrag zur Festigkeit des Bauwerks gemeinhin verkannt. Die 70 cm breiten äußeren Brückenränder sind massive Elemente mit einem Eigengewicht von ca. 10 kN/m.

Die Entwicklung einer Lösung für Leitmauern oder neuer Brückenränder aus UHFB würde es ermöglichen, die selbe Lebensdauer wie das Bauwerk selbst zu erreichen und somit die Instandhaltungs- oder sogar Erneuerungsarbeiten an diesen Elementen zu reduzieren, welche überdies einen großen Schalwagen erfordern. Forschungsarbeiten zu diesem Zweck wurden von der École Polytechnique de Montréal, Kanada durchgeführt.

Die neue Lösung wird sicherlich darin bestehen, die Geometrie der auf dem Deck verlegten L-förmigen Brückenränder zu optimieren, indem eine sparsame Anwendung in Form einer Verkleidung/Hülle ermöglicht wird, um das Kosten-Nutzen-Verhältnis zu optimieren. Diese Art Brückenränder wird für die neue Generation von Überführungen entwickelt, die in Abschnitt 5.1 vorgestellt wurden.

Um die Wahl einer solchen Lösung wirtschaftlich zu rechtfertigen, wird eine Analyse der konstanten Rentabilität im Vergleich zu einer Standard-Stahlbetonvariante erstellt, die während der Erhaltungsprojekte eine zyklische Sanierung erfordert.

6 Schlussfolgerungen und Fazit

Die vorgestellten Beispiele zeigen die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten des fortschrittlichen Werkstoffs UHFB im Bereich des Hoch- und Tiefbaus beim ASTRA. Sie stellen lediglich eine Auswahl aller Schritte dar, die in den vergangenen 15 Jahren in der praktischen Anwendung des UHFB auf unserem Nationalstraßennetz unternommen wurden.

Die wichtigste Perspektive, die in diesem Artikel vorgestellt wurde, ist die Herausforderung, mit einem einzigen riesigen Schritt die Autobahn mittels eines Brückendecks zu überspannen, das vollständig aus UHFB gefertigt wurde.

Die zunehmende Anwendung dieses Materials wird den Wettbewerb erhöhen, seine Liefer- und Ausführungskosten weiter senken und damit seine Attraktivität erhöhen.

Aufgrund unserer Bautradition orientieren sich unsere Standards hauptsächlich an Details bezüglich des Betons. Unter Berücksichtigung der zahlreichen Rückmeldungen aus praktischen Erfahrungen mit diesem Ultra-Hochleistungsmaterial sollten die Fachdokumente dieser Entwicklung Rechnung tragen.

Das Leistungsspektrum dieses Verbundwerkstoffs wird es erlauben, die Unterhaltszyklen deutlich zu verkürzen. Damit wird der UHFB natürlich bei einem Projektverantwortlichen, der täglich mit diesem Problem konfrontiert ist, auf großes Interesse stoßen. Tatsächlich verursachen die erwähnten Unterhaltszyklen erhebliche direkte und indirekte Kosten für die Gesellschaft. Darüber hinaus sind aufgrund der unausweichlichen Zunahme der Verkehrsdichte Lösungen zur Reduzierung von Erhaltungsmaßnahmen unerlässlich, um Unannehmlichkeiten für die Nutzer auf ein absolutes Minimum zu beschränken.

Literaturverzeichnis

[1] Bundesgesetz über die Nationalstrassen (NSG) vom 8.3.1960 (Stand am 1.1.2018)

[2] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA (Hrsg.): SIA-Norm 2052 „Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung“. Gültig ab 1.3.2016

[3] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA (Hrsg.): SIA-Normreihe 269 „Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken“. 2011

[4] Brühwiler, E.; Bastien Masse, M.: Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC. In: IABSE Conf. 2015: Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, 23.–25.6.2015 in Genf (Schweiz), IABSE Symposium Report Vol. 105, 2015, S. 1171–1178

[5] Perret, J.; Mühlberg, H.; Schär, P.; Cuennet, S.: Renforcement des viaducs de Chillon. Tracés, Bulletin technique de la Suisse romande 19 (2014), S. 7–10

[6] OPAN Concept SA: Blaise Fleury – Experte UHFB, Realisierung: Auszug aus dem Gutachten zur Kontrolle der Umsetzung von UHFB auf den Viadukten Chillon N9

[7] N04 Boli-Mettlen-Lindenbrücken: Projektautor und öBL (örtliche Bauleitung): INGE A4SZ Konsortium (Jauslin Stebler AG (Pilot), B+S AG, Locher Ingenieure AG) / Unternehmen: ARGE Konsortium N4 EP KüBru % Implenia Schweiz AG (Porr AG, Cellere)

[8] VSS Norm SN 640 450 „Abdichtungssysteme und bituminöse Schichten auf Brücken mit Betondecken“. Ausgabe 12/2017

[9] ASTRA 62011 KUBA 5.0 Fachapplikation Kunstbauten und Tunnel – Anwendungshandbuch (2013). Aufrufbar unter: https://www.astra.admin.ch/astra/de/home/fachleute/dokumente-nationalstrassen/standards/kunstbauten.html (geprüft am 5.2.2020)

[10] Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA (Hrsg.): SIA-Norm 269/2 „Erhaltung von Tragwerken – Betonbau“. Gültig ab 1.1.2011

[11] Atelier Jordan & Comamala Ismail Architectes: CONCEPT ARCHITECTURAL ET PAYSAGER DES PASSAGES SUPERIEURS. Präsentation, 7.12.2018

Carl Stahl®
ARCHITEKTUR

X-TEND® EDELSTAHL-SEILNETZ

GELÄNDERFÜLLUNG UND ABSTURZSICHERUNG AN BRÜCKEN



Harbor Drive Fußgängerbrücke, San Diego, USA



„Slinky Springs to Fame", Oberhausen, Deutschland



Atlantikstrasse, Insel Eldhusøya, Norwegen

SEIT ÜBER 25 JAHREN KREATIVE EDELSTAHLSEIL UND -NETZLÖSUNGEN FÜR DIE ARCHITEKTUR
MADE IN EU | KLIMANEUTRALES UNTERNEHMEN | GEPRÜFTE QUALITÄT (ETA, abZ)

WWW.CARLSTAHL-ARCHITEKTUR.COM

Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger[1,2], Viviane Adam[1], M.Sc.,
Dr.-Ing. Frederik Teworte[2], Dr.-Ing. Naceur Kerkeni[2]

1 Einleitung

Bei der Beurteilung der Standsicherheit bestehender Stahl- und Spannbetonbrücken ergeben sich auf Grundlage aktuell gültiger Bemessungsansätze in vielen Fällen konservative Tragfähigkeiten. Insbesondere die Querkrafttragfähigkeit von Bauwerken mit vergleichsweise geringen Querkraftbewehrungsgraden in den hoch vorgespannten Hauptträgern wird im Zuge der Nachrechnung teilweise erheblich unterschätzt. Infolgedessen wird der Zustand der betroffenen Bestandsbrücken schlechter eingeschätzt als wahrscheinlich erforderlich. Als Gründe für die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite sind vor allem das gestiegene Verkehrsaufkommen und die im Laufe der Zeit erhöhten Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Bauwerke zu nennen. Der Großteil der Brücken des Bundesfernstraßennetzes wurde vor 1985 gebaut (Bild 1, blaue Markierungen).

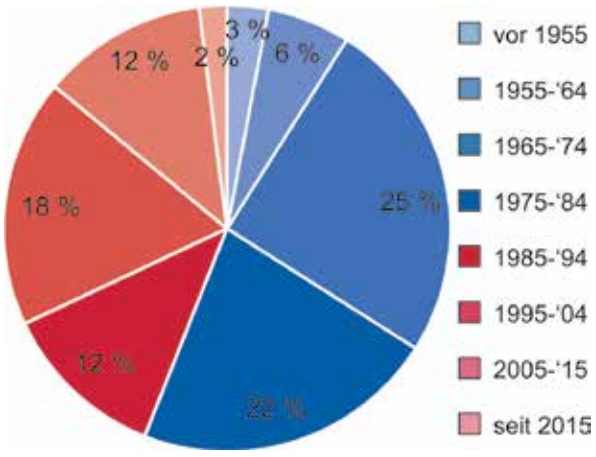


Bild 1 Altersstruktur der Bestandsbrücken der Bundesrepublik nach [1]
Grafik: IMB, RWTH Aachen

Seitdem gab es zahlreiche Änderungen der Normen, sodass insbesondere die Bewehrungsführung im Bestand eine Anwendung der dem Eurocode 2 [2–5] zugrundeliegenden Modelle (z. B. [6–8]) nicht ohne Weiteres zulässt. Zudem waren in Hinblick auf den Schwerlastverkehr im Laufe der vergangenen Jahrzehnte erhebliche Steigerungen zu verzeichnen. Gemäß aktuellen Studien sind weitere Güterverkehrssteigerungen zu erwarten [9], wie Bild 2 zeigt. Ein großer Teil der Bestandsbrücken wurde allerdings noch für das Lastmodell BK60 [10] bemessen.

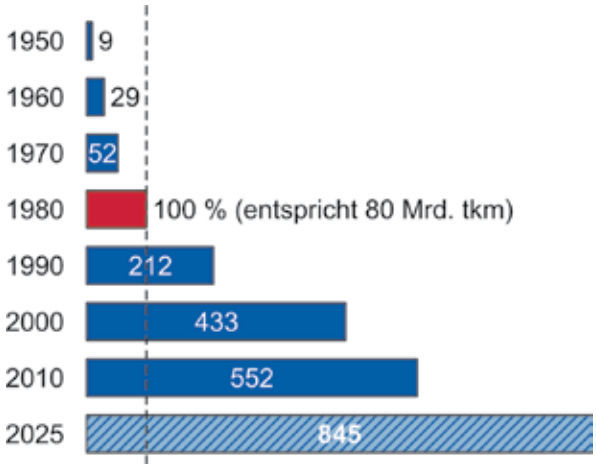


Bild 2 Entwicklung der Beförderungsleistung auf Bundesfernstraßen nach [11]
Grafik: IMB, RWTH Aachen

Neben den gestiegenen Anforderungen hinsichtlich der Einwirkungen gab es im Laufe der Zeit weitere Modifikationen in der Brückenbemessung, die bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken zu rechnerischen Defiziten führen können. Beispielsweise kam es erst in den 1960er Jahren erstmals zur Festlegung eines Mindestquerkraftbewehrungsgrades für das Haupttragsystem [12]. Weiterhin wurde der Temperaturlastfall ΔT_M erst seit den 1970er Jahren berücksichtigt [13]. Darüber hinaus erfolgten verschiedene Anpassungen der Bemessungsansätze für Querkraft. Bei der Nachrechnung entsprechender Brücken gemäß DIN-Fachbericht 102 [14] ergeben sich daher rechnerisch deutlich höhere erforderliche Querkraftbewehrungsgrade im Vergleich zu den tatsächlich in den Stegen vorhandenen [15]. Hinzu kommt der allgemein schlechte Gesamtzustand vieler Bestandsbrücken infolge des hohen Alters und der hohen Verkehrsbelastung [16].

[1] *Institut für Massivbau, RWTH Aachen University*
[2] *H+P Ingenieure GmbH, Aachen*

Die Nachrechnungsrichtlinie [17] lässt einige Modifikationen der Querkraft- und Torsionsnachweise zu, die teilweise in den alten Normengenerationen [13, 18] üblich waren. Andere Modifikationen, die im Rahmen von Gutachten angewendet werden, wurden in der Nachrechnungsrichtlinie nicht berücksichtigt, da sie noch nicht hinreichend verifiziert schienen, s. Abschn. 2. Außerdem gibt es in einigen Fällen keine einheitlichen Regelungen, sondern deren Auslegung liegt weitgehend im Ermessen des Anwenders, wie z. B. bei der Abminderung der Torsionssteifigkeit des Längssystems. Daher wurden in einem Forschungsvorhaben kurzfristige Lösungen zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze auf Grundlage bisher durchgeführter Forschungsvorhaben und gesammelter Erfahrungen bzw. Gutachten zur Nachrechnung von Bestandsbrücken erarbeitet [19]. In einem weiteren Forschungsvorhaben wurden dann verfeinerte Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion mit mechanischem Hintergrund hergeleitet und verifiziert [20]. Ziel war die weitergehende Klärung grundsätzlicher Fragestellungen hinsichtlich der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit älterer Bestandsbrücken aus Stahl- und Spannbeton, um eine genauere rechnerische Abbildung der Traglastreserven zu ermöglichen. Diese erweiterten Nachweise für die Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie, die für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie vorgesehen sind, werden im Folgenden vorgestellt.

Lässt sich trotz der verfeinerten Berechnungsansätze keine ausreichende rechnerische Tragfähigkeit nachweisen, kann in Abhängigkeit der verkehrlichen Bedeutung und der örtlichen Randbedingungen eine genauere Untersuchung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen. Nichtlineare FE-Berechnungen ermöglichen neben dem Nachweis der Standsicherheit die Untersuchung des Bauteiltragverhaltens, sodass basierend auf der ermittelten Versagensankündigung gezielte Maßnahmen zur Bauwerkprüfung definiert werden können. Die Anwendung einer nichtlinearen FE-Berechnung wird in diesem Beitrag anhand eines Plattenbalkenquerschnitts und einer Hohlkastenbrücke dargestellt.

2 Querkrafttragfähigkeit nach EC 2 [2–5] und DIN FB 102 [14]

2.1 Allgemeines

Nach aktuellen normativen Vorgaben wird bei der Querkraftbemessung zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden. Dabei weisen balkenförmige Bauteile stets eine Mindestquerkraftbewehrung auf, während Stahlbetonplatten auch ohne Querkraftbewehrung zulässig sind. Zudem ist bei Platten in Ortbetonbauweise eine Ausführung ohne Querkraftbewehrung aus baupraktischer Sicht vorzuziehen, um den hohen Aufwand bei deren Einbau zu vermeiden.

2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Schubzugversagen

Für einen ungerissenen Betonquerschnitt können die Hauptspannungen nach der technischen Mechanik unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischer Materialgesetze bestimmt werden. Ein Versagen des Querschnitts tritt nicht ein, wenn die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit und die Hauptzugspannungen die zulässige Betonzugfestigkeit nicht überschreiten. Ein Schubzugversagen tritt dann ein, wenn die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit vor der Biegerissbildung überschreiten, d. h., Schubrisse treten vor der Biegerissbildung auf. Dies kann insbesondere bei profilierten Bauteilen mit Vorspannung oder äußeren Drucknormalkräften der Fall sein.

2.2.2 Biegeschubversagen

Der aktuelle Bemessungsansatz für Querkraft ohne Querkraftbewehrung (Biegeschubversagen) nach EC 2 basiert auf dem Ansatz aus Model Code 1990 [21], der auf empirische Untersuchungen aus den 1960er Jahren zurückgeht [22]. Anhand von knapp 200 Querkraftversuchen und theoretischen Vorüberlegungen zu potentiellen Einflussgrößen wurde über Regressionsanalysen ein Produktansatz für schlanke Bauteile hergeleitet, der aufgrund nachträglicher Auswertungen weiterer Versuche an gedrungenen Bauteilen leicht modifiziert wurde [23]. Bei der Überführung in MC 90 wurde ein Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseffekts ergänzt, der bis heute Anwendung findet. Dieser Ansatz wurde später ohne wesentliche Änderungen, abgesehen von der Vernachlässigung des Parameters für die Schubschlankheit, in den EC 2 übernommen.

2.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Dem Querkraftbemessungsansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach EC 2 mit Nationalem Anhang für Deutschland liegt ein Fachwerkmodell mit Rissreibung zugrunde [7]. Entlang der im Winkel β_r verlaufenden Schubrisse können in diesem Modell zusätzliche Kräfte infolge Rissreibung übertragen werden. Dadurch ergeben sich rechnerisch kleinere Druckstrebenwinkel Θ. Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung entspricht der Betontraganteil beim Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung nicht der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit als auch den Nachweis der Zugstreben, der bei Bauteilen mit niedrigen Schubbewehrungsgraden aufgrund der nicht voll ausgenutzten Druckstrebentragfähigkeit maßgebend wird. Experimentelle Untersuchungen haben ergeben, dass nach dem Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden, sodass die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast insbesondere bei Bauteilen mit geringen Schubbewehrungsgraden die tatsächliche Bruchlast unterschätzt [24, 25].

3 Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie

3.1 Querkraft

3.1.1 Hauptspannungsnachweis

Für die Ergänzung [26] der Nachrechnungsrichtlinie aus 2011 [17] wurde zur Vereinfachung der Nachweisführung und Vermeidung von iterativen Berechnungen vorgeschlagen, den Querkraftnachweis als Hauptzugspannungsnachweis zu führen [19, 27, 28], der für die unterschiedlichen Schnittgrößenkombinationen in mehreren Abschnitten entlang der Bauteilhöhe zu führen ist.

Die zusätzlichen Festlegungen beruhen auf Untersuchungen in [29, 30]. So wurden die zulässigen Randzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf f_{ctm} für den Fall erhöht, dass innerhalb der Flansche Zugspannungen infolge der Biegebeanspruchung des Längssystems auftreten. Außerdem ist für Spannbetonbauteile mit einem vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad von mindestens etwa 50 % der nach DIN FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach den Bauteilversuchen kein sprödes Versagen zu erwarten. Da Spannbetonträger mit zunehmender Vorspannung weniger duktil versagen, wird auf Basis der Untersuchungen für Bauteile, die mindestens über die nach DIN FB 102 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung verfügen, eine Begrenzung der Betondruckspannungen empfohlen. Die zulässigen Betondruckspannungen dürfen für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5- und dem 1,0-Fachen der Mindestquerkraftbewehrung linear interpoliert werden. Für Bauteile, in denen weniger als das 0,5-Fache der Mindestquerkraftbewehrung enthalten ist, wurde ein Abminderungsbeiwert für die Betonzugfestigkeit von α_{ct} = 0,85 eingeführt, um der Gefahr eines spröden Bruchverhaltens bei geringen Querkraftbewehrungsgraden vorzubeugen. Für Bauteile, die mindestens einen 0,5-fachen Mindestquerkraftbewehrungsgrad aufweisen, darf dagegen ein gegenüber EC 2 erhöhter Beiwert von α_{ct} = 1,0 verwendet werden, da nach Versuchen noch ausreichende Tragreserven nach der Schubrissbildung existieren [31].

3.1.2 Modifiziertes Fachwerkmodell mit Rissreibung

Wie zuvor beschrieben, erfolgt im Nationalen Anwendungsdokument für Deutschland eine Beschränkung der Druckstrebenneigung durch ein Rissreibungskriterium. Zusätzlich gilt cot Θ = 1,75 als unterer Grenzwert für den Druckstrebenwinkel für den Brückenneubau. Bei Brückennachrechnungen nach Stufe 2 darf der minimal zulässige Druckstrebenwinkel unter bestimmten Voraussetzungen auch auf 21,8° (cot Θ = 2,5) bzw. 18,4° (cot Θ = 3,0) verringert werden, was jedoch häufig wegen der zusätzlichen Begrenzung durch das Rissreibungskriterium nicht möglich ist oder kaum Traglaststeigerung ergibt.

3.2 Torsion

Die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Systemen hängt von den Steifigkeitsverhältnissen im Querschnitt ab. In Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch eine Abminderung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger infolge Rissbildung realitätsnah abgebildet wird [19, 32]. In der ersten Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie wurde daher unter Berücksichtigung einer

Fallunterscheidung festgelegt, dass bei der Schnittgrößenermittlung mehrstegiger Plattenbalkenbrücken die Torsionssteifigkeit ohne weiteren Nachweis abgemindert werden darf.

4 Vorschläge für Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie

4.1 Allgemeines

Zur Bewertung älterer Brücken bestanden weiterhin einige offene Fragen. Daher wurden in einem weiteren Forschungsprojekt experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt [20]. Hierfür wurden unter anderem Versuche an elf großformatigen Spannbetondurchlaufträgern [33–35] und Spannbetonträgerausschnitten [36] durchgeführt, um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und teilweise zusätzlicher Torsion zu untersuchen. Dabei konnte u. a. festgestellt werden, dass sich bereits bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt werden. Dies konnte auch durch die Ergebnisse anderer Untersuchungen bestätigt werden [37–39]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze [40]. Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [20]. Zudem wurden Möglichkeiten zur rechnerischen Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken vorgeschlagen.

4.2 Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

4.2.1 Allgemeines

Bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde auf Basis von Versuchsergebnissen vermutet, dass zusätzlich zur Tragfähigkeit der Bügel ein Betontraganteil existiert [41]. Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entspricht, war auch in den Regeln von Model Code 1978 [42] enthalten. Zudem wird im Model Code 2010 [43] als Level-III-Ansatz ein additiver Betontraganteil vorgeschlagen, der mit der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung identisch ist.

Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden wiesen beim Versagen einen einzelnen konzentrierten Schubriss und keine gleichmäßig verteilten Schubrisse wie bei Bauteilen mit höheren Schubbewehrungsgraden auf. Zudem verläuft dieser Schubriss nicht gerade, sondern – wie für Bauteile ohne Querkraftbewehrung charakteristisch – gekrümmt (z. B. [44, 45]). Weiterhin zeigen Versuchen an Spannbetonträgern, dass eine Berücksichtigung der veränderlichen Druckzonenhöhe bei Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten zutreffendere Ergebnisse liefert (z. B. [31, 46, 47]). Diese Beobachtungen belegen, dass ein kontinuierlicher Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert. Da es bisher noch keine vollumfänglich abgesicherte physikalische Theorie des Querkraftversagens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung gibt, die eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit Versuchsdatenbanken liefert, ist eine Lösung mit einem empirischen Modell für den additiven Betontraganteil plausibel.

4.2.2 Berechnungsvorschlag

Die Hintergründe des Modells werden unter anderem in [40] erläutert. Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurde der bisherige Ansatz nach Gl. 6.2a aus dem DIN FB 102 übernommen. Auf Grundlage einer Datenbankauswertung wurden lediglich die Beiwerte k_1 zur Berücksichtigung der günstigen Wirkung von Drucknormalspannungen infolge Vorspannung angepasst. Eingetragen im Plastizitätskreis ergeben sich u. a. die in Bild 3 dargestellten Fälle.

Die in schwarz dargestellten Linien zeigen das Fachwerkmodell für verschiedene Druckstrebenwinkelneigungen. Für bspw. cot Θ = 2,5 ergibt sich Linie (1). Die rot dargestellten Linien (2) und (3) zeigen Möglichkeiten für das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für unterschiedliche Winkel β_r. Da rechnerisch Wertebereiche außerhalb des Plastizitätskreises möglich sind, wird cot β_r begrenzt, Linie (3).

Für weitere Informationen wird an dieser Stelle auf [20] verwiesen. Das hier vorgestellte Modell ermöglicht einen rechnerisch fließenden Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung.

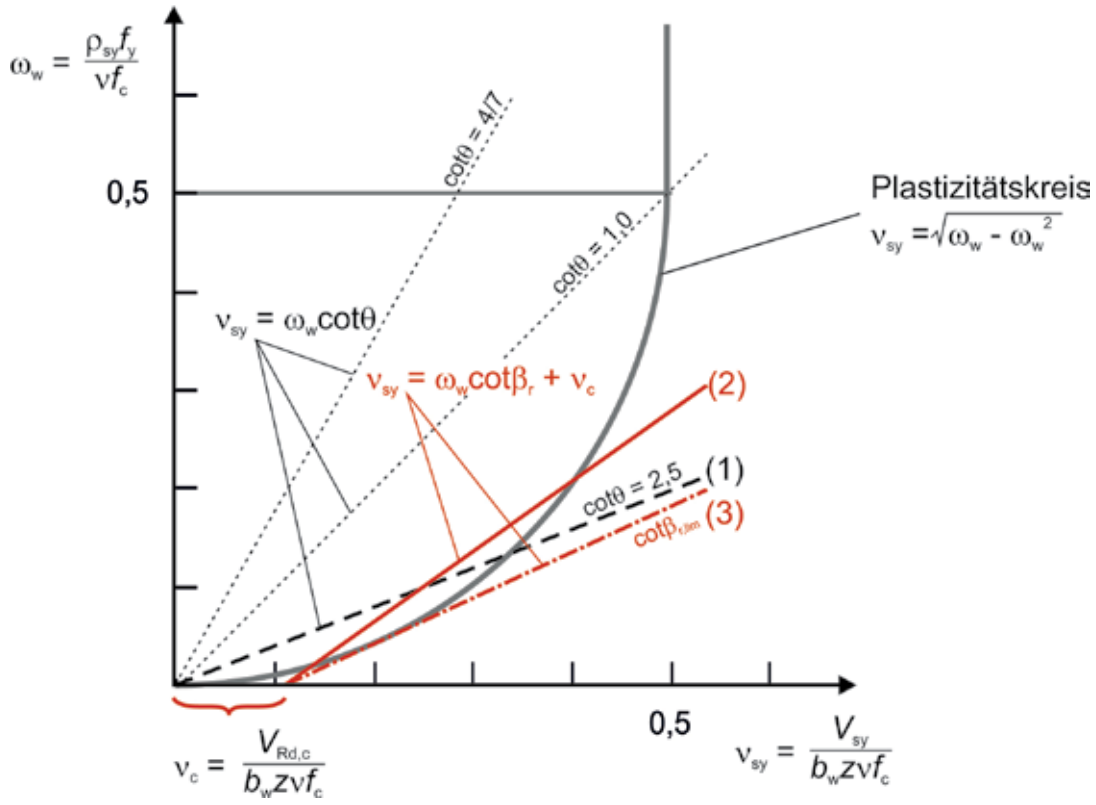


Bild 3 Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels Θ auf cot Θ = 2,5 und (2)/(3) Fachwerkmodelle mit Betontraganteil
Grafik: nach [20], IMB, RWTH Aachen

5 Anwendungsbeispiel zur Nachrechnung in Stufe 4

5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie lässt sich, trotz der verfeinerten Berechnungsansätze, häufig keine ausreichende rechnerische Querkraft- und Torsionstragfähigkeit nachweisen. Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit des Bauwerks kann eine entsprechende Verstärkungsmaßnahme vorgesehen werden. Alternativ kann eine genauere rechnerische Untersuchung der Brücke in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen.

Die Nachrechnung in Stufe 4 ist insbesondere sinnvoll, wenn aufgrund der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks im Straßennetz kompensatorische Einschränkungen bis zur Fertigstellung der Verstärkungsmaßnahme (z. B. Spursperrung, Gewichtsbeschränkung, Sperrung für Schwertransporte) nicht vertretbar sind. Darüber hinaus kann eine solche Berechnung zielführend sein, wenn eine bauliche Verstärkung bzw. ein Ersatzneubau aufgrund der örtlichen Randbedingungen (z. B. Lichtraumprofile) oder der Kombination vorhandener rechnerischer Defizite nicht ohne weiteres möglich ist.

Die Berechnung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie umfasst die Nachweisführung unter Anwendung wissenschaftlicher Methoden. Hierzu gehören neben verfeinerten analytischen Ansätzen [48, 49] unter anderem räumliche nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen. Da in der Regel eine Überprüfung und Validierung einer Berechnung in Stufe 4 nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, ist eine Kombination der verschiedenen Berechnungsansätze zielführend.

Nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen ermöglichen eine Untersuchung des Bauteiltragverhaltens nach Schubrissbildung unter Berücksichtigung möglicher Umlagerungsreserven im Zustand II. Darüber hinaus können basierend auf der Ermittlung des rechnerischen Ankündigungsverhaltens bis zum Versagen (z. B. Rissentwicklung) gezielte Maßnahmen zur Überprüfung des Bauwerks definiert werden. Im Folgenden wird die Anwendung anhand eines Bauwerks mit rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten aufgezeigt, zu dem im Rahmen von gutachterlichen Stellungnahmen

und der statischen Prüfung von Brückennachrechnungen durchgeführt wurden.

5.2 Berechnung eines Plattenbalkenquerschnitt

5.2.1 Vorstellung des Bauwerks

Das im Jahr 1959 errichtete Bauwerk dient der Überführung der BAB über eine Eisenbahntrasse und wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 4227 [50] bemessen. Der schiefwinklige Ortbetonüberbau wurde als längs vorgespannter Einfeldträger ausgebildet. Die Gesamtlänge des Überbaus beträgt 31,2 m bei Stützweiten von 30,1 m. Die Konstruktionshöhe des 13,35 m breiten sechsstegigen Plattenbalkenquerschnitts beträgt im Regelbereich 1,44 m. Der Überbau besitzt Endquerträger in beiden Auflagerachsen und Feldquerträger in den Viertelspunkten.

Am östlichen Widerlager werden die Kräfte in Brückenlängsrichtung über längsfeste Lager abgetragen. In Querrichtung werden die Kräfte über querfeste Lager in einer Längsachse aufgenommen. An den übrigen verschieblichen Auflagerpunkten liegt der Überbau auf Kalottenlagern auf.

Eine vorhergehende Nachrechnung des Bauwerks gemäß Nachrechnungsrichtlinie in den Stufen 1 und 2 für das Ziellastniveau BK 45 nach DIN 1072 [51] mit Fahrbahneinengung ergab deutliche rechnerische Defizite der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit der Längsträger.

5.2.2 Bauwerksmodellierung

Die statische Berechnung und Nachweisführung nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgte mit Hilfe der nichtlinearen FEM-Software Limfes [52]. Dazu wurde der Überbau unter Berücksichtigung aller Voutungen und Querschnittsänderungen als räumliches Volumenmodell abgebildet. Bild 4 zeigt einen Ausschnitt des dreidimensionalen Volumenmodells.

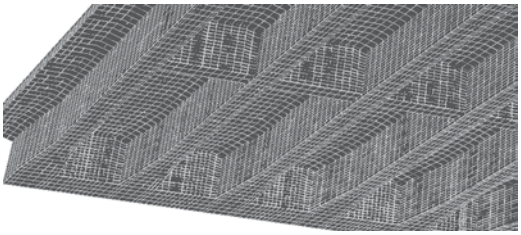


Bild 4 Bauwerksabbildung im FE-System Limfes
Grafik: H+P Ingenieure

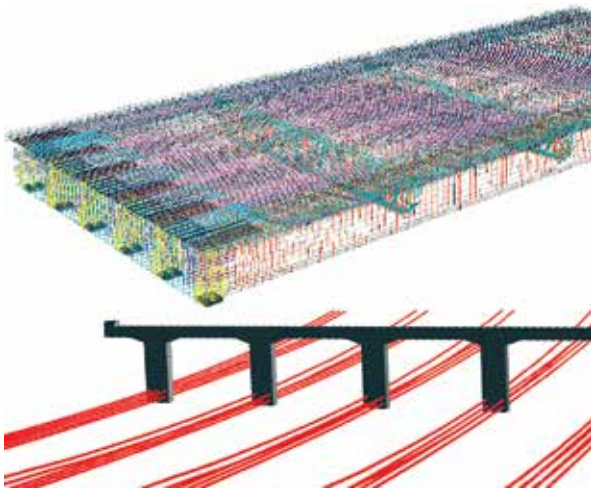


Bild 5 Betonstahlbewehrung der gesamten Brücke (oben) und parabelförmige Spannglieder in Feldmitte (unten)
Grafik: H+P Ingenieure

Die vorhandene Betonstahl- und Spannstahlbewehrung wurde gemäß den Bestandsplänen diskret eingegeben (Bild 5). Hierbei wurde neben der Längs- und der Querbewehrung der Fahrbahnplatte sowie der vorhandenen Bügelbewehrung in den Stegen auch die Spaltzugbewehrung der Spannglieder implementiert.

Das nichtlineare Werkstoffverhalten des Betons wurde unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit durch das *Microplane*-Modell [53] beschrieben. Zur Abbildung der Bewehrungs- und Spannstahlelemente wurden elastisch-plastische Materialmodelle verwendet.

5.2.3 Berechnungsablauf

Ziel der Untersuchung war es, die rechnerische Tragfähigkeit des Brückenüberbaus unter der maximalen Beanspruchung (Querkraft und Torsion mit zugehöriger Biegung) für die maßgebende Stelle nachzuweisen. Dieser Nachweis ist erbracht, wenn sich bei der Berechnung unter der maßgebenden Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- ein stabiles Gleichgewicht einstellt und
- die Grenzdehnungen (Beton, Beton- und Spannstahl) eingehalten sind.

Dann kann gemäß DIN-Fachbericht 102 [14] davon ausgegangen werden, dass der Widerstand des Tragwerks gegen Versagen mit ausreichender Sicherheit gegeben ist. Das Sicherheitsniveau gemäß DIN FB 102 setzt sich aus

BBV SYSTEMS

WIR SORGEN FÜR SPANNUNG | WE STRESS FOR STRENGTH



Spannverfahren
Post-Tensioning Systems



Geotechnik
Geotechnics



Bauwerksertüchtigung
Structural repair



Kathodischer Korrosionsschutz
Cathodic corrosion protection

SPANNVERFAHREN
POST-TENSIONING SYSTEMS

GEOTECHNIK
GEOTECHNICS

BAUWERKSERTÜCHTIGUNG
STRUCTURAL REPAIR

KATHODISCHER KORROSIONSSCHUTZ
CATHODIC CORROSION PROTECTION

BBV Systems GmbH
Industriestraße 98
67240 Bobenheim-Roxheim
Deutschland
Telefon +49 (0) 6239 9981-0
Telefax +49 (0) 6239 9981-39
info@bbv-systems.com
www.bbv-systems.com

Download unserer aktuellen Zulassungen

www.passionfive.de



Bild 6 Ausbaulasten (links) und maßgebende Verkehrslaststellung (rechts) Grafik: H+P Ingenieure

der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation zuzüglich des einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes von γ_R = 1,3 für die Baustoffkennwerte zusammen (vgl. DIN FB 102, Kap. A.2.1).

Zur Nachweisführung in Stufe 4 werden vorab die relevanten Laststellungen auf Basis der Ergebnisse aus Stufe 2 identifiziert. In Bild 6 sind die Ausbaulasten und die für die nichtlineare Berechnung maßgebende Verkehrslaststellung dargestellt.

Bei der nichtlinearen Systemanalyse werden alle Lasten unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte in einem Lastfall betrachtet, da das Superpositionsprinzip nicht gültig ist. Die Lastaufbringung in einer nichtlinearen FE-Berechnung erfolgt hierbei schrittweise. Zunächst wurden alle ständigen Lasten und die Vorspannung aufgebracht. Danach erfolgte analog zu den ständigen Lasten schrittweise die Aufbringung der Verkehrslast, sodass das Gebrauchstauglichkeitsniveau (LS GZG) erreicht wird. In den anschließenden Laststufen wurden die ständigen Lasten und die Verkehrslast auf die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte von 1,35 bzw. 1,5 gesteigert. Zur Sicherstellung des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus muss diese Laststufe mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffkennwerte von 1,3 beaufschlagt werden. Die Laststellung LS GZT bildet damit das Tragfähigkeitsniveau nach DIN Fachbericht [14, 54] ab. Alle weiteren Laststufen darüber hinaus dienen der Untersuchung eventueller Tragsicherheitsreserven.

5.2.2 Ergebnisse

Das angestrebte Sicherheitsniveau unter Berücksichtigung des globalen Teilsicherheitsbeiwerts von γ_R = 1,3 wurde erreicht. Die anschließende Steigerung der Verkehrslast bis zum Versagenszustand führte zu deutlichen Verformungen und Rissen. In Bild 7 sind die Hauptdehnungen ε_1 in Hauptzugspannungsrichtung des Bauwerks im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Bruchzustand dargestellt. Der Hauptdehnungsverlauf kann hierbei dem Rissbild gleichgesetzt werden.

Unter den im GZT nach DIN FB anzusetzenden γ-fachen Lasten stellt sich eine Biegerissbildung im Feldbereich in den Stegen ein. Hierbei weist der Randsteg die größten Hauptzugdehnungen auf. Eine beginnende diagonale Schubrissbildung im Randsteg ist im Bereich des letzten Feldquerträgers festzustellen. Die Erhöhung der Verkehrslast führt bis zum Versagen sowohl zu einem deutlichen Wachstum dieses Schubrisses als auch zur Bildung zusätzlicher Schubrisse im Randsteg und den benachbarten Innenstegen. Die zweischnittige Bügelbewehrung (f_{yk} = 240 N/mm²) des Randsteges erreicht im Bereich der kreuzenden Schubrisse die Streckgrenze. Die große Laststeigerung zwischen rechnerischem GZT und Versagenszustand zeigt hierbei die Umlagerungsmöglichkeiten der Einwirkungen trotz des Fließens der Bügelbewehrung. Die damit verbundenen großen Verformungen des Überbaus resultieren in hohen Betonstauchungen. Die lokale Überschreitung der zulässigen Betondruckstauchungen (ε_c >3,5 ‰) führt letztendlich zu einem Systemversagen, wobei vorher eine ausgeprägte Versagensankündigung oberhalb des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus vorliegt.

Neben dem rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit unter kombinierter Querkraft-, Torsions- und Biegebeanspruchung konnten durch die Ermittlung des Ankündigungsverhaltens die für Brückenprüfungen relevanten Trägerbereiche mit zugehörigen, kritischen Rissbildern identifiziert werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Erweiterung der Querkraftnachweise in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wurde das angepasste Fachwerkmodell aus [40] modifiziert, um den formalen und mechanischen

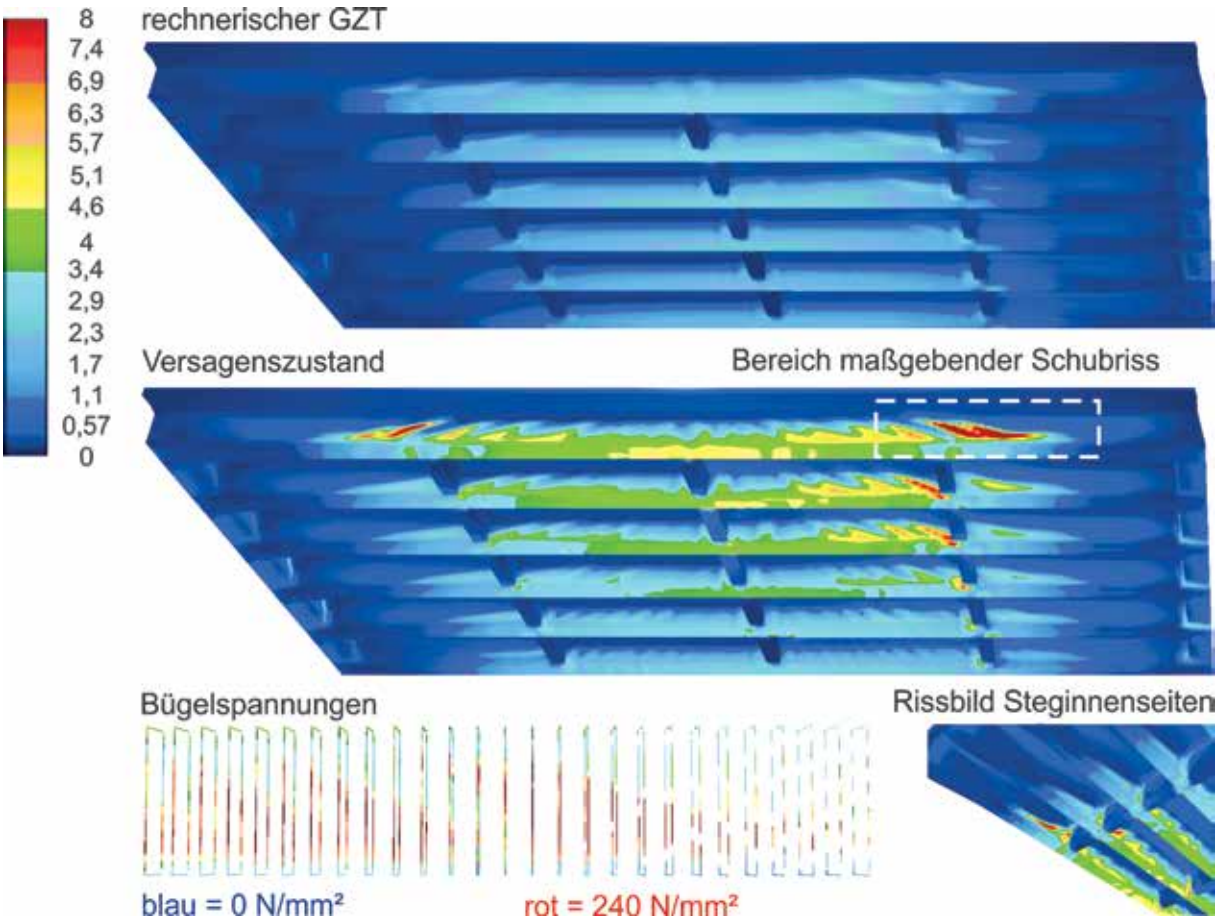


Bild 7 Hauptdehnung ε_1 im GZT und im Versagenszustand (oben, unten rechts) und Bügelspannungen im Versagenszustand (unten links) Grafik: H+P Ingenieure

Anforderungen gerecht zu werden. Die Ergebnisse wurden auf Basis theoretischer und experimenteller Untersuchungen erarbeitet. Dabei konnte gezeigt werden, dass insbesondere für Brückenträger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zutreffendere rechnerische Querkrafttragfähigkeiten bei Ansatz eines Fachwerkmodells mit Betontraganteil erzielt werden können. Der Betontraganteil wurde so definiert, dass sich ein stetiger Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung ergibt.

Die Nachrechnung in Stufe 4 ist insbesondere sinnvoll, wenn aufgrund der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks im Straßennetz kompensatorische Einschränkungen nicht vertretbar sind oder die Defizite und örtlichen Randbedingungen eine Verstärkung nicht ermöglichen. Zurzeit können beispielsweise nichtlineare FE-Berechnungen, das erweiterte Druckbogenmodell oder die *Modified Compression Field Theory* angewendet werden. Mit allen Verfahren lassen sich hohe rechnerische Tragreserven ermitteln, da sie das nichtlineare Materialverhalten und das Systemtragverhalten zutreffender erfassen als eine vereinfachte Nachweisführung. Da in der Regel eine Überprüfung einer solchen Berechnung nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, ist eine Kombination der verschiedenen Berechnungsansätze zielführend. Nichtlineare FE-Berechnungen liefern neben dem Nachweis der Standsicherheit tiefere Einblicke in das Bauteiltragverhalten, die es erlauben, gezielte Maßnahmen zur Überprüfung der Versagensankündigung am Bauwerk zu definieren.

Literatur

[1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. Berlin, 2018

[2] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Re-

geln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
[3] 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
[4] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
[5] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln
[6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Erschienen in der Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 600, Berlin: Beuth, 2012
[7] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur 76 (2001) 4, 168–179
[8] Hegger, J.; Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) 9, 695–705, 11 S. – DOI: 10.1002/best.200600498
[9] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. Bauingenieur 85 (2010) 1, S. 1–9
[10] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
[11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen. Bericht, Berlin, 2013
[12] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 (1953) für Brücken aus Spannbeton. 1969
[13] DIN 4227-1:1979-12: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
[14] DIN-Fachbericht 102:2009-03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken
[15] Maurer, R.; Bäätjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. Bauingenieur 82 (2007) 1, 14–24
[16] Zilch, K.; Weiher, H.: Untersuchung des Zustands der deutschen Spannbetonbrücken. In: Zilch, K. (Hrsg.): Tagungsband zum 10. Münchner Massivbau-Seminar, München: TUM, 2006, 18 S.
[17] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 2011
[18] Bertram, D.: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 320, Berlin: Beuth, 1989
[19] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Rombach, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Institutsbericht 326/2013 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen University, Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB, 2014
[20] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O.; Zilch, K.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze. Institutsbericht 398/2017 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen University, Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB, 2018
[21] Euro-International Committee for Concrete (Hrsg.): CEB-FIP Model Code 1990. Design code. Bulletin d'Information / Comité Euro-International du Béton 213/214. London: Telford, 1993, 437 S.
[22] Zsutty, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal 65 (1968) 6, S. 943–951
[23] Zsutty, T. C.: Shear Strength Prediction for Seperate Categories of Simple Beam Tests. ACI Journal 68 (1971) 2, S. 138–143
[24] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Diss., RWTH Aachen, 2004
[25] Herbrand, M.; Kueres, D.; Claßen, M.; Hegger, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 2, S. 58–67 – DOI: 10.1002/best.201500055
[26] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung. 2015
[27] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Herbrand, M.; Kolodziejczyk, A.; Dunkelberg, D.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrü-

cken im Bestand. Bauingenieur 89 (2014), S. 500–510

[28] Hegger, J.; Marzahn, G.; Teworte, F.; Herbrand, M.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 2, S. 2–95 – DOI: 10.1002/best.201400106

[29] Hegger, J.; Herbrand, M.: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung – Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0498/2010/FRB: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau 109, Hannover, Bremen: Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek, Fachverl. NW, 2014, 90 S.

[30] Herbrand, M.; Classen, M.: Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing. Structural Concrete 16 (2015) 3, S. 428–437 – DOI: 10.1002/suco.201400082

[31] Herbrand, M.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger. Bauingenieur 88 (2013) 12, S. 428–437

[32] Kolodziejczyk, A.: Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Diss., TU Dortmund, 2015

[33] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. Bauingenieur 92 (2017) 11, S. 465–473

[34] Gleich, P.; Maurer, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt. Bauingenieur 93 (2018) 2, S. 68–72

[35] Herbrand, M.; Adam, V.; Hegger, J.: Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams. In: Kim, Y. J.; Myers, J. J.; Nanni, A. (Hrsg.): Advances in Concrete Bridges: Design, Construction, Evaluation and Rehabilitation. Special Publication 333 (2018), S. 119–134

[36] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. Bauingenieur 94 (2019) 1, S. 9–20

[37] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single– and multi–span T– and I–shaped post–tensioned beams. Structural Concrete, 16 S., first publ. online: 14.8.2019 – DOI: 10.1002/suco.201900085

[38] Huber, P.; Kratzer, K.; Huber, T.; Kleiser, M.; Kollegger, J.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraft bewehrungsgrad. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 11, S. 706–715 – DOI: 10.1002/best.201600050

[39] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T.; Kollegger, J.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung. Bauingenieur 91 (2016) 6, S. 238–247

[40] Herbrand, M.: Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Diss., RWTH Aachen University, 2017

[41] Talbot, A. N.: Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses. Series of 1907 and 1908, 1909, Bericht, University of Illionis, 96 S.

[42] Euro-International Committee for Concrete (Hrsg.): CEB-FIP Model Code 1978. International Systems of Unified Standard – Codes of Practice for Structures, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin (1978).

[43] International Federation for Structural Concrete (Hrsg.): fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst und Sohn, Berlin (2013)

[44] Frosch, R. J.: Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement. ACI Structural Journal 97 (2000) 6, 814–820

[45] Lima de Resende, T.; da Conceição Domingues Shehata, L.; Abd El Malik Shehata, I.: Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios. Structural Concrete 17 (2016) 1, 3–10, 8 S. – DOI: 10.1002/suco.201400084.

[46] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. Bauingenieur 88 (2013) 4, 165–176

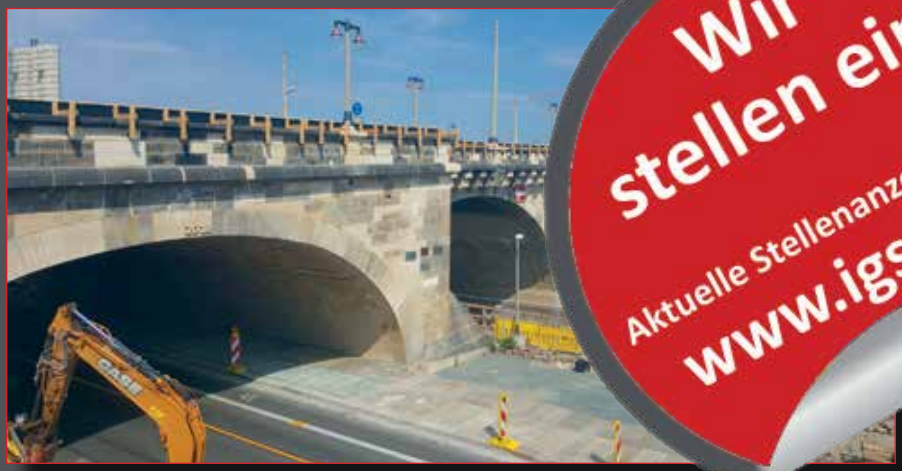
[47] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 10, 654–665, 13 S. – DOI: 10.1002/best.201400054

[48] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Structural Journal 83 (1986) 2,

219–231 – DOI: 10.14359/10416.
[49] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Diss., Technische Universität Dortmund, 2012
[50] DIN 4227:1953: Spannbeton. Richtlinie für Bemessung und Ausführung
[51] DIN 1072:1952-06: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen
[52] Kerkeni, N.: Programmbeschreibung LIMFES. Dr.-Ing. N. Kerkeni, H+P Ingenieure GmbH, 2009
[53] Bažant, Z. P.; Caner, F. C.; Carol, I.; Adley, M. D.; Akers, S. A.: Microplane Model M4 for Concrete. I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress. Journal of Engineering Mechanics 126 (2000) 9, 944–953
[54] DIN-Fachbericht 101:2009-03: DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken

Wir, die IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG, realisieren mit unserer langjährigen Projekterfahrung anspruchsvolle Ingenieurleistungen in allen Planungsstufen. Wir entwickeln gemeinsam mit unseren Auftraggebern zukunftsorientierte Lösungen in den Bereichen:
• Brücken- und Ingenieurbau
• Bauwerksprüfungen nach DIN 1076
• Qualitätssicherung Stahlbau
• Straßenplanung
• Straßenverkehrstechnik
• Bauüberwachung im Straßen-, Brücken- und Ingenieurbau
• Planung Bahnsteige und Verkehrsstationen
• Nachtragsmanagement
• Tragwerksplanung im Ingenieurbau und Hochbau

IGS INGENIEURE
GmbH & Co. KG
Beratende Ingenieure - VBI



Wir stellen ein!
Aktuelle Stellenanzeigen unter
www.igs-ib.de



Hauptsitz Weimar (Kantstraße 5 - 99425 Weimar - Tel. 03643-54280 - E-Mail: weimar@igs-ib.de); weitere Standorte in Berlin, Halle, Leipzig, Magdeburg, Meiningen, Nordhausen, Rüsselsheim, Senftenberg, Zella-Mehlis, Zwickau

Brücken-Sanierung und -Neubau mit BETOMAX® systems

Brückenbau-technik



BETOMAX® systems
Radiale Schrammbord-Schalung
zur Bordausbildung





Sicherheits-technik



Gesimskonsole GK2000



Gerüst-verankerung **KOBOLD® B15/B15 FB**

Radiale Schrammbord-Schalung für Kappen

Höhen- und radial-verstellbare systemische Stahlblechschalung zur fahrbahnseitigen Bordausbildung gemäß den RIZ der BASt Kap 1-5, 6, 7, 9, 10. Mit höchster Flexibilität zur Anpassung sowohl an Neigungswechsel wie auch an kleinste Brückenradien bis min. 5m. Die aufsteckbare S-Träger-Verlängerung vergrößert den Abstand zwischen Grundträger und Dübelachse auf 40 cm und schließt damit eine Durchdringung der Abdichtung im Kappenbereich zuverlässig aus.

Sicherheitstechnik

BETOMAX® systems bietet ein Spektrum von Komponenten wie Geländerpfosten, Geländerpfostenhalter oder Flügelkonsolen zum Aufbau von temporären Absturzsicherungen z.B. an BETOMAX®-Gesimskonsolen GK 2000, an Schalungsträgern und Kanthölzern, oder an Rändern von Decken und Brückenüberbauten.

CARES ISO 9001 1655 · UKAS MANAGEMENT SYSTEMS 002

Gesimskonsole GK-2000

Das GK-2000-Konzept bietet ein modulares, umfassendes Programm von Gesimskonsolen für alle gängigen Kappenabmessungen. Der variable Aufbau der Konsole macht sie zu einer perfekten Schalhilfe für den Aufbau der Kappenschalung an Ingenieurbauwerken – z. B. Brücken, Stütz- und Spundwänden – und zu einem Arbeits- und Schutzgerüst für Sanierungsarbeiten im Kappenbereich, aber auch an Deckenrändern und Wänden aus Stahlbeton.

KOBOLD® B15 / B15 FB

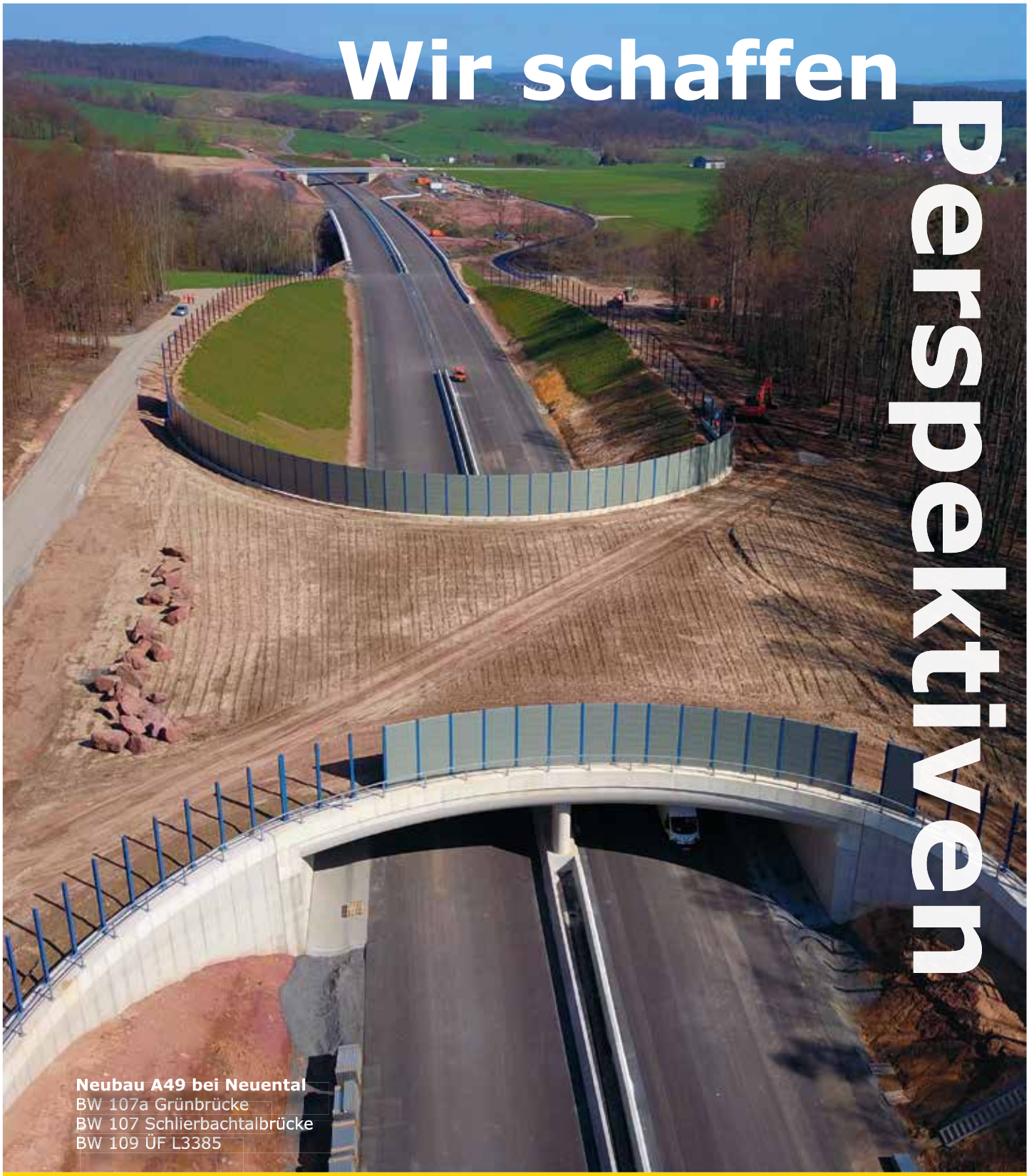
Einbetoniert in den Brücken-Randbereich dient die Gerüstverankerung KOBOLD® B15/B15 FB als Aufhängung für die Gesimskonsole GK-2000. Die Gerüstverankerung ist bauaufsichtlich zugelassen (Z-21.6-1764) und bietet Planern, Ingenieuren und Bauunternehmen Sicherheit und Effizienz.

Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-21.6-1764

BETOMAX® systems GmbH & Co. KG
Dyckhofstraße 1 · 41460 Neuss
Tel. 02131 2797-0 · Fax 02131 2797-70
info@betomax.de · www.betomax.de

systems BETOMAX®

Wir schaffen Perspektiven



Neubau A49 bei Neuental
BW 107a Grünbrücke
BW 107 Schlierbachtalbrücke
BW 109 ÜF L3385

Seit über viereinhalb Jahrzehnten beteiligt sich die Bickhardt Bau Aktiengesellschaft erfolgreich am Gestaltungsprozess Bauen. Mit unseren 2000 Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sind wir als Komplettanbieter für den Verkehrswegebau auch im Brücken- und Ingenieurbau, im Spezialtiefbau sowie in der Bauwerksinstandsetzung bundesweit tätig. Bei zahlreichen bedeutenden Bauprojekten haben wir unsere Leistungsfähigkeit unter Beweis gestellt.

bickhardt bau
aktiengesellschaft

Abteilung Brücken- und Ingenieurbau
Friedhofstraße 9
36275 Kirchheim | Tel. 06625 88-0
info@bickhardt-bau.de
www.bickhardt-bau.de

Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx[1], Dipl.-Ing. Markus Köppel[2], Dipl.-Ing. Jens Müller[3]

1 Einführung

Eisenbahnbrücken sind als Elemente der Netzinfrastruktur unverzichtbar für die Mobilität auf der Schiene. Das Streckennetz und damit auch die Eisenbahnbrücken mit hoher Qualität verfügbar zu halten, ist eine enorme gesellschaftliche Aufgabe. Durch eine richtungsweisende Entscheidung des Bundes sind in den kommenden zehn Jahren Investitionen von über 86 Milliarden Euro in die Sanierung und den Umbau des Schienennetzes geplant [1]. Die Bahn soll im nächsten Jahrzehnt durch die erhebliche Erweiterung des Zugverkehrs eine zentrale Rolle bei der Verkehrswende hin zu umweltverträglicher Mobilität einnehmen.

Eisenbahnbrücken sind extrem langlebige Wirtschaftsgüter. Die meisten Eisenbahnbrücken wurden im Zusammenhang mit dem rasanten Streckenausbau in den Jahren zwischen 1850 und 1920 erbaut [2]. Die ältesten noch in Betrieb befindlichen Brücken stammen aus dem Jahre 1837. Das Durchschnittsalter der 25.700 bestehenden Eisenbahnbrücken beträgt aktuell rd. 72 Jahre (Bild 1). Damit hat ein Großteil dieser Bauwerke seine normative Nutzungsdauer deutlich überschritten. Entsprechend hoch ist der Anteil an Brücken, welche umfangreiche Schäden aufweisen (Zustandskategorie 3 nach [3]) oder deren wirtschaftliche Instandsetzung wegen des großen Schadensfortschritts gar nicht mehr möglich ist (Zustandskategorie 4) (Bild 2). Viele dieser Brücken müssen in den kommenden Jahren erneuert werden, um einen störungsfreien und sicheren Eisenbahnbetrieb zu garantieren.

Neben ihrer wichtigen Funktion in der Infrastruktur haben Eisenbahnbrücken jedoch auch eine sehr hohe städtebauliche und baukulturelle Bedeutung. Gerade die alten Brücken sind wichtige und identitätsprägende Zeugnisse der industriellen Revolution und des technischen Fortschritts in Deutschland. Viele Bauwerke stehen somit unter Denkmalschutz und sollen möglichst originalgetreu erhalten bleiben.

Der Konflikt aus diesen beiden gesellschaftlichen Forderungen ist vorprogrammiert. Während die DB AG für die wirtschaftliche und einschränkungsfreie Funktionsfähigkeit des Eisenbahn-

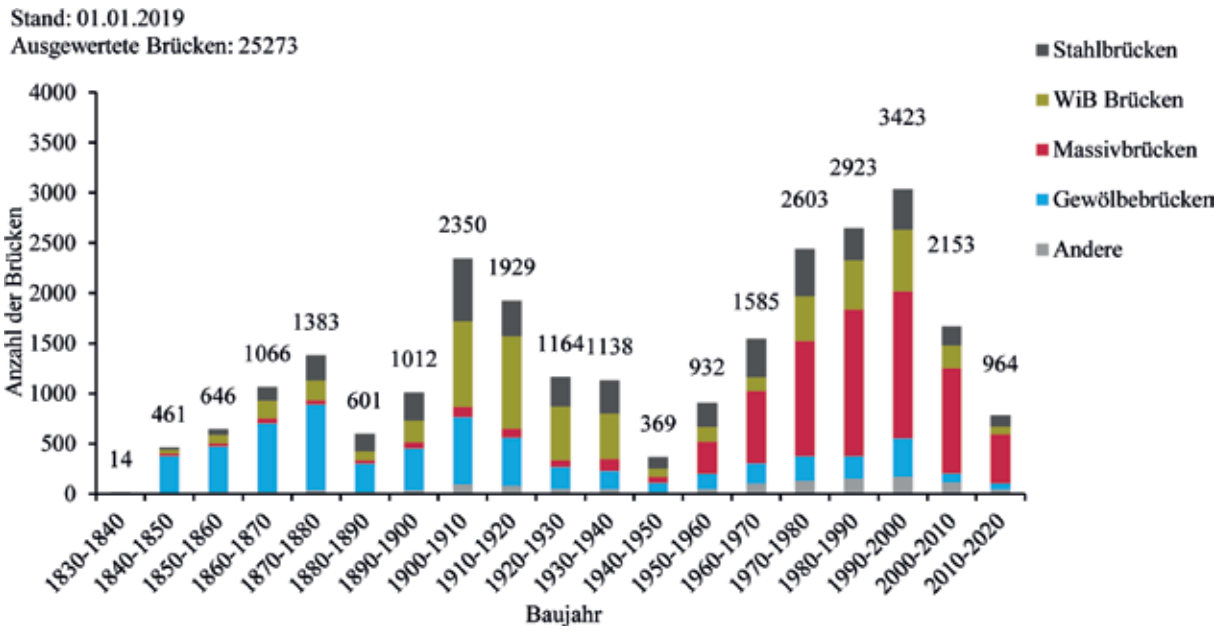


Bild 1 Bauarten und Altersstruktur der Eisenbahnbrücken Grafik: aus [2]

[1] *Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*
[2] *Eisenbahn-Bundesamt, Abteilung 2 (Infrastruktur), Bonn*
[3] *DB Netz AG, Technik- und Anlagenmanagement Brückenbau, Frankfurt am Main*

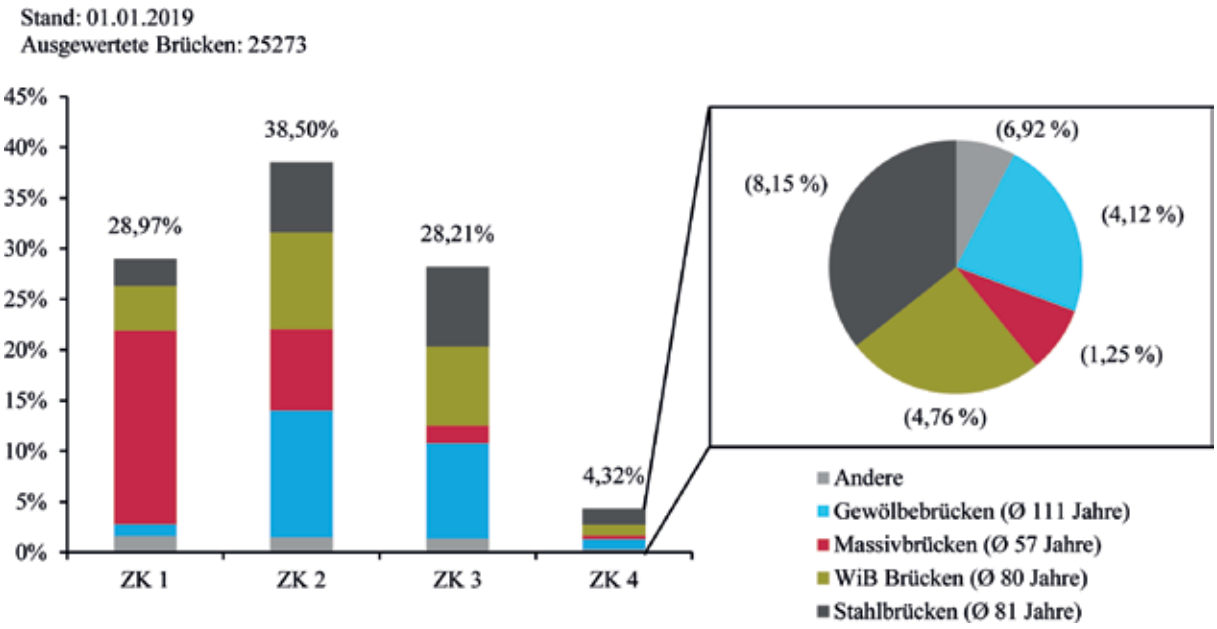


Bild 2 Zustand der Eisenbahnbrücken nach Bauwerksart im Jahr 2019 Grafik: aus [2]

netzes verantwortlich ist und somit möglichst ökonomisch alte Bauwerke durch Neubauten ersetzen will, kämpfen auf der anderen Seite die Vertreter aller Landesämter für Denkmalpflege um den Erhalt jedes einzelnen Objektes. Verschärft wurde die Auseinandersetzung früher dadurch, dass die Finanzierungsbedingungen der Bahn den Neubau gegenüber der Instandsetzung deutlich bevorzugten. Heute finanziert der Bund die Ersatzinvestitionen und die DB AG ist verpflichtet, die erforderlichen Mittel für ein Mindestmaß für die Instandhaltung selbst zur Verfügung zu stellen. Hinzu kommen oft unzureichende Kenntnisse beider Parteien über die Anforderungen und Zwangspunkte der jeweils anderen Seite und eine häufig unklare Einstufung der bestehenden Brücken hinsichtlich ihres Denkmalstatus. Für viele historische Bauwerke ist zu Beginn einer Maßnahme der Denkmalstatus ungeklärt, die Schutzwürdigkeit wird daher häufig erst mit dem Stellen des Abbruchantrags und damit im Projektverlauf viel zu spät festgestellt.

2 Denkmalrechtliche Bewertung und Finanzierung von Eisenbahnbrücken

Denkmalrecht ist Ländersache, weshalb es keine bundesweit einheitliche Vorgehensweise gibt. Auf der Grundlage der Denkmalschutzgesetze der Bundesländer haben die Denkmalbehörden die öffentliche Aufgabe, für den Schutz, die Pflege und die wissenschaftliche Erforschung der Baudenkmale zu sorgen. Im Allgemeinen obliegt es der Denkmalfachbehörde, die Baudenkmale zu erfassen, die Denkmaleigenschaft festzustellen und im Ergebnis ein Denkmalverzeichnis aufzustellen und dieses fortzuschreiben. Dennoch ist es für den Denkmalstatus eines Bauwerks nicht Voraussetzung, dass das Bauwerk bereits in einem entsprechenden Denkmalschutzkataster geführt wird. Tatsächlich ist dies nur für einen geringen Teil der Eisenbahnbrücken der Fall, bei den meisten Brücken ist der Status zu Beginn einer Bauprojektplanung ungeklärt und muss auf Anfrage des Projektverantwortlichen durch die Denkmalfachbehörde erst festgelegt werden. Im entsprechenden Projekt sollte deshalb immer von einem sogenannten Denkmalverdacht zur weiteren Abstimmung ausgegangen werden. Da im Zuge der Baurechtserteilung die Denkmalfachbehörde im Falle einer Unterschutzstellung alle geplanten Baumaßnahmen genehmigen muss, ist die frühestmögliche Herstellung des notwendigen Einvernehmens für eine erfolgreiche Projektdurchführung unabdingbar. Ansonsten drohen verlorene Planungskosten und Verzögerungen.

Die Denkmaleigenschaft eines Objektes ergibt sich generell aus den zwei Faktoren Denkmalfähigkeit (Vorhandensein von mindestens einem Bedeutungskriterium/Schutzgrund) und Denkmalwürdigkeit (öffentliches Erhaltungsinteresse). Die Schutzgründe, aufgrund derer sich die Denkmaleigenschaft belegen lässt und

die sich teils inhaltlich überlagern, sind im Allgemeinen geschichtliche, künstlerische, wissenschaftliche und städtebauliche Bedeutungskriterien. So kann das Bauwerk zum Beispiel ein besonders wichtiges historisches Dokument für die Verkehrs- und Wirtschaftsgeschichte darstellen oder ein Zeugnis einer besonderen technischen Leistung sein. Auch eine geschichtliche Bedeutung als Werk eines lokalen bzw. überregional bekannten Ingenieurs oder Architekten oder eine nicht alltägliche künstlerische bzw. handwerkliche Gestaltung können ein Kriterium für die mögliche Unterschutzstellung sein. Eine spezielle Bauart, seltene Baustoffe oder besondere Konstruktionen können Aspekte für eine wissenschaftliche Bedeutung sein. Schließlich kann die Brücke eine besondere städtebauliche Bedeutung aufgrund ihres Einflusses auf das Straßen-, Orts- oder Landschaftsbild haben.

Über das Vorhandensein von einem oder mehreren Schutzgründen hinaus muss ein öffentliches Erhaltungsinteresse vorliegen, um die Denkmalwürdigkeit eines Objektes feststellen zu können. Die Beurteilung dieses Interesse dient dazu, unter den denkmalfähigen Objekten die zu Erhaltenden auszuwählen. Aspekte, die das öffentliche Erhaltungsinteresse einer Eisenbahnbrücke begründen, sind beispielsweise ihre Authentizität und Originalität als geschichtliches Zeugnis, ihre herausragende Bedeutung und Erstklassigkeit gegenüber anderen Objekten, ihr besonders hohes Baualter oder ihr erheblicher Erinnerungswert bzw. Identifikationswert für die Menschen in der Region. Denkmalwidrige Eingriffe in die bauzeitliche Substanz und somit in die Aussagekraft der Brücke können zum Verlust der Denkmalwürdigkeit führen.

Dennoch entziehen sich Eisenbahnbrücken teilweise den klassischen Bedeutungskriterien für die Beurteilung der Denkmalfähigkeit, da sie über die Rolle als Einzelobjekt hinausgehend auch als Elemente des gesamten Eisenbahnnetzes bewertet werden müssen. Hinzu kommt, dass die Eisenbahnbrücken seit ihrer erstmaligen Errichtung einem nahezu kontinuierlichen Veränderungsprozess unterliegen, um sie an die steigenden Anforderungen des Verkehrs anzupassen. Die kontinuierliche Veränderung der Konstruktion und der Austausch oder die Ertüchtigung einzelner Elemente sind offenbar immanenter Bestandteil von Eisenbahnbrücken. Die Weiterentwicklung der Denkmalkriterien für Ingenieurbauwerke hinsichtlich der genannten Aspekte ist Gegenstand aktueller Forschungen, zum Beispiel im DFG-Schwerpunktprogramm „Kulturerbe Konstruktion“ [4].

Es sei noch erwähnt, dass gerade Unternehmen der öffentlichen Hand bei der Erhaltung von Denkmalen in einer besonderen Verantwortung stehen und von ihnen eine Vorbildwirkung ausgehen muss. Das häufig vorgetragene Argument der Unzumutbarkeit der diesbezüglichen Aufwendungen (Art. 14 GG) greift nach ständiger Rechtsprechung für juristische Personen, die sich mittelbar oder unmittelbar mehrheitlich im Staatsbesitz befinden, ausdrücklich nicht. Zu dieser Personengruppe zählen die DB AG und alle ihre Tochterunternehmen. Die Finanzierungsfähigkeit der Aufwendungen für Denkmalschutzbelange im Zusammenhang mit Investitionen in die Schienenwege der Eisenbahnen des Bundes ist darüber hinaus grundsätzlich gegeben, wenn die Eisenbahninfrastrukturunternehmen (EIU) diese im Rahmen von baurechtlichen Auflagen umsetzen müssen. Insbesondere die Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV) zwischen Bund und DB AG regelt die Finanzierung des Ersatzes bestehender Bauwerke [5]. Soll nach einem sogenannten Vollverschleiß als wirtschaftlichste Variante eine Generalsanierung stattfinden, können alle damit im Zusammenhang stehenden Kosten voll finanzierungsfähig sein, da es sich hierbei im handelsrechtlichen Sinne um eine Zweitherstellung handelt. Auch wenn die betroffene Anlage z. B. wegen denkmalschutzrechtlicher Auflagen nicht ersetzt werden darf, kommt eine Finanzierung mit LuFV-Mitteln in Betracht.

Die Finanzierungsfähigkeit der Maßnahme mit Bundesmitteln anstatt aus den Eigenmitteln der DB AG für die Instandhaltung bedingt eine einzelfallbezogene Abstimmung zwischen der DB AG und dem Eisenbahn-Bundesamt auf Grundlage einer schriftlichen Anzeige vor Baubeginn. Im Rahmen dessen werden die Randbedingungen für die Feststellung des „Vollverschleißes“ (im handelsrechtlichen Sinne), des Mindestersatzes des Investitionsbeitrags (Zweitherstellung im handelsrechtlichen Sinne), der besonderen, z. B. denkmalschutzrechtlichen, Auflagen sowie bisherigen Instandhaltungsmaßnahmen zur Entscheidungsfindung im Einzelnen abgestimmt (siehe hierzu § 17 LuFV III) [5].

3 Wie weiter bauen?

Angesichts des hohen Alters und der baukulturellen Bedeutung einerseits und der verkehrli-

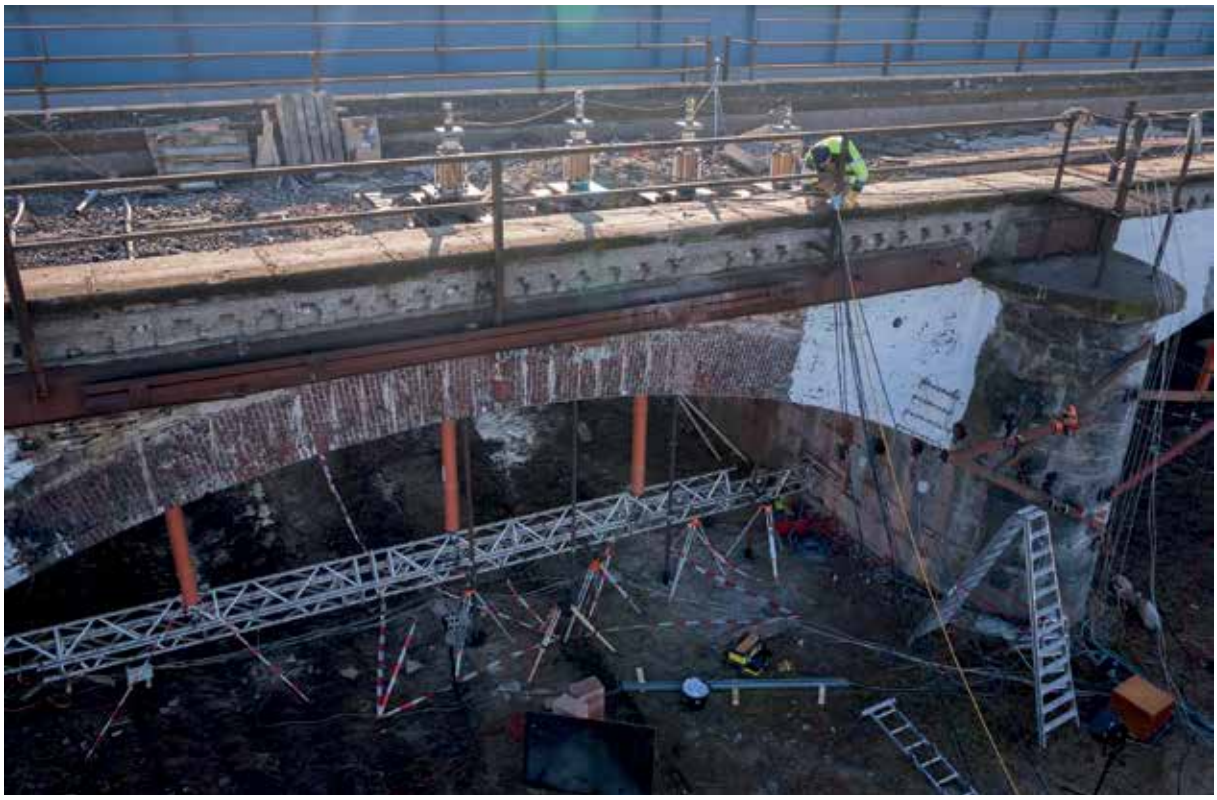


Bild 3 Belastungsversuch an der Allerbrücke Verden © Marx Krontal Partner

chen und sicherheitstechnischen Anforderungen andererseits stellt sich die Frage nach dem richtigen Umgang mit dem Bestand an Eisenbahnbrücken. Wie können wir den Bestand in die Zukunft führen? Wie können im geschilderten Spannungsfeld Lösungen gefunden werden, die beiden Gesichtspunkten bestmöglich Rechnung tragen und die darüber hinaus auch noch nachhaltig und wirtschaftlich sind?

Diese Frage kann nicht für alle bestehenden Eisenbahnbrücken einheitlich beantwortet, sondern muss letztlich für jedes einzelne Objekt individuell beurteilt werden. Dennoch lassen sich einige generelle Feststellungen treffen. Einerseits spielt die Lage der Brücke im Netz eine große Rolle. Handelt es sich um ein systemrelevantes Objekt im Leistungsnetz, dessen Ausfall überregional verheerende Auswirkungen hätte? Ist es eine Brücke mit enormer Güterverkehrsbelastung und entsprechend hohen Lastwechselzahlen und Achslasten? Ist es eine Brücke im Regionalnetz bzw. mit geringer Belastung aus dem Eisenbahnverkehr? Besonders für ermüdungsgefährdete Stahlbrücken sind die tatsächlichen Verkehrsbelastungen von großer Bedeutung für deren langfristige Erhaltungsfähigkeit.

Neben der Streckenbelastung sind Bauart und Zustand der Brücke entscheidend. So können viele bestehende Gewölbebrücken aus Naturstein oder Ziegelmauerwerk erhalten werden, selbst wenn sie sich bereits in einem relativ schlechten Zustand befinden. In den meisten Fällen ist die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken kein reales Problem, sondern eher eines der richtigen Nachweisführung. Auf beeindruckende Weise konnte dies vor dem Rückbau der Allerbrücke Verden durch einen Belastungsversuch (Bild 3) gezeigt werden [6]. Hierbei konnte die 6-fache charakteristische Last in das bereits stark verwitterte Bauwerk eingeleitet werden, bevor sich erste Risse im Mauerwerk zeigten. Der schlechte Zustand von Gewölbebrücken resultiert in aller Regel aus defekten Abdichtungen und mangelhafter Entwässerung, was zu Durchfeuchtung und Verwitterung führt [7, 8]. Hinzu kommen in manchen Fällen Schäden aus konzentrierten Lasten mit entsprechenden Rissen und Abplatzungen. Eine hervorragende und langfristig wirksame Methode zur Beseitigung der Schadensursachen stellt der Einbau einer Fahrbahnwanne dar, welche gleichzeitig noch das Problem einer meist zu geringen Fahrbahnbreite löst (Bild 4). Die Dauerhaftigkeit eines Neubaus lässt sich freilich nur erreichen, wenn gleichzeitig alle vorhandenen Schäden beseitigt, Bewuchs entfernt und die Entwässerungsanlagen wiederhergestellt werden. Auch Steinersatz und Neuverfugung sind häufig zwingend erforderlich.



Bild 4 Sanierte Gewölbebrücke in Traunstein mit Fahrbahnwanne © Marx Krontal Partner

Deutlich schwieriger stellt sich die Erhaltung historischer Stahlbrücken dar. In vielen Fällen ist die Beseitigung massiver Korrosionsschäden eine besondere und nur mit großem Aufwand zu bewältigende Aufgabe [9]. Selbst wenn der Korrosionsschutz erneuert wird und schadhafte Teile ausgetauscht werden, ist die verbleibende Lebensdauer wegen der Ermüdungsproblematik häufig begrenzt. Daher ist in der Regel nur bei einer geringen Streckenbelastung bzw. bei einer moderaten Ermüdungsbeanspruchung der Überbauten eine Sanierung auch langfristig sinnvoll [10]. In Zweifelsfällen kann eine messtechnische Überwachung historischer Stahlbrücken im Rahmen eines Bauwerksmonitorings sinnvoll sein, um die tatsächlich vorhandene Beanspruchung und die daraus im Tragwerk resultierenden Spannungen bzw. Spannungsamplituden und Lastwechselzahlen zu beurteilen und damit Grundlagen für eine verbesserte Lebensdauerermittlung zu gewinnen [11].

In stark belasteten Strecken muss jedoch auch bei denkmalgeschützten Stahlbrücken häufig der Überbau erneuert werden, wogegen die Unterbauten mit Maßnahmen zur Aufnahme der Bremskräfte erhalten werden können. Ein solcher Eingriff führt in vielen Fällen zum Verlust des Denkmalstatus. Im nachfolgend vorgestellten Beispiel gelang es jedoch, gemeinsam mit der Denkmalbehörde ein „Konzept des Weiterbauens“ zu erarbeiten und dies ingenieurtechnisch und handwerklich gut umzusetzen. Der Denkmalstatus der EÜ Lange-Feld-Straße konnte dabei erhalten werden.

4 Die Eisenbahnbrücke Lange-Feld-Straße – die wichtigsten 30 Meter Deutschlands

Die Eisenbahnbrücke Lange-Feld-Straße liegt auf der Güterumgehungsbahn in Hannover, einer der höchstbelasteten Güterverkehrsstrecken in Deutschland (unter dem Sub-Titel des Abschnitts wurde das Bauwerk in Zeit-Online beschrieben [12]). Sie zählt zu einem der zahlreichen Brückenbauwerke, die täglich tausende von Tonnen im Schienengüterverkehr – im wahrsten Sinne – ertragen. Errichtet wurde die Brücke 1906 als genietete dreifeldrige Stahlbrücke mit kurzen Randfeldern und großem Mittelfeld. Sie ist damit ein sehr typischer Vertreter der damaligen Bauweise. Diese Bauwerke sind vor allem in unseren Städten in ganz Deutschland zu finden. Die DB AG hat viele Hundert vergleichbare Bauwerke im Schienennetz unter Verkehr.



Bild 5 EÜ Lange-Feld-Straße, Zustand vor dem Umbau © Marx Krontal Partner

Die Brücke liegt im Stadtgebiet von Hannover und überführt zwei Streckengleise der Strecke 1750 Wunstorf–Lehrte über die innerstädtische stark frequentierte Verbindungsstraße Lange-Feld-Straße. In direkter Nachbarschaft befinden sich Wohnsiedlungen und Kleingartenanlagen. Der Kreuzungswinkel zwischen Straße und Gleisachse beträgt ca. 45° und ist damit extrem schiefwinklig. Aufgrund der besonderen Gestaltung des Bauwerkes und des historischen Kontextes des Baus der Güterumgehungsbahn von 1906 ist die Brücke in der Niedersächsischen Denkmalliste als Einzeldenkmal aufgeführt. Wegen eines stark instandsetzungsbedürftigen Zustands sowie einer nicht mehr vorhandenen rechnerischen Restlebensdauer sollte die Brücke erneuert werden (Bild 5).

Aus dem stark verschlissenen Zustand, den sehr hohen verkehrlichen Anforderungen und dem Erhaltungsbedarf als Denkmal entstand nahezu zwangsläufig der typische Interessenkonflikt. Darüber hinaus konnte die Landeshauptstadt Hannover einer Absenkung der Straße nicht zustimmen, und eine Anhebung der Gleise sollte aus Sicht der DB AG unbedingt vermieden werden. Damit war die Brücke mit geringstmöglicher Fahrbahnhöhe zu planen. Wegen der großen Schiefe sind bei gelagerten Eisenbahnbrücken besondere Anforderungen zu beachten. Der Fahrbahnabschluss soll rechtwinklig ausgebildet werden und abhebende Lagerkräfte an den spitzen Ecken sind zu vermeiden. Weiterhin sollte die Erneuerung mit möglichst wenigen Sperrpausen für die Güterverkehrsstrecke verbunden sein. Damit waren zahlreiche – auf den ersten Blick – nicht miteinander vereinbare Randbedingungen für die Planung der Erneuerung der EÜ Lange-Feld-Straße vorgegeben.

Im Zuge einer Variantenuntersuchung wurden zunächst verschiedene Regellösungen untersucht, die von den beiden Kreuzungspartnern jedoch nicht akzeptiert bzw. genehmigt wurden. Die Vorzugsvariante unter den Regellösungen war eine Fachwerkbrücke mit ca. 45 m Stützweite. Diese hätte nach Einschätzung der Beteiligten das Ortsbild negativ verändert und es wäre aufgrund der größeren Fahrbahnhöhe eine Absenkung der Straße von etwa 50 cm erforderlich gewesen. Die Untere Denkmalbehörde hat die Zustimmung für diese Lösung kategorisch verweigert. In enger Zusammenarbeit mit der DB AG und der Denkmalbehörde wurde nachfolgend eine besondere Bauwerkslösung erarbeitet, bei der ein in der Denkmalpflege völlig neuer Ansatz des „Weiterbauens“ verfolgt wurde. Dabei wurde die Anpassung des Bauwerks an die neuen Verkehrsanforderungen bei gleichzeitigem Erhalt des historischen

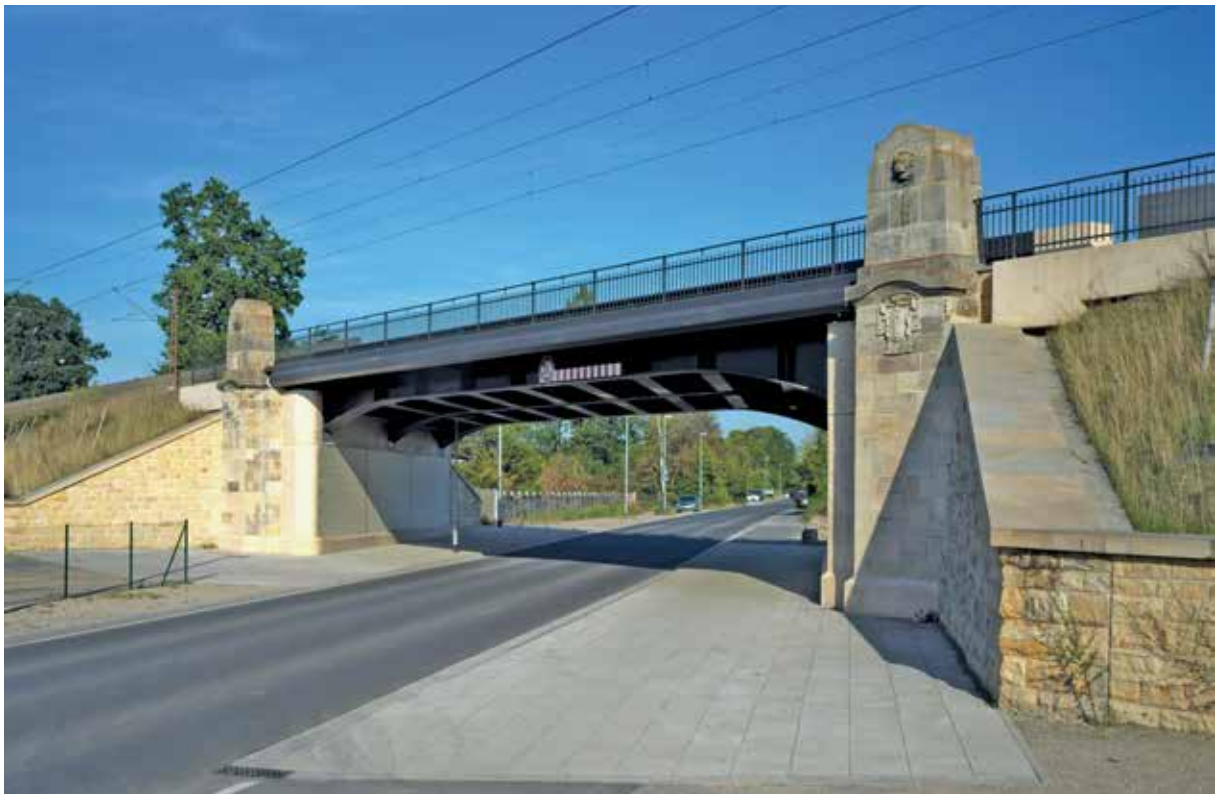


Bild 6 EÜ Lange-Feld-Straße, Neubau ohne Anprallgefährdung © Marx Krontal Partner

Kontexts als neuer Ansatz für den Umgang mit historischen Brücken begriffen. Entstanden ist ein Bauwerk, das einen neuen innovativen Konstruktionsansatz mit erprobten Regeldetails der DB kombiniert.

Im Ergebnis einer intensiven Variantenuntersuchung wurde ein Stahltrograhmen in den Bestandsabmessungen entworfen. Ziel war es, durch die Einbindung der drei stählernen Hauptträger in die massiven Widerlager ein Rahmentragwerk mit minimaler Fahrbahnhöhe und optimaler Hauptträgerhöhe zu entwickeln, bei dem gleichzeitig auf die stark anprallgefährdeten Stützen im Bereich der Fahrbahnbegrenzung verzichtet werden konnte (Bild 6). Die drei Hauptträger bilden gemeinsam mit der Fahrbahn einen zweigleisigen Trogquerschnitt (Bild 7). Die orthotrope Fahrbahn entspricht mit 52 cm trotz erheblich größerer Stützweite nahezu der alten Bestandsfahrbahnhöhe. Damit mussten die bestehenden Straßen- und Gleishöhen nicht verändert werden. Die Bauhöhen der Hauptträger konnten durch die Aktivierung der Einspannwirkung in den Betonwiderlagern so optimiert werden, dass das Lichtraumprofil GC (nach [13]) unter Ausnutzung der zulässigen Einragungen der Hauptträger freigehalten wird (Bild 8). Der Brückenquerschnitt entspricht damit den allgemein gültigen DB-Regelungen ohne Einschränkungen. Um den städtebaulichen und geschichtlichen Kontext der Brücke



Bild 7 EÜ Lange-Feld-Straße, Blick auf die Hauptträger von oben © Marx Krontal Partner



Bild 8 EÜ Lange-Feld-Straße, Rahmenecke mit Zugband © Marx Krontal Partner



Bild 9 EÜ Lange-Feld-Straße, lesbare Brückengeschichte © Marx Krontal Partner

zu wahren, wurden die historisch wertvollen Natursteinfassungen der Widerlager und Flügel durch eine Natursteinfachfirma geborgen, aufbereitet und nach dem originalen Vorbild in die neuen Unterbauten integriert. Die nicht zu haltenden keramischen Fliesen und die fehlenden Natursteine wurden durch sorgfältig bemusterte Materialien ersetzt.

Der neue konstruktive Lösungsansatz für die Einbindung der stählernen Überbauten in die massiven Widerlager wurde im Entwurf mit den genehmigenden Stellen der DB AG intensiv abgestimmt und diskutiert. Der Prüfingenieur für den Stahlbau wurde frühzeitig eingebunden und hat die Lösung vom Entwurf bis zur Ausführung durchgängig begleitet und geprüft. Die unternehmensinternen Genehmigungen (UiG) wurden bereits vor der Ausschreibung eingeholt, womit die Ausführungsrisiken minimiert wurden.

Das realisierte Konzept versucht, den klassischen gesellschaftlichen Konflikt zwischen funktionierender Infrastruktur und Denkmalschutz mit einem innovativen Ansatz zu lösen, der die Bauwerkshistorie auch für den Laien lesbar und erlebbar macht (Bild 9). Der Denkmalstatus des Gesamtobjektes blieb erhalten. Gleichzeitig wurden die essentiellen Anforderungen der DB AG hinsichtlich minimaler Bauhöhen, eines senkrechten Fahrbahnabschlusses, des Verzichts auf abhebesichere Lager, Vermeidung anprallgefährdeter Stützen und minimaler Sperrpausen umgesetzt. Die integrale Ausführung ist robust, ermüdungsarm und nahezu wartungsfrei. Die EÜ Lange-Feld-Straße in Hannover kann ein Vorbild für das schwierige, hochkomplexe Weiterbauen denkmalgeschützter stählerner Eisenbahnbrücken darstellen.

5 Die neue Arbeitshilfe zum Umgang mit historischen Eisenbahnbrücken

Beim Umgang mit historisch wertvollen, denkmalgeschützten Eisenbahnbrücken sind im Vergleich zu Neubauvorhaben viele zusätzliche Aspekte zu berücksichtigen und die zuständigen Denkmalbehörden müssen rechtzeitig an den Planungs- und an den Genehmigungsprozessen beteiligt werden. Die Methodik in der Herangehensweise an historische Eisenbahnbrücken und die Besonderheiten im Projektablauf sind bisher nur fragmentarisch dokumentiert bzw. geregelt.

Häufig kommt es wegen zu später Beteiligung der Denkmalbehörden oder wegen falscher

Vorgehensweisen und Abläufe in der Bestandsanalyse bzw. in der Planung von Maßnahmen an denkmalgeschützten Brücken zu erheblichen Störungen und zu Mehrkosten im Projektablauf.

In einem durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt geförderten Forschungsprojekt wurde vom Ingenieurbüro Marx Krontal Partner in Zusammenarbeit mit der Deutschen Bahn AG, dem Eisenbahn-Bundesamt und den Landesämtern für Denkmalpflege Niedersachsen und Sachsen eine „Arbeitshilfe zum Umgang mit historischen Eisenbahnbrücken“ entwickelt. Ziel dieser Arbeitshilfe ist es, eine praxistaugliche methodische Herangehensweise für die speziellen Aspekte der Planung und Ausführung von Baumaßnahmen an historisch wertvollen und denkmalgeschützten Eisenbahnbrücken zu beschreiben [14].

Die vorliegende Arbeitshilfe dokumentiert die Besonderheiten im Projektablauf bei historischen Bestandsbrücken im Eisenbahnnetz. Weiterhin werden zielführende Herangehensweisen zur Erfassung aller Potentiale der Bestandsbauwerke und der erforderliche Planungsablauf zur Beurteilung der Bauwerkszustände sowie das schrittweise Vorgehen in den Entscheidungs- und Planungsphasen beschrieben. Voraussetzung für die Planungs- und Genehmigungssicherheit beim Projektablauf im Umgang mit historischen Bestandsbrücken ist eine mit den Projektpartnern rechtzeitig und grundsätzlich abgestimmte vereinheitlichte Vorgehensweise.

Die Arbeitshilfe definiert die grundlegenden Begriffe der Denkmalfähigkeit und Denkmalwürdigkeit im besonderen Kontext von Eisenbahnbrücken. Sie gibt außerdem Hinweise zur bestandserhaltenden, denkmalgerechten Instandhaltung sowie zur Finanzierung von Bauprojekten im denkmalgeschützten Bestand. Darüber hinaus definiert sie den spezifischen Planungsablauf bei denkmalgeschützten Eisenbahnbrücken und gliedert diesen in die typischen Projektabläufe gemäß der Leistungsphasen der HOAI ein. Dadurch kann eine unmittelbare Verknüpfung mit den etablierten und bekannten Abläufen im Projektmanagement von Bahnbauprojekten erfolgen. Außerdem werden zu jeder Phase die beteiligten Partner benannt, so dass eine rechtzeitige Einbindung der Entscheider und Betroffenen gewährleistet wird. Zusätzlich werden für die Ausführungsphase die notwendigen Maßnahmen für die Qualitätssicherung denkmalgerechter Instandsetzungen beschrieben.

Die Arbeitshilfe richtet sich an Projektdurchführende der DB AG sowie an Mitarbeiter der Planungsbüros, der Denkmal- sowie der Genehmigungsbehörden gleichermaßen. Durch die Interdisziplinarität der Autorengruppe und durch den wissenschaftlichen Beirat des Projektes ist gewährleistet, dass die verschiedenen Partikularinteressen ausgewogen berücksichtigt wurden. Die Arbeitshilfe stellt damit ein wichtiges Hilfsmittel zur erfolgreichen Projektdurchführung im Kontext denkmalgeschützter Eisenbahnbrücken dar.

6 Was ist noch zu tun?

Eine wichtige Zukunftsaufgabe für die Denkmalbehörden ist die Klärung des Denkmalstatus möglichst aller bestehenden historischen Eisenbahnbrücken unabhängig von unmittelbar bevorstehenden Bauprojekten. Dies würde einerseits die Planungssicherheit von Bauprojekten erhöhen und andererseits könnte die Beurteilung der Denkmaleigenschaften losgelöst vom Handlungsdruck eines Abbruchantrags erfolgen.

Die Planungsabläufe für den Umbau und die Beurteilung bestehender Konstruktionen unterscheiden sich deutlich von denen im Neubau. Wegen der Heterogenität des Bestandes kann nicht jedes Detail in technischen Vorschriften geregelt werden. Dennoch sollten Musterlösungen für die Sanierung und Ertüchtigung häufig vorkommender Brückentypen wie Gewölbe, stählerne Vollwandträger und genietete Fachwerke sowie Walzträger in Beton entwickelt werden. Planungshilfen zur Bestandserfassung und zur Zustandsermittlung würden die Projektarbeit wesentlich verbessern. Auch die Weiterentwicklung der Richtlinie 805 zur Bewertung der Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken [15] ist von großer Bedeutung für die Erhaltung historisch wertvoller Brücken.

Leider wurden in der Vergangenheit viele Bestandsbrücken abgebrochen, weil der Neubau von Brücken finanzierungsseitig günstiger gestellt war als deren Sanierung. Im Rahmen der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV) muss die DB AG nun auch einen erheblichen Eigenanteil für Instandhaltungsleistungen erbringen und nachweisen, sodass sie in unternehmerischer Eigenverantwortung die Instandhaltung bzw. Instandsetzung von denkmalgeschützten Brücken durchführen oder hierfür in einzelfallbezogener Abstimmung auch Bundesmittel einsetzen kann. Damit

sind die Weichen dafür gestellt, dem richtigen Grundsatz „Sanierung vor Neubau“ zu folgen und in den Verfahren konsequent umzusetzen, denn nichts ist so CO_2-vermeidend und ressourcenschonend wie die Weiternutzung des Bestandes!

Literatur

[1] https://www.zeit.de/mobilitaet/2019-07/zugverkehr-deutsche-bahn-schienennetz-investitionen-bund.

[2] Naraniecki, H.; Marx, S.: Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken. In: Lohaus, L.; Haist, M.; Marx, S. (Hrsg.): Beiträge zur 7. DAfStb-Jahrestagung mit 60. Forschungskolloquium, 28.–29.10.2019 in Hannover, Hannover: Institutionelles Repositorium der Leibniz Universität Hannover, 2019, S. 103–118 – DOI: 10.15488/5532

[3] DB AG (Hrsg.): Richtlinie 804: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. Modul 804.800*: Inspektion von Ingenieurbauwerken; 1.2.2008

[4] https://www.b-tu.de/fakultaet6/forschung/dfg-schwerpunktprogramm-2255.

[5] Vertragsentwurf der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III (LuFV III) zwischen der Bundesrepublik Deutschland und den Eisenbahninfrastrukturunternehmen der Deutschen Bahn AG sowie der Deutschen Bahn AG vom 05.12.2019. online: https://www.eba.bund.de/DE/Themen/Finanzierung/LuFV/lufv_node.html

[6] Schacht, G.; Piehler, J.; Müller, J. Z. A.; Marx, S.: Belastungsversuche an der historischen Gewölbebrücke über die Aller bei Verden. Bautechnik 94 (2017) 2, S. 125–130

[7] Schacht, G.; Schwinge, E.; Krontal, L.; Hahn, O.; Marx, S.: Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Bauwerksgeschichte, Zustandsentwicklung und Monitoring. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018, Berlin: Ernst & Sohn, S. 75–90

[8] Schacht, G.; Müller, L.; Meichsner, E.; Marx, S.: Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Planung und Vorbereitung der experimentellen Untersuchungen In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018, Berlin: Ernst & Sohn, S. 91–109

[9] Pflugfelder, J.: Im Wandel: Korrosionsschutz für Eisenbahnbrücken aus Stahl. Stahlbau 88 (2019) 2, S. 128–135

[10] Fischer, M.; Lorenz, W.: Stahlbau unter Denkmalschutz – Grundinstandsetzung von Viadukt und Bahnhöfen der Hochbahnlinie U2 in Berlin-Prenzlauer Berg. Stahlbau 80 (2011) 6, S. 419–427

[11] Steffens, N.; Geißler, K.; Stein, R.: Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband des 8. Symposiums Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB), 24.8.2015 an der TU Dresden, erschienen in: Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau kid, Heft 40, 2015, S. 135–145 – https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB/6-10#section-3

[12] https://www.zeit.de/mobilitaet/2014-08/bahn-bruecken-sanierung-karte

[13] DB AG: Ril 800.0130: Netzinfrastruktur Technik entwerfen. Modul 800.130: Streckenquerschnitte auf Erdkörpern. Anlage A01: Eckpunkte des Lichtraumprofils GC und der Grenzlinie. Februar 1997

[14] Arbeitshilfe zum Umgang mit historischen Eisenbahnbrücken. Marx Krontal Partner, 2020 – Download: https://www.marxkrontal.com/de/veroeffentlichungen.html

[15] DB AG (Hrsg.): Ril 805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. 1.1.1997

Anmerkung: Alle Internetquellen wurden am 2.1.2020 geprüft.

Brücken-projekte sicher und effizient planen und ausführen



Mammoet Deutschland bearbeitet seit mehr als 25 Jahren erfolgreich komplexe Brückenprojekte in ganz Deutschland. Mit unserer Expertise gewährleisten wir eine sichere und effiziente Ausführung sowie die Minimierung von Störungen im Umfeld.

Komplettleistungen und Lösungen aus einer Hand:

- Engineering und Machbarkeitsstudien
- Kran- und Transporttechnik
- Koordinierte Durchführungsplanung aller Gewerke
- Montage- und Hebeleistungen
- Schwertransporte innerhalb der Baustelle
- Erstellung und Ausführung von Logistik-konzepten
- Transport auf öffentlichen Straßen und Wasserwegen
- Umschlag Land/Wasser
- Anpassungs- sowie Ertüchtigungsarbeiten

Sie benötigen Unterstützung in Ihren Projekten?

Sprechen Sie mit unserem spezialisierten Team bereits frühzeitig in der Planungsphase und sorgen Sie somit für eine effizientere, sichere und pünktliche Ausführung. Wir freuen uns darauf!

Mammoet Deutschland GmbH
Am Haupttor / Bau 3737, 06237 Leuna
sales.leuna@mammoet.com
Kostenfreie Hotline: 0800-MAMMOET
www.mammoet.de

MAMMOET
SMARTER, SAFER, STRONGER

Arbeitsgemeinschaft Autobahngeschichte (AGAB) e. V.

Zwischen Spessart und der Rhön liegt ein Stück europäische Verkehrsgeschichte versteckt: Die knapp 70 km lange „Strecke 46".
Als historischer Vorläufer der heutigen Rhönautobahn A7 hatte sie als Nord-Süd Verbindung schon zu Beginn des Autobahnbaus eine herausragende Funktion. Der Autobahntorso wurde in den Jahren 1937-1940 errichtet. Heute sind noch 47 ausgeführte Bauwerke sowie deutlich erkennbare Trassenbereiche sichtbar. Die Bauwerke bilden Deutschland längste historische Autobahnruine.
Wegen ihres einmaligen Zustandes als Technikdenkmal aus der Anfangszeit des Autobahnbaus wurde die Autobahn im Jahre 2003 mit tatkräftiger Hilfe unseres Vereins unter Denkmalschutz gestellt.
Die erstmalige historische Aufarbeitung der „Strecke 46" führte im Jahre 1999 zur Gründung der „Arbeitsgemeinschaft Autobahngeschichte" kurz „AGAB" und mündete in eine vielbeachtete Buchveröffentlichung.



Autobahnmeisterei Erkner
Autobahngeschichte Sammlung



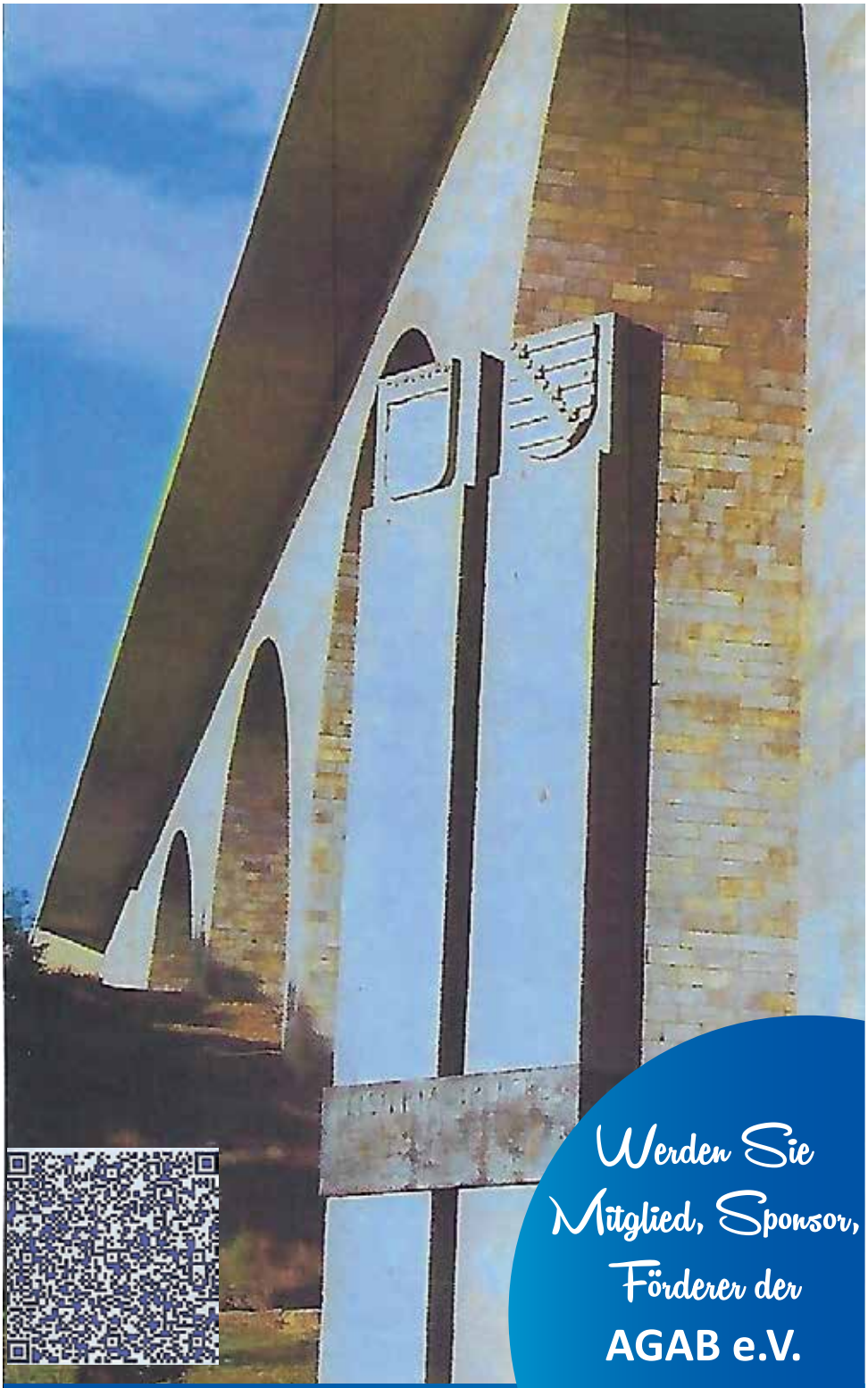
Besichtigung des Sammlung nach Absprache:
Tel. 0152 02647761, Fax: 03212 3873303
info@autobahnmeisterei-erkner.de
Post: Autobahnmeisterei Erkner
An der Autobahn 1, 15537 Erkner



Die AGAB e.V., als gemeinnütziger Verein, hat es sich zur Aufgabe gemacht, die Geschichte des Verkehrsweges Autobahn aufzuarbeiten und zu dokumentieren. Dazu entfalten unsere Mitglieder vielfältige Aktivitäten:

- bundesweite Treffen
- Veranstaltung fachkundiger Führungen
- Veröffentlichung von Forschungsergebnissen in Wort, Bild und Ton
- Einsatz für den Denkmalschutz
- Sammlung und Auswertung von historischen Dokumenten
- Spaß an der Autobahngeschichte

ARBEITSGEMEINSCHAFT
AUTOBAHNGESCHICHTE (AGAB) e.V.
Gemeinnütziger Verein
Eichendorfstraße 4, 97209 Veitshöchheim
www.autobahngeschichte.de
autobahngeschichte@t-online.de
kontakt@autobahngeschichte.de



Werden Sie Mitglied, Sponsor, Förderer der **AGAB e.V.**

Faszination Autobahn

85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium

Dipl.-Ing. Werner Buhl
Arbeitsgemeinschaft Autobahngeschichte (AGAB e.V.)

1 Allgemeine Betrachtungen zum Autobahnbrücken- und Autobahnbau

Der Autobahnbau in Deutschland ist keine Erfindung von Adolf Hitler. Die ersten Planungen für autobahnähnliche Straßen in Deutschland reichen bis ins Jahr 1909 zurück, in dem die Gründung der Gesellschaft Automobil-Verkehrs- und Übungsstraße (AVUS) erfolgte.

1912
Baubeginn der Renn- bzw. Teststrecke Charlottenburg–Wannsee mit zwei getrennten Fahrbahnen; 9,8 Kilometer lang. Bauverzögerung durch den 1. Weltkrieg.

1921
Einweihung der Strecke anlässlich der Automobilausstellung in Berlin am 24. und 25. September mit Eröffnungsrennen. Am 1. Oktober erfolgte die Freigabe für die Öffentlichkeit.

1924
Erstellung eines Fernstraßenplanes (Bild 1) durch den Deutschen Straßenbau Verband (DSV)

1925
Gründung der Studiengesellschaft für den Automobilstraßenbau (STUFA). Sie lehnt den Bau von reinen Autobahnen ab und will lediglich den Ausbau von vorhandenen Straßen.



Bild 1 Kraftwagenstraßennetz der STUVA von 1926 Foto: W. Buhl im Deutschen Straßenmuseum Germersheim

1926
Am 6. November erfolgt die Gründung des Vereins zur Vorbereitung der Autostraße Hansestädte–Frankfurt–Basel (HAFRABA) in der Geschlechterstube des Frankfurter Rathauses.

1929
Der Begriff Autobahn wird erstmals in den Sprachgebrauch aufgenommen, bisher wurde der Begriff Nurautostraße verwendet.

1932
Am 6. August erfolgt die Verkehrsfreigabe der ca. 20 Kilometer langen Kraftwagenstraße Köln–Bonn durch den Kölner Oberbürgermeister Dr. Konrad Adenauer. Diese Strecke gilt als erste Autobahnstrecke Deutschlands, da sie erstmals einen planfreien Knotenpunkt in Form eines halben Kleeblattes besaß.

2 Autobahnbrückenbau 1933 bis 1945

2.1 Chronologie des Autobahnbaus

11. Februar 1933
Erste Ankündigung von Adolf Hitler zum Autobahnbau auf der Automobilausstellung in Berlin.

1. Mai 1933
Ankündigung Adolf Hitlers zum Bau von 7.000 Kilometern „Nur-Kraftfahrzeug-Straßen". Die Autobahnplanung basierte vor allem auf Konzepten der HAFRABA und der MÜLEIBERL.

23. Mai 1933
Aus der HAFRABA wird die GEZUVOR-Gesellschaft (Gesellschaft zur Vorbereitung der Reichsautobahnen).

23. September 1933
Erster Spatenstich durch Adolf Hitler unter großem propagandistischem Aufwand bei Frankfurt am Main.

Mitte 1934
Es gibt bereits 15 Oberste Bauleitungen (Altona, Berlin, Breslau, Dresden, Essen, Frankfurt/Main,

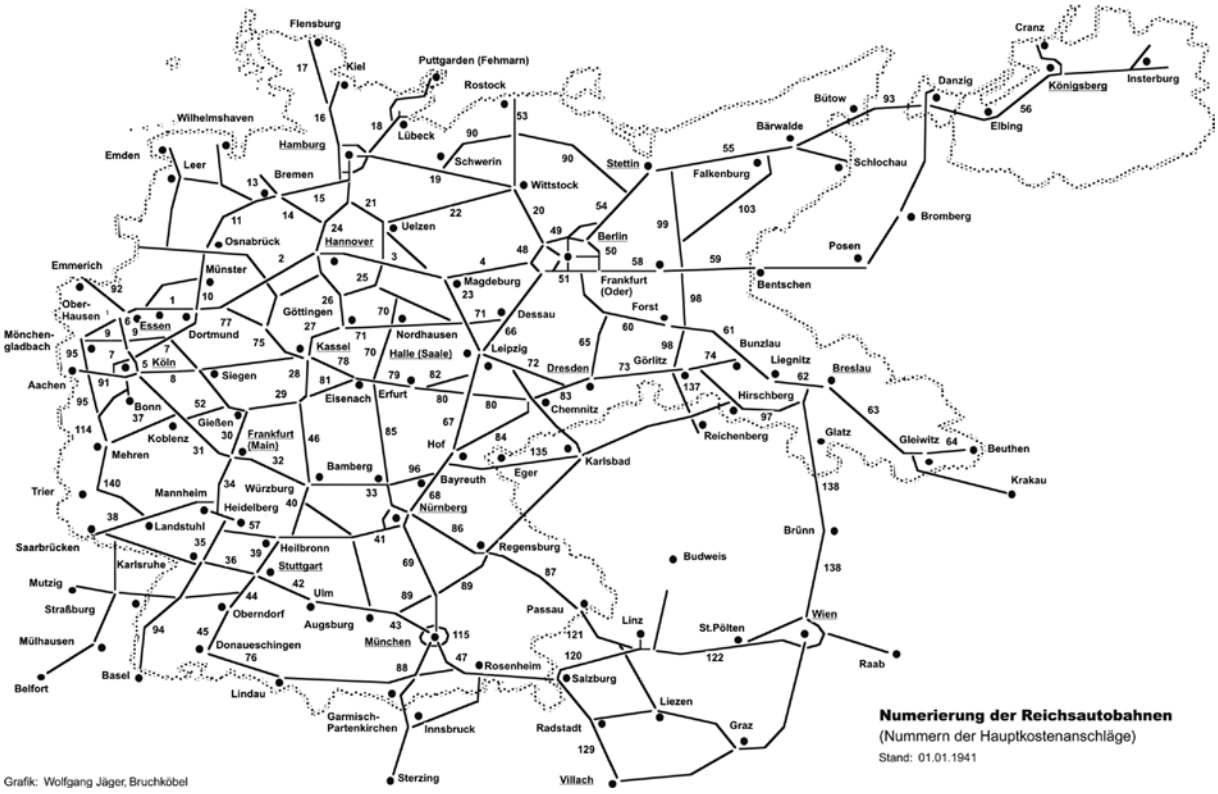


Bild 2 RAB-Streckennetz 1941 Grafik: Wolfgang Jäger, Bruchköbel

Halle, Hannover, Kassel, Köln, Königsberg, München, Nürnberg, Stettin, Stuttgart) mit 41 Bauabteilungen. Diese Standorte machen deutlich, dass der Bau wiederum aus propagandistischen Gründen an möglichst vielen Stellen über das gesamte Reich verteilt beginnen sollte.

19. Mai 1935
Verkehrsfreigabe des ersten Teilstücks der RAB zwischen Frankfurt/Main und Darmstadt mit zwei kleineren Brückenbauwerken, der Abschnitt bis Mannheim folgte am 3. Oktober mit mehreren kleinen Brückenbauwerken.

Mitte 1935
Vorlage eines Planes zum RAB-Netz mit Streckennummern. Dieser Plan wurde immer wieder ergänzt und in Teilbereichen geringfügig geändert (Bild 2) .

27. September 1936
Fertigstellung des 1000. Kilometers RAB, die mit großem propagandistischem Aufwand gefeiert wurde (Breslau–Liegnitz).

17. Dezember 1937
2.000 Kilometer RAB (Berlin Ostring) sind in Betrieb.

1937-1939
Bau der Strecke 46 durch die Rhön (ca. 70 Kilometer) mit 32 Bauwerken. Diese Strecke wurde nie weitergebaut, dafür die heutige A 7 in diesem Gebiet. Ein Teil der Strecke steht heute in Bayern unter Denkmalschutz.

15. Dezember 1938
3.000 Kilometer RAB (Berlin Südring) sind in Betrieb.

1. September 1939
Mit Beginn des 2. Weltkrieges wird die Berichterstattung über die Netzentwicklung der RAB eingestellt. Aus strategischen Gründen hat Fritz Todt ein Veröffentlichungsverbot neuer Teilstrecken erlassen.

Ende 1941/Anfang 1942
Einstellung der Bautätigkeit. Es wurden jedoch bis ins Jahr 1943 aus strategischen Gründen Verkehrsfreigaben verschiedener Teilstrecken (teilweise mit Provisorien) vorgenommen. Zu diesem Zeitpunkt waren 3.819,7 Kilometer RAB-Strecke mit ca. 9.000 Brücken in Betrieb. Weitere 3.000 Kilometer befanden sich in mehr oder weniger fortgeschrittenem Zustand.

1. Juli 1943
Inbetriebnahme der einbahnigen Teilstrecke Bad Hersfeld bis Eisenach mit provisorischen Umfahrungen für 4 nicht fertiggestellte Talbrücken. Damit gab es 3.892,8 Kilometer befahrbare RAB.

2.2 Bedeutende Architekten, Brückengestalter und Brückenbauingenieure von Reichsautobahnbrücken

2.2.1 Paul Bonatz (1877–1956)

Nachfolgend eine Aufstellung der Reichsautobahnbrücken, die Paul Bonatz mitgestaltet hat (die Zahlen in () geben jeweils die Streckennummer der Reichsautobahn an):

- Donaubrücke Leipheim im Zuge der Strecke Ulm–München (43)
- Autobahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg im Zuge der Strecke Berlin–Magdeburg (4)
- Saalebrücke bei Hirschberg im Zuge der Strecke Leipzig–Hof (67)
- Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf im Zuge der Strecke Stuttgart–Ulm (42)
- Waschmühltalbrücke und Lauterbachtalbrücke bei Kaiserslautern im Zuge der Strecke Saarbrücken–Mannheim (38)



Bild 3 Bau der Lahntalbrücke bei Limburg 1938
Foto: AGAB-Archiv



Bild 5 Rheinbrücke Köln Rodenkirchen 1959
Foto: AGAB-Archiv

- Kunstbauten des Autobahn-Albabstiegs im Zuge der Strecke Stuttgart–Ulm (42) am Drachensteiner Hang mit Drachenlochbrücke, Fischerhäuslebrücke und Himmelsleitenbrücke
- Autobahnbrücke über das Lahntal bei Limburg (Bild 3) im Zuge der Strecke Frankfurt–Köln (31)
- Teufelstalbrücke bei Hermsdorf (Bild 4) im Zuge der Strecke Chemnitz–Erfurt (80)



Bild 4:
Foto: AGAB-Archiv

- Elbebrücke Vockerode im Zuge der Strecke Berlin–Leipzig (66)
- Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen (Bild 5) im Zuge der Strecke Köln–Aachen (91)

2.2.2 Karl-Wilhelm Schaechterle (1879–1971)

Nachfolgend eine Aufstellung der Reichsautobahnbrücken, bei deren Planung und Ausführung Karl-Wilhelm Schaechterle mitgewirkt hat:

- Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf im Zuge der Strecke Stuttgart–Ulm (42)
- Bogenbrücke Thüringer Tor (Bild 6) mit Friedrich Tamms über die Strecke Leipzig–Hof (67) bei Eisenberg



Bild 6
Foto: AGAB-Archiv

- Saalebrücke Jena mit Friedrich Tamms im Zuge der Strecke Chemnitz–Erfurt (80)
- Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen (Bild 5) zusammen mit Paul Bonatz im Zuge der Strecke Köln–Aachen (91)
- Donaubrücke Leipheim im Zuge der Strecke Ulm–München (43)
- Talbrücke über die Franzosenschlucht bei Gruibingen im Zuge der Strecke Stuttgart–Ulm (42)

2.2.3 Friedrich Tamms (1904–1980)

Folgende Reichsautobahnbrücken hat Friedrich Tamms entworfen:

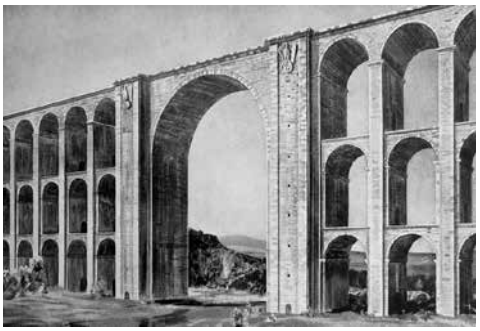




Bild 7 (links) Mühlenfließbrücke Rüdersdorf Foto: AGAB-Archiv
Bild 8 (Mitte) Entwurf Werratalbrücke Eisenach von Friedrich Tamms Foto: AGAB-Archiv
Bild 9 (rechts) Tor- bzw. Bärenbrücke am Berliner Ring Foto: AGAB-Archiv

- Saalebrücke Jena mit Karl-Wilhelm Schaechterle im Zuge der Strecke Chemnitz–Erfurt (80)
- Bogenbrücke Thüringer Tor (Bild 6) mit Karl-Wilhelm Schaechterle über die Strecke Leipzig–Hof (67) bei Eisenberg
- Mühlenfließbrücke Rüdersdorf (Bild 7) im Zuge des Berliner Rings (50)
- Ilmbrücke Mellingen im Zuge der Strecke Chemnitz–Erfurt (80)
- Werratalbrücke Eisenach (nur Entwurf, Bild 8) im Zuge der Strecke Kirchheim–Eisenach (81)
- Bärenbrücken (Torbauwerke, Bild 9) jeweils vor dem Berliner Ring (4, 66, 60, 58, 54)
- Autobahntankstelle im Zuge der Strecke Berlin–Frankfurt/Oder (58)
- Rheinbrücke im Zuge der Strecke Saarbrücken–Mannheim bei Frankenthal (38)
- Oderbrücke im Zuge der Strecke Frankfurt/Oder–Posen (59) bei Frankfurt (nur Planung)

2.2.4 Fritz Leonhard (1909–1999)

Nachfolgend eine Aufstellung von ihm geleiteter Brückenbaumaßnahmen und Planungen:

- Sulzbachtalbrücke im Zuge der Strecke Stuttgart–Ulm (42)
- Donaubrücke Leipheim im Zuge der Strecke Ulm–München (43)
- Rohrbachtalbrücke im Zuge der Strecke Karlsruhe–Stuttgart (36)
- Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen im Zuge der Strecke Kön–Aachen (91)
- Neckartalbrücke im Zuge der BAB A 81 bei Weitingen 1975 bis 1978
- Kochertalbrücke (Bild 10) im Zuge der BAB A 6 bei Geislingen 1976 bis 1979 (Beratung)

Die vorgenannten Architekten, Planer und Brückenbauingenieure haben in den 1930er Jahren den Autobahnbrückenbau stark geprägt und oftmals an einzelnen Brückenbauwerken in unterschiedlichen Funktionen gemeinsam



Bild 10 Kochertalbrücke Foto: Klaus Foehl, publiziert unter: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Kochertalbrücke02_2011-04-17.jpg, CC BY-SA 3.0

gewirkt. Diese Brückenbauwerke bestimmen heute noch maßgeblich das Bild der deutschen Autobahnen. Diese Personen waren maßgebende Brückenbauarchitekten und -ingenieure in der Reichsautobahngesellschaft, haben nach dem Zweiten Weltkrieg auch den Brückenbau in der BRD beeinflusst und sind dafür ausgezeichnet worden.

2.3 Auswahl von beispielgebenden Brückenbauvorhaben im Reichsautobahnnetz

2.3.1 Bogenbrücken aus Naturstein

Bezeichnung	Erbaut	RAB-Strecke (Nr.)	BAB
Lahntalbrücke (Bild 3)	1937–1939	Frankfurt–Köln (31)	3
Theißtalbrücke	1937–1939	Frankfurt–Köln (31)	3
Talbrücke Wommen	1938–1940	Eisenach–Kirchheim (81)	4
Werratalbrücke Eisenach (Bild 8)	Nur Entwurf	Eisenach–Kirchheim (81)	4
Karolinentalbrücke Eisenach	1938–1943	Eisenach–Kirchheim (81)	4
Ilmtalbrücke Mellingen	1936–1938	Chemnitz–Erfurt (80)	4
Saalebrücke Jena	1938–1941	Chemnitz–Erfurt (80)	4
Bahrmühlenviadukt (Bild 11) Chemnitz[1]	1868–1871	Dresden–Chemnitz (83)	4
Spreebrücke Bautzen	1938–1940	Dresden–Görlitz (73)	4
Rheinbrücke Frankenthal[2]	1938–1940	Mannheim–Saarbrücken (38)	6
Waschmühltalbrücke	1935–1937	Mannheim–Saarbrücken (38)	6
Fischerhäuslebrücke	1935–1937	Stuttgart–Ulm (42)	8
Saalebrücke Hirschberg	1934–1936	Leipzig–Hof (67)	9
Holledaubrücke	1937–1939	Nürnberg–München (69)	9
Saalebrücke Hof	1937–1940	Chemnitz–Hof (84)	72
Elstertalbrücke Pirk (Bild 12)[3]	1939–1941	Chemnitz–Hof (84)	72
Friesenbachtalbrücke[4]	1937–1939	Chemnitz–Hof (84)	72
Triebtalbrücke Pöhl	1937–1939	Chemnitz–Hof (84)	72
Göltzschtalbrücke Weißensand	1937–1939	Chemnitz–Hof (84)	72

Einige der aufgelisteten Brücken weisen Besonderheiten auf:

[1)] Das Bahrmühlenviadukt ist keine Autobahnbrücke, sondern ein Eisenbahnbauwerk über die RAB-Strecke Dresden–Chemnitz, bei dem für die Verbreiterung der BAB A 4 nach der Wiedervereinigung zwei Pfeiler abgefangen werden mussten.

[2)] Der Bau der Rheinbrücke Frankenthal wurde 1940 nach schwerem Unfall eingestellt, Bogenbrücke nur in den Vorlandbereichen.

[3)] Die Elstertalbrücke Pirk blieb von 1941 bis 1990 unvollendet als Brückentorso (Natursteinbögen fertiggestellt).

[4)] Die Friesenbachtalbrücke wurde nur für die Richtungsfahrbahn (Rifa) Chemnitz–Hof fertiggestellt.



Bild 11 Bahrmühlenviadukt über die BAB A 4 bei Chemnitz Foto: DEGES



Bild 12 Elstertalbrücke Pirk 1981 Foto: AGAB-Archiv

2.3.2 Brücken mit Blechträger- und Stahlüberbau

Bezeichnung	Erbaut	RAB-Strecke (Nr.)	BAB
Elbebrücke Hohenwarthe	1934–1937	Berlin–Magdeburg (4)	2
Rheinbrücke Rodenkirchen (Bild 5)[1]	1938–1941	Köln–Aachen (91)	4
Hörseltalbrücke Sättelstädt	1934–1936	Erfurt–Eisenach (79)	4
Zeitzgrundbrücke Stadtroda	1934–1936	Chemnitz–Erfurt (80)	4
Elsterbrücke Gera	1934–1936	Chemnitz–Erfurt (80)	4
Pleißetalbrücke Crimmitschau	1934–1936	Chemnitz–Erfurt (80)	4
Muldebrücke Siebenlehn	1935–1936	Dresden–Chemnitz (83)	4
Elbebrücke Dresden	1934–1935	Dresden–Chemnitz (83)	4
Unionbrücke Dresden	1934–1935	Dresden–Chemnitz (83)	4
Rheinbrücke Frankenthal[2]	1938–1940	Mannheim–Saarbrücken (38)	6
Werratalbrücke Hannover-Münden	1934–1937	Hannover–Kassel (27)	7
Sulzbachtalbrücke Denkendorf	1934–1936	Stuttgart–Ulm (42)	8
Mangfallbrücke Weyarn (Bild 13)	1934–1936	München–Salzburg (47)	8
Talbrücke Bergen	1934–1937	München–Salzburg (47)	8
Atzlbachtalbrücke Neunkirchen	1935–1937	München–Salzburg (47)	8
Loithalbrücke Neunkirchen	1935–1937	München–Salzburg (47)	8
Elbebrücke Vockerode	1937–1938	Berlin–Leipzig (66)	9
Talbrücke Tautendorf	1935–1937	Leipzig–Hof (67)	9
Mühlenfließbrücke Rüdersdorf (Bild 7)	1935–1936	Berliner Ring (50)	10
Kalkgrabenbrücke Rüdersdorf	1935–1936	Berliner Ring (50)	10
Havelbrücke Werder	1936–1940	Berliner Ring (48)	10
Dehmseebrücke bei Fürstenwalde	1935–1937	Berlin–Frankfurt/Oder (58)	12
Muldebrücke Wilkau-Haßlau[3]	1938–1940	Chemnitz–Hof (84)	72

Einige der aufgelisteten Brücken weisen Besonderheiten auf:

1) Bau der Rheinbrücke Rodenkirchen wurde nach schwerem Unfall 1940 eingestellt, Stahlüberbau nur für die zwei Flussfelder.

2) Die Rheinbrücke Frankenthal ist die einzige Hängebrücke im deutschen Autobahnnetz.

3) Die Muldebrücke war mit 671 Meter Länge bis 2005 die längste Autobahnbrücke Sachsens.

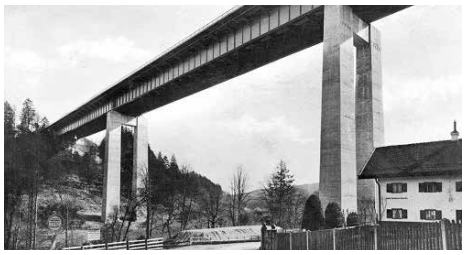


Bild 13 Mangfallbrücke Foto: AGAB-Archiv

2.3.3 Eisenbetonbrücken

Bezeichnung	Erbaut	RAB-Strecke (Nr.)	BAB
Torbrücken/Bärenbrücken (Bild 9)	1935–1937	Berliner Ring (4, 54, 58, 60, 66)	2, 9, 11, 12, 13
Saubachtalbrücke Wilsdruff	1934–1936	Dresden–Chemnitz (83)	4
Teufelstalbrücke Hermsdorf (Bild 4)	1936–1938	Chemnitz–Erfurt (84)	4
Podelsatzbrücke Stadtroda	1936–1938	Chemnitz–Erfurt (84)	4
Rohrbachtalbrücke (Bild 14)	1936–1938	Stuttgart–Karlsruhe (36)	8
Drachenlochbrücke	1936–1937	Stuttgart–Ulm (42)	8
Donaubrücke Leipheim	1934–1937	Stuttgart–Ulm (42)	8
Saalachbrücke Bad Reichenhall (Bild 15)	1938–1941	München–Salzburg (47)	8
Talbrücke Culitzsch	1937–1939	Chemnitz–Hof (84)	72





Bild 14 (links) Rohrbachtalbrücke bei Leonberg-Eltingen 1936
Foto: AGAB-Archiv

Bild 15 (rechts) Saalachbrücke bei Bad Reichenhall
Foto: AGAB-Archiv

3 Autobahnbrückenbau in der BRD bis 1990

Von 1945 bis 1950 wurden in beiden Teilen Deutschlands die schlimmsten Folgen des Krieges im Autobahnnetz beseitigt. Auf dem Gebiet der BRD standen 1950 2.175 Kilometer Autobahn dem Verkehr zur Verfügung. Infolge der enormen Zunahme des Kraftfahrzeugverkehrs in der BRD wurde der Weiterbau der Autobahnen immer dringlicher. 1955 begannen die Arbeiten für den Bau weiterer Autobahnen, nachdem Anfang der fünfziger Jahre die Planungsgrundlagen dafür geschaffen wurden. Mit einem ersten Vierjahresprogramm konnten von 1958 bis 1962 1.990 Kilometer Autobahn mit einem Investitionsaufwand von 5,5 Milliarden DM neu gebaut werden.

Mit weiteren Vier- und Fünf-Jahresplänen für den Autobahnausbau musste bis 1985 dem stark gestiegenen Verkehrsaufkommen Rechnung getragen werden. Dabei spielte u. a. das Gesetz über den Ausbau der Bundesfernstraßen in den Jahren 1971–1985 vom 30. Juni 1971 eine entscheidende Rolle.

Im Jahr 1975 erfolgte die Einführung des heutigen Nummernsystems für die Bundesautobahnen. Bundesautobahnen mit einstelliger Nummer sind von bundesweiter oder grenzüberschreitender Bedeutung. Bundesautobahnen mit zweistelligen Nummern sind von übergeordneter regionaler Bedeutung und Bundesautobahnen mit dreistelliger Nummer sind in der Regel von regionaler oder städtischer Bedeutung. Hier handelt es sich häufig um Umfahrungen oder Zubringer.

In der Regel verlaufen Autobahnen mit geraden Endziffern in Ost-West-Richtung und die mit ungerader Endziffer in Nord-Süd-Richtung. Die BAB 14 bildet eine Ausnahme. Die meisten Autobahnen haben in ihrer Zusatzbezeichnung oftmals einen regionalen Bezug, wie die BAB 72 als Vogtlandautobahn, die BAB 45 als Sauerlandlinie oder die BAB 20 als Ostseeautobahn nach der Wiedervereinigung.

Ein vierter Fünfjahrplan wurde 1986 beschlossen, mit dem das Autobahnnetz in der BRD auf 8.913 Kilometer erweitert wurde, darunter u. a. die folgenden Neubaustrecken:

- BAB 45 (Sauerlandlinie), wegen der vielen Großbrücken als „Königin der Autobahnen“

bezeichnet; sie hat eine Länge von 257 Kilometern mit 73 Brücken, davon 62 Großbrücken,

- BAB 44 zwischen Kassel und Dortmund mit vielen Talbrücken,
- BAB 1 zwischen Kamener Kreuz (BAB 2) und Bremen,
- BAB 7 zwischen Fulda und Heilbronn mit vielen großen Talbrücken,
- BAB 93 zwischen Nürnberg und Regensburg.

Beim Autobahnbrückenbau in der BRD wurde eine sehr große Anzahl von sehr langen, teilweise sehr hohen Stahl- und vor allem Spannbetonbrücken errichtet. Eine Auflistung aller Großbrücken über 100 Meter Länge würde den Rahmen dieses Vortrages sprengen. Erwähnt werden soll beispielgebend die Kochertalbrücke (Bild 10) bei Geislingen im Zuge der BAB 6 zwischen Nürnberg und Heilbronn. Die Kochertalbrücke ist mit einer Höhe von 185 Metern die höchste Talbrücke Deutschlands und war gleichzeitig die höchste Balkenbrücke weltweit zum damaligen Zeitpunkt. Diese Brücke wurde mit einer Länge von 1.128 Metern und einer Breite von 31 Metern in den Jahren 1976–1979 errichtet und am 18.12.1979 für den Verkehr freigegeben. Der Überbau besteht aus einem einzelligen Spannbeton-Hohlkasten mit nachträglich anbetonierten Kragarmen. Seit Juli 2013 erfolgte eine Sanierung und Verstärkung, um zukünftig je Richtungsfahrbahn (RF) drei Fahrspuren überführen zu können. Die Sanierung wurde 2016 abgeschlossen und mit dem Deutschen Brückenbaupreis 2016 in der Kategorie Straßen- und Eisenbahnbrücken gewürdigt.

Auch die derzeit längste Autobahnbrücke in Deutschland wurde in diesen Jahren gebaut. Es ist die 4.258 Meter lange Hochstraße Elbmarsch im Zuge der BAB A 7 über einen Teilbereich des Hamburger Hafens.

4 Autobahnbrückenbau in der DDR bis 1990

Der Anteil der von der DDR im Rahmen des Autobahnbaus neu errichteten Großbrücken ist dabei sehr überschaubar:

- Teilerneuerung von kriegszerstörten Autobahn-Großbrücken (z. B. Saalebrücke Jena, Saalebrücke Hirschberg, Elbebrücke Vockerode, Mühlenfließbrücke Rüdersdorf, Kalkgrabenbrücke Rüdersdorf, Spreebrücke Bautzen),
- Neubau der Oderbrücke Frankfurt (südliche Richtungsfahrbahn) im Zuge der Autobahn Berlin–Frankfurt/Oder (heute BAB 12) von 1953 bis 1957 als Stahlbetonbogenbrücke mit einer Länge von 581,2 Metern,
- Ersatzbau der südlichen Richtungsfahrbahn der Saubachtalbrücke Wilsdruff im Zuge der Autobahn Eisenach–Dresden (heute BAB 4) 1953 bis 1955,
- Neubau der Brücke über die Mulde (Bild 16) im Zuge der Autobahn Dresden–Leipzig (heute BAB 14) von 1969 bis 1971,
- Neubau der Brücke über den Petersdorfer See (Bild 17) im Zuge der Autobahn Berlin–Rostock (heute BAB 24) von 1970 bis 1976,
- Ersatzbau der nördlichen Richtungsfahrbahn der Saubachtalbrücke der Autobahn Eisenach–Dresden (heute BAB 4) von 1972 bis 1976,
- Ersatzbau der Brücke über die Spree bei Bautzen im Zuge der Autobahn Dresden–Görlitz (heute BAB 4) von 1973 bis 1977,
- Neubau der Brücke über die Bahnanlagen in Pankow-Heinersorf im Zuge der Autobahn Berlin Prenzlauer Berg–Berliner Ring (heute BAB 114) von 1978 bis 1982.



Bild 16 Bau der Muldebrücke Grimma
Foto: Autobahnbaukombinat (ABK)



Bild 17 Bau der Brücke über den Petersdorfer See
Foto: Autobahnbaukombinat (ABK)

Der wesentliche Autobahnbrückenbau in der DDR bestand aus Fertigteilbrücken mit Stützen, Riegeln und Spannbetonträgern. In dieser Bauweise wurden ca. 800 Bauwerke errichtet. Diese Fertigteile wurden alle im Betonwerk Elster/Elbe zentral für die gesamte DDR hergestellt. Ein weiterer, weitaus geringerer Teil der Autobahnbrücken waren Brücken mit einem Stahlverbund-Überbau. Diese Bauwerke wurden vorwiegend bei Überführungsbauwerken an Autobahnanschlussstellen eingesetzt. Die Fertigteilplatten für diese Verbundbauwerke wurden auch in Elster/Elbe hergestellt und an die jeweilige Einbaustelle per Eisenbahn und Schwerlastfahrzeug transportiert. In geringer Anzahl kamen Ortbetonbauwerke (Stahlbeton- und Spannbetonbrücken) und Stahlbrücken für die Autobahnbrücken zur Anwendung.

5 Autobahnbrückenbau in Deutschland nach 1990

5.1 Allgemeines

Unmittelbar nach der Wiedervereinigung war es erforderlich, erste Planungsschritte zum Ausbau der Verkehrsbeziehungen zwischen den alten und neuen Bundesländern voranzutreiben.

In den Jahren 1990/1991 entstand der Plan, mit 17 Verkehrsprojekten Deutsche Einheit (VDE-Projekte) die Verkehrsbeziehungen schnell und effektiv zu verbessern. Sieben dieser Projekte waren für den Neu- und Ausbau von Autobahnstrecken bestimmt. Diese Projekte wurden gleichzeitig ein wichtiger Bestandteil des Bundesverkehrswegeplanes 1992.

Dabei umfassen die VDE-Projekte Nr. 10, 13, 14 und 16 Autobahn-Neubaustrecken und die Projekte Nr. 11 und 12 Autobahn-Ausbaustrecken mit einer Erweiterung auf sechs Fahrspuren. Das Projekt Nr. 15 umfasst sowohl Neubauabschnitte (BAB 44 und Abschnitt Bautzen–Landesgrenze Polen) als auch Ausbauabschnitte (BAB 4).

VDE-Nr.	BAB	Strecke	Länge
10	A 20	Lübeck–Stettin (AK Uckermark)	314 km
11	A 2/A 10	Hannover–Berlin/Berliner Ring	322 km
12	A 9	Nürnberg–Berlin	370,5 km
13	A 38/A 143	Göttingen–Halle	202 km
14	A 14	Magdeburg–Halle	93,9 km
15	A 4/A 44	Eisenach–Görlitz, Eisenach–Kassel	436,3 km
16	A 71/A 73	Erfurt–Schweinfurt/Suhl–Lichtenfels	221,8 km

Von den insgesamt geplanten 1.950 Kilometern Autobahnstrecke im Rahmen der VDE-Projekte betreut die DEGES ca. 1.150 Kilometer, davon 750 Kilometer Neubau und ca. 450 Kilometer Erweiterung/Ausbau bestehender Strecken. Ca. 800 Kilometer der VDE-Projekte werden von den Auftragsverwaltungen der neuen Bundesländer bzw. von Bayern (Abschnitte der BAB 71 und BAB 73 in Bayern), Niedersachsen (Teil der BAB 38 in Niedersachsen) und Schleswig-Holstein (westlicher Abschnitt der BAB 20) betreut.

Der Autobahn-Brückenbau wurde nach der Wiedervereinigung revolutioniert. Dabei hat die DEGES mit ihren Mitarbeitern und den beauftragten Planungsbüros einen entscheidenden Beitrag geleistet, so unter anderem bei der Realisierung der Thüringer-Wald-Autobahn in den Jahren 1996 bis 2015 und der BAB A 17 zwischen Dresden und der Landesgrenze zu Tschechien.

5.2 Gründung der DEGES

Am 7. Oktober 1991 wurde die DEGES (Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH) gegründet. Sie war als gemeinsame Ressource für die Auftragsverwaltung der fünf neuen Bundesländer gedacht und ging aus der Rhein-Main-Donau AG (RMD) hervor.

Gesellschafter der DEGES waren:

- Bundesrepublik Deutschland: 25 %,
- Rhein-Main-Donau AG: 25 %,
- Neue Bundesländer: je 10 %.

Die RMD schied 1994 als Gesellschafter aus, damit hielt die Bundesrepublik 50 Prozent der Anteile. In der Zwischenzeit sind fast alle alten Bundesländer der DEGES als Gesellschafter beigetreten. Die DEGES verantwortet dabei eine Vielzahl von Brückenbauten (vor allem Ersatzneubauten) bei der Erweiterung und dem Neubau von Autobahnstrecken (z. B. der BAB A 44 zw. Kassel und Wommen).

Bis Ende 1994 war ein Drittel aller Planfeststellungsverfahren eingeleitet und für mehrere Dutzend Einzelbaumaßnah-

men (Brücken, Anschlussstellen, Streckenlose) die Bauvorbereitung abgeschlossen. Im zweiten Halbjahr 1994 begannen die Ausschreibungen für die einzelnen Projekte. Ein herausragendes Projekt war dabei u. a. die Unterfangung des Bahrmühlenviaduktes (Bild 11) bei Chemnitz über die BAB A 4 im Zeitraum 1999 bis 2003. Als weitere herausragende Projekte mit unzähligen großen Brückenbauten seien der Neubau der BAB A 17 (Dresden–Prag), der BAB A 20 (Lübeck–AK Uckermark) und die BAB A 71/73 (Thüringer-Wald-Autobahn) genannt.

5.3 Beispiel BAB 20 – Ostseeautobahn mit den großen Talbrücken

Der Bau der BAB 20 von Lübeck bis zum Kreuz Uckermark stellt mit 314 Kilometern Länge den längsten Autobahnneubau in Deutschland seit 1945 dar. Baubeginn war im Dezember 1992 am AK Wismar mit einigen Talbrücken. Die feierliche Verkehrsfreigabe erfolgte am 18.11.2005.

Großbrücken der BAB 20	Länge
Talbrücke Wagenitz	294 m
Talbrücke Radegast	435 m
Talbrücke Poischower Mühlenbach	318 m
Talbrücke Wallensteingraben	264 m
Talbrücke Rosenthal	220 m
Talbrücke Triwalk	395 m
Warnowbrücke	930 m
Recknitztalbrücke	720 m
Trebeltalbrücke	530 m
Peenebrücke Jarmen	1.110 m
Brücke Großer Landgraben	530 m
Brücke Kleiner Landgraben	306 m
Ueckertalbrücke	1.190 m

Alle diese Brücken werden als Talbrücken bezeichnet, weisen aber aufgrund der Topografie im Norden nur geringe Höhen über Gelände auf. Die Gründung aller Brücken erfolgte aufgrund der geologischen Verhältnisse vorwiegend mit Bohrpfahlgründungen. Die Überbauten sind vorwiegend Spannbetonüberbauten (außer Peenebrücke Jarmen, die einen Stahlverbundüberbau hat) und wurden entweder im Taktschieben oder auf Lehrgerüst hergestellt.

5.4 Beispiel BAB A 71/A 73 mit den großen Talbrücken

Brücken der BAB A 71	Länge	Höhe
Talbrücke Wilde Gera	252 m	110 m
Talbrücke Altwipfergrund	280 m	35 m
Wipfratalbrücke	176 m	15 m
Talbrücke Streichgrund	450 m	28 m
Talbrücke Reichenbach	1.000 m	60 m
Talbrücke Zahme Gera	520 m	63 m
Talbrücke Schwarzbachtal	352 m	71 m
Talbrücke Steinatal	445 m	20 m
Talbrücke Albrechtsgraben	770 m	80 m
Talbrücke Seßlestal	320 m	53 m
Talbrücke Schafstallgrund	525 m	61 m
Talbrücke Streitschlag	256 m	33 m
Talbrücke Schwarza	675 m	68 m
Talbrücke Rotes Tal	406 m	19 m
Talbrücke Schindgraben	464 m	55 m
Talbrücke Judental	456 m	45 m
Talbrücke Haseltal	724 m	22 m
Talbrücke Werratal	1.194 m	34 m

Die Talbrücke Wilde Gera ist mit 252 Metern Bogenspannweite und 110 Metern Höhe die größte Bogenbrücke Europas und hat 2006 den Deutschen Brückenbaupreis in der Kategorie Straßen- und Eisenbahnbrücken erhalten. Die Talbrücke Altwipfergrund ist eine Neuheit im deutschen Brückenbau. Der Überbau wurde als Kastenquerschnitt ausgeführt, bei dem die Fahrbahn- und die Bodenplatte aus Stahlbeton und die Stege aus Trapezblech bestehen.

Brücken der BAB A 73 von Autobahndreieck Suhl bis Landesgrenze Thüringen/Bayern	Länge	Höhe
Talbrücke Haseltal	845 m	82 m
Talbrücke Wiesental	252 m	40 m
Talbrücke Langer Grund	372 m	65 m
Talbrücke Wallersbach	555 m	60 m
Talbrücke Dambachtal	370 m	65 m
Talbrücke Leuketal	218 m	35 m
Talbrücke Silbachtal	335 m	45 m
Talbrücke Ochsengrund	188 m	34 m
Talbrücke Feuchter Grund	147 m	25 m
Talbrücke Sankt Kilian	448 m	33 m
Talbrücke Nahe	435 m	30 m
Talbrücke Schleuse	680 m	40 m
Talbrücke Wiedersbach	178 m	24 m
Talbrücke Brünn	696 m	30 m
Talbrücke Sulzebach	268 m	25 m
Talbrücke Waisa	237 m	25 m
Talbrücke Werra	432 m	30 m

5.5 ÖPP-Projekte

Mit dem 1994 in Kraft getretenen „Gesetz über den Bau und die Finanzierung von Bundesfernstraßen durch Private“ begann ein neues Kapitel für die Betreibermodelle (ÖPP: öffentlich-private Partnerschaft). Damit sollte dem erheblich gestiegenen Investitionsbedarf Rechnung getragen werden.

Nach einer langen Planungs- und Diskussionsphase mit vielen Problemen kam 2005 eine erste Staffel von ÖPP-Projekten mit verschiedenen Modellen (A, V, F) auf den Markt. Des Weiteren kam es im Juni 2005 zur Verabschiedung des ÖPP-Beschleunigungsgesetzes im Bundesrat, mit dem vier Vorhaben beschlossen wurden, so unter anderem die Hörselbergumfahrung im Zuge der BAB A 4, wo es u. a. zum Neubau von drei großen Talbrücken kam (Böbertalbrücke mit 200 Meter Länge, Nessetalbrücke (Bild 18) mit 416 Meter Länge und Hörseltalbrücke mit 422 Meter Länge).



Bild 18 Bau der Nessetalbrücke bei Eisenach, Mai 2009 Foto: EUROVIA

Ab 2009 gab es eine zweite Staffel von ÖPP-Projekten (6 Projekte), bei denen vorwiegend bestehende Autobahnbrücken erneuert bzw. verbreitert wurden. Weitere ÖPP-Projekte einer neuen Generation sind geplant, u. a.:

- BAB 8 AS Rosenheim–Landesgrenze Deutschland/Österreich mit Ersatzbauten mehrerer großer Talbrücken,
- BAB 20 Bad Bramstedt bis zur BAB 28 mit Elbquerung nördlich von Hamburg.

6 Autobahnbrückenbau und das Dresdner Brückenbausymposium (DBBS)

Bei den bisher stattgefundenen 29 Dresdner Brückenbausymposien gab es insgesamt 351 Einzelbeiträge zu Themen des Brückenbaus. Davon befassten sich 59 Beiträge mit dem Autobahnbrückenbau, das sind 16,8 Prozent. Des Weiteren gab es im Rahmen der jeweils einführenden Beiträge von Prof. Stritzke vom 1. bis zum 21. DBBS unzählige aufgeführte Beispiele aus dem Autobahnbrückenbau. Das gleiche erfolgte ab dem 22. Symposium bei der abschließenden Betrachtung „Chronik des Brückenbaus“ im Tagungsband. Diese Zahlen dokumentieren die Bedeutung des Autobahnbrückenbaus innerhalb des gesamten Ingenieurbrückenbaus in Deutschland. Dabei ist zu beachten, dass bisher zwei Autobahnbrücken einen Deutschen Brückenbaupreis erhalten haben.

Beiträge bei den Dresdner Brückenbausymposien 1–29 zum Autobahnbrückenbau

1. DBBS 21.02.1991	Erfahrungen und Aufgaben bei der Rekonstruktion von Autobahnbrücken	Dipl.-Ing. H. Wernicke
2. DBBS 19.03.1992	Sanierung und Ausbau der Eistertalbrücke Pirk im Zuge der BAB A 72	Dipl.-Ing. Cordes
3. DBBS 18.03.1993	Planungsarbeiten für die Autobahnbrücke über die Oder bei Frankfurt (Neubau der Rifa Warschau–Berlin und Instandsetzung der Rifa Berlin–Warschau) im Zuge der BAB A 12	Dipl.-Ing. Erich Fiedler
4. DBBS 10.03.1994	Erfahrungen bei der Bauüberwachung der Autobahnbrücke Nahmitz (BAB A 2)	Dipl.-Ing. Kurt Fleischer
	Entwurf und Bauausführung einer Talbrücke in Stahlverbundbauweise unter teilweiser Verwendung der vorhandenen Gründung (Pörstentalbrücke im Zuge der BAB A 9)	Dipl.-Ing. Erich Fiedler
5. DBBS 16.03.1995	Verbreiterung einer Bogenreihenbrücke im Zuge der BAB A 4 bei Hainichen	Dr.-Ing. Eckhart Thürmer
	Ermittlung der Spannungen aus Abfluss der Hydratationswärme am Beispiel der Saalebrücke Rudolphstein im Zuge der BAB A 9	Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
6. DBBS 14.03.1996	Entwurf und Ausführung der Autobahnbrücke Siebenlehn (BAB A 4)	Dipl.-Ing. Wolfgang Eilzer
	Moderner Großbrückenbau am Beispiel der Spreetalbrücke Bautzen (BAB A 4)	Dr.-Ing. Christian Schliephake
	Die Ermittlung der Beanspruchung durch Schiffsanprall am Beispiel der Mainbrücke Retzbach-Zellingen und der Autobahnbrücke über die Elbe in Dresden im Zuge der BAB A 4	Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
7. DBBS 13.03.1997	Gestaltungskonzept für die Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 14 von Magdeburg nach Halle	Dipl.-Ing. Winfried Glitsch
	„Tor nach Dresden“ – Entwurf und Ausführung eines Überführungsbauwerkes im tiefen Einschnitt (BAB A 4)	Dipl.-Ing. Gundolf Denzer, Dipl.-Ing. Wolfgang Eilzer
	BAB A 4 Eisenach–Dresden – Neubau der Ilmbrücke Mellingen und Instandsetzung des vorhandenen Bauwerks	Dipl.-Ing. Peter Scherf

	BAB A 9 bei Dessau – eine Taktschiebebrücke mit externer Vorspannung, Entwurf, Ausschreibung und Vergabe	Dipl.-Ing. H.-J. Selchow
8. DBBS 12.03.1998	Die neue Teufelstalbrücke im Zuge der BAB A 4	Dipl.-Ing. Ingo Sauer
	Elbebrücke Vockerode im Zuge der BAB A 9	Dipl.-Ing. H.-J. Selchow
	Planung der Unterfangungsarbeiten des Eisenbahnviaduktes über die BAB A 4 bei Chemnitz (Bahrmühlenviadukt)	Dipl.-Ing. Karl-Heinz Reintjes
9. DBBS 11.03.1999	Querverschub von Großbrücken am Beispiel der Brücke Siebenlehn und der Elbebrücke Dresden im Zuge der BAB A 4	Dipl.-Ing. Karl-Heinz Reintjes, Dipl.-Ing. Fritz Tiarks
10. DBBS 16.03.2000	Brücken im Zuge der Kammquerung der BAB A 71	Dipl.-Ing. Gundolf Denzer
	Bogenfreivorbau der Brücke über die Wilde Gera im Zuge der BAB A 71	Dr. Roland von Wölfel
11. DBBS 13.03.2001	Schiefes vorgespanntes Rahmentragwerk an der Anschlussstelle Erfurt-West der BAB A 4	Peter Strauß, Bodo Hensel
	Die Rollwegbrücken am Flughafen Leipzig-Halle über die BAB A 14	Dr. Roland von Wölfel, Dr.-Ing. Otto Wurzer
	Verfahren zum Abbruch von Brücken am Beispiel Kasseler Südkreuz (BAB A 49) und Kalkgrabenbrücke Rüdersdorf (BAB A 10)	Dipl.-Ing. Bernd Augsten
12. DBBS 14.03.2002	Die Talbrücke Altwipfergrund im Zuge der BAB A 71	Dipl.-Ing. Gundolf Denzer
	Entwurf der Reichenbachtalbrücke der Thüringer Waldautobahn im Zuge der BAB A 71 verbunden mit allgemeinen Gedanken zum Thema Brücken	Prof. Dr.-Ing. Jörg Peter, Dipl.-Ing. Roland Wetzel
	Die Brücke über den Plauenschen Grund im Zuge der BAB A 17 – eine Brücke mit außerordentlichen Randbedingungen	Dipl.-Ing. Klaus-Peter Lechler
	Kalkulation und Bauausführung der Talbrücke Albrechtsgrund im Zuge der BAB A 71	Dipl.-Ing. Manfred Becker, Dipl.-Ing. Rainer Martin
	Die Unterfangung des Bahrmühlenviaduktes über die BAB A 4 – Erfahrungen aus der Bauabwicklung	Dip.-Ing. Karl-Heinz Reintjes
	Weichmacher im Brückenbau – Rückbau eines 104 Meter langen Spannbetonüberbaus über die BAB A 111 bei Velten	Dipl.-Ing. Werner Buhl
13. DBBS 13.03.2003	Talbrücke Zahme Gera im Zuge der BAB A 71 – Ein Rahmentragwerk mit Y-Pfeilern im Freivorbau, Ausführungsplanung und Bauausführung	Dr.-Ing. Manfred Abel, Dipl.-Ing. Fritz Tiarks
	Die Lockwitztalbrücke im Zuge der BAB A 17 – Eine Autobahnbrücke mit multiplem Verbund	Dr.-Ing. Peter Wagner
14. DBBS 09.03.2004	Bau der Haseltalbrücke bei Suhl im Zuge der BAB A 73	Prof. Dr.-Ing. Heinz Schmackpfeffer

15. DBBS 15.03.2005	Konstruktion und Bauausführung der Brücke über die Wakenitz im Zuge der BAB A 20	Dipl.-Ing. Winfried Krautwald
	Neubau der Saalebrücke Süd bei Jena im Zuge der BAB A 4 – Umsetzung der gestalterischen Vorgaben	Dipl.-Ing. Rainer Martin, Dipl.-Ing. Manfred Becker
16. DBBS 14.03.2006	Freivorbau – zweifach spannend, die Bögen der Seidewitztalbrücke im Zuge der BAB A 17	Dipl.-Ing. Dirk Pötzsch, Dipl.-Ing. Tobias Schmidt
	Bau der Weidatalbrücke im Zuge der BAB A 38 – über die Planfeststellung bis zur Bauausführung	Dipl.-Ing. Manfred Becker
17. DBBS 13.03.2007	Die BAB A 281 in Bremen – Eine städtebauliche Herausforderung mit einer Schrägseilbrücke in Verbundbauweise	Dipl.-Ing. Rainer Meister, Dipl.-Ing. Michael Borowski
18. DBBS 11.03.2008	Weitgespannte Straßenbrücke über die BAB A 73 – Konstruktion und statische Berechnung des Rohrfachwerkes mit geschweißten Knoten	Dipl.-Ing. Hans-Joachim Casper, Dipl.-Ing. Markus Karpa
	Erweiterung der Rohrbachtalbrücke im Zuge der BAB A 8 auf 4 Fahrspuren – Absicherung des Projektes durch zerstörungsfreie Korrosionsuntersuchungen unter Verkehr	Dr.-Ing. Ulrich Schneck, Dipl.-Ing. Achim Bechert
19. DBBS 10.03.2009	Hochbrücke Freimann München im Zuge der BAB A 9 – Tragwerkstrennung und Erneuerung	Dr.-Ing. Uwe Willberg, Dipl.-Ing. Stephan Georg, Dipl.-Ing. Kathrin Fiedler
	BAB A 4 – Umfahrung Hörselberge, Herstellung von 3 Talbrücken (z. B. Bild 18) unter den besonderen Bedingungen eines ÖPP-Projektes	Dipl.-Ing. Werner Buhl, Dipl.-Ing. Thomas Thiel
20. DBBS 16.03.2010	Besonderheiten von integralen und semiintegralen Betonbrücken – aufgezeigt an der Murtalbrücke im Zuge der BAB A 98	Prof. Dr.-Ing., Manfred Keuser
21. DBBS 08.03.2011	Die Windelbachtalbrücke im Zuge der BAB A 45 – Überbauinstandsetzung mit innovativen Montageverfahren	Dipl.-Ing. Stephan Langer
	Das Hermsdorfer Kreuz – zukünftig ein leistungsstarker und moderner Verkehrsknotenpunkt zwischen der BAB A 4 und der BAB A 9 im Freistaat Thüringen	Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge
22. DBBS 13.03.2012	Das Bochumer Westkreuz (BAB A 40/ A 44) – neue Bauwerke in Rekordzeit	Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dipl.-Ing. Duran Osman, Dipl.-Ing. Fabian Patt
23. DBBS 12.03.2013	Planung und Neubau des AD Schwanebeck im Zuge der BAB A 10 (Berliner Ring) und BAB A 11 – ein Autobahndreieck wie viele im deutschen Autobahnnetz, aber doch anders	Dipl.-Ing. Bernd Seifert, Dipl.-Ing. Werner Buhl
	Neubau der Waschmühltalbrücke im Zuge der BAB A 6 bei Kaiserslautern – ein nicht alltägliches Bauwerk	Dipl.-Ing. Richard Lutz, Dipl.-Ing. Bernd Winkler
24. DBBS 11.03.2014	Neubau der Talbrücke Nuttlar bei Bestwig im Zuge der BAB A 46 – Höchste Talbrücke in NRW	Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dipl.-Ing. Gerhard Buddenkotte, Dr. sc. tech. Hans Grassl, Dipl.-Ing. Guido Bogdan, Dipl.-Ing. Dieter Schummer

	Teilerneuerung der alten Waschmühltalbrücke im Zuge der BAB A 6 – Gleitflächenlager im Rückenbau	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, Dipl.-Ing. Bernd Winkler
	Grundhafte Instandsetzung der Kochertalbrücke im Zuge der BAB A 6 (Bild 10)	Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier
25. DBBS 10.03.2015	Sicherung der Rheinbrücke Leverkusen im Zuge der BAB A 1 – Von der Schadensaufnahme zum Instandsetzungsmanagement unter Berücksichtigung der Altstahlproblematik	Dipl.-Ing. Gero Marzahn, Dr.-Ing. Markus Hamme, Dr.-Ing. Peter Langenberg, Prof. Dr.-Ing. Gerd Groten, Dipl.-Ing. Michael Paschen
26. DBBS 15.03.2016	Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg im Zuge der BAB A 3	Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Annett Nusch
	Gestaltungskonzept für die Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 3 zwischen AK Biebelried und AK Fürth/Erlangen	Dipl.-Ing. Bernd Endres, Dipl.-Ing. Rolf Jung
	Reparatur der Autobahnbrücke über die Süderelbe im Zuge der BAB A 1 nach schwerem Schiffsanprall – Nachrechnung, Planung, Ausführung, Analyse	Dipl.-Ing. Dirk Seipelt, Dipl.-Ing. Thomas Neysters, Brinja Coors M.Sc., Dipl.-Ing. Stefan Eschweiler
28. DBBS 13.03.2018	Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (BAB A 45)	Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch
	Rückbau der Lahntalbrücke Limburg im Zuge der BAB A 3 (erbaut 1964)	Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge
29. DBBS 12.03.2019	Stahlverbund-Großbrücken mit obenliegender Fahrbahn, als Querschnitt mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen (u. a. bei Rader Hochbrücke und Langenfelder Brücke im Zuge der BAB A 7)	Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dipl.-Ing. Gregor Gebert
	Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken – Ein Problem der Tragfähigkeit oder (doch nur) der Modellvorstellung (mit Brücken der BAB A 92)	Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer, Sebastian Gehrlein M.Sc., Nicholass Nowak M.Sc.
	Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton (mit Autobahnbrücke über die BAB A 3)	Dr.-Ing. Frank Jesse, Dipl.-Ing. Andreas Apitz, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich

7 Zusammenfassung und Fazit

In der Zeit von 1933 bis 1942 waren die Steinbogenbrücken wie zum Beispiel auf der Strecke Hof–Chemnitz, die großen Eisenbetonbrücken wie im Zuge des Albaufstieges der Strecke Stuttgart–Ulm und die Großbrücken mit stählernen Überbauten im gesamten Reichsgebiet die prägenden Bauwerke beim Autobahnbau.

Besonderes Augenmerk nach dem Ende des Zweiten Weltkrieges wurde auf die zügige Beseitigung der durch die deutsche Wehrmacht kurz vor Kriegsende zerstörten Brückenbauwerke gelegt. Mit Beginn der 1950er Jahre erfolgte langsam der Bau neuer Autobahnbrücken, um das Autobahnnetz zügig zu erweitern, in der BRD in großem Umfang, in der DDR eher verhalten. Bis 1990 waren in der BRD sehr schlanke, lange und teilweise sehr hohe Bauwerke vorherrschend, wie zum Beispiel beim Bau der Sauerlandlinie als „Königin der Autobahnen“. In der DDR beherrschten neben wenigen Großbrücken Fertigteilbrücken das Bild beim Autobahnbau, wobei im Wesentlichen eine einzige große Firma (das Autobahnbaukombinat) die Brückenbauten realisierte.

Nach der Wiedervereinigung spielte eine Vielzahl von neuen herausragenden technisch-technologischen Entwicklungen beim Brückenbau eine entscheidende Rolle, wie zum Beispiel Stahlverbundlösungen mit einzelligem Hohlkasten, Spannbetonbauwerke mit externen Spanngliedern sowie semiintegrale Bauwerke. In dieser Zeit entstanden u. a. die Großbrücken im Zuge der Thüringer-Wald-Autobahn (BAB A 71/A 73). Diese führt über den Kamm

des Thüringer Waldes mit insgesamt 29 Großbrücken mit einer Länge von jeweils über 250 Meter.

Im deutschen Autobahnnetz befinden sich 36 der 47 höchsten Brücken in Deutschland mit Höhen über 57 Metern. Gleichzeitig befinden sich im deutschen Autobahnnetz 30 der insgesamt 51 längsten Brücken mit einer Länge von 1.000 Metern und mehr.

Beim Brückenbau im deutschen Autobahnnetz muss man erkennen, dass ein Großteil der Bauwerke aus der Zeit vor 1945 eine normative Nutzungsdauer von 70 bis 80 Jahren erreicht hatte. Wo gibt es das noch in der heutigen Zeit? Ein sehr großer Teil der Bauwerke aus den 1960er und 1970er Jahren musste bereits bzw. muss in den kommenden Jahren infolge der extremen Zunahme des Verkehrs und der sehr hohen Verkehrslasten, die zum Zeitpunkt der Planung und des Baus nicht erkennbar waren, ersetzt bzw. verstärkt werden. Gleichzeitig muss man feststellen, dass sich trotz des ständig gestiegenen Technisierungsgrades die Bauzeiten beim Großbrückenbau gegenüber den 1930er Jahren nicht verkürzt haben.

Ab 2021 wird die neu gegründete Autobahn GmbH des Bundes sämtliche Aufgaben für den Autobahnbau (Planung, Bau, Betrieb und Unterhaltung) in Deutschland übernehmen und damit auch für den Autobahnbrückenbau verantwortlich sein und somit hoffentlich die nächsten 85 Jahre den Autobahnbrückenbau mit neuen innovativen Ideen beflügeln. Es ist zu hoffen, dass dabei viele beindruckende Bauwerke aus der Anfangszeit des Autobahnbrückenbaus erhalten werden können.

Literatur

Daten und Fakten für diesen Beitrag wurden aus folgender Literatur entnommen, ohne dass Zitate bzw. wörtlich zusammenhängende Passagen übernommen wurden:

[1] Zeitschrift Die Straße, Jahrgänge 1934 bis 1940
[2] Hafen, R.: Das Schrifttum über die deutschen Autobahnen. Bonn, Hannover, Stuttgart: Ferd. Dümmlers Verlag, 1956
[3] Schütz, E.; Gruber, E.: Mythos Reichsautobahn. Berlin: Ch. Links Verlag, 2000
[4] Seidler, F. W.: Fritz Todt – Baumeister des Dritten Reiches. Schnellbach: Verlag S. Bublies, 2000
[5] Doßmann, A.: Begrenzte Mobilität – Eine Kulturgeschichte der Autobahnen in der DDR. Essen: Klartext Verlag, 2003
[6] Kurze, B.: Reichsautobahnen in Mitteldeutschland. Erfurt, 2014
[7] Archivunterlagen des VEB Autobahnbaukombinates, Betrieb Brückenbau Dresden
[8] Archivunterlagen der AGAB e.V.
[9] Eigene Unterlagen von Werner Buhl
[10] DEGES-Geschäftsberichte 2005 bis 2018
[11] Homepage des Dresdner Brückenbausymposiums: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/DBBS sowie Tagungsbände zu den Dresdner Brückenbausymposien seit 1992 (verschiedene Herausgeber)
[12] Online-Beitrag über Paul Bonatz: https://de.wikipedia.org/wiki/Paul_Bonatz
[13] Online-Beitrag über Karl Schächterle: https://de.wikipedia.org/wiki/Karl_Schaechterle
[14] Online-Beitrag über Friedrich Tamms: https://de.wikipedia.org/wiki/Friedrich_Tamms
[15] Online-Beitrag über Fritz Leonhardt: https://de.wikipedia.org/wiki/Fritz_Leonhard



ÜBER 50 JAHRE ERFAHRUNG IM BRÜCKENBAU

Die Fachleute der Sweco planen für Sie Neubauten und Sanierungen. Wir überprüfen Bauwerke und Rechnungen und sorgen gemeinsam mit Ihnen für die Sicherung und Steigerung der Leistungsfähigkeit von Straßen-, Schienen- und Wasserwegen.

Erwarten Sie von uns innovative und effiziente Entwürfe wie bspw. beim Neubau zweier Brücken über die B54, dem sogenannten „Hessenmodell“.

Weitere Informationen finden Sie unter:
www.sweco-gmbh.de

© agm-foto / Andreas G.-Mantler

SWECO



Top 1
International Design Firms
- Bridges

5000+
Bridge Projects Worldwide

125+
Years of Experience

49500
Employees Worldwide

Bridge Awards

Rande Bridge, Spain
Ekensbergsbron Bridge, Sweden
Redhayes Bridge, UK
Georg C. King Bridge, Canada
Bayonne Bridge, USA

WSP Infrastructure Engineering GmbH
Frankfurt/Main | Berlin Braunschweig Dresden Hannover Leipzig
wsp-ie@wsp.com | wsp.com

Gerd Lohmer (1909–1981)
Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit

Prof. Cengiz Dicleli
Institut für Angewandte Forschung IAF
an der Hochschule Konstanz für Technik, Wirtschaft und Gestaltung HTWG

1. Einleitung

1.1. Zur Geschichte des Brückenbaus

Die Geschichte des Brückenbaus ist quasi die Geschichte des Ingenieurbaus. Die älteren Brücken aus Holz und Stein bzw. Mauerwerk wurden von Baumeistern und Architekten entworfen und gebaut. Mit der Gründung der *Ecole des Ponts et Chaussées* im Jahre 1747 [1] beginnt die Ausbildung der Bauingenieure, die von da an unter anderem den Brückenbau dominieren, zunächst in Stahl und Beton, dann spätestens im 20. Jahrhundert auch den Steinbrückenbau und natürlich auch die Brücken in Stahl- und Spannbeton.

Gegen Ende des 19. Jahrhunderts entbrennt zwischen den Architekten und Ingenieuren bezüglich der Anteile im Brückenbau ein Wettbewerb. Die Ingenieure konzentrieren sich auf das neue Material Stahl, dessen Verwendung vertiefte statische und materialtechnische Kenntnisse erfordert, während die Architekten sich weiterhin auf traditionelle Steinkonstruktionen konzentrieren [2]. Die Mitwirkung der Architekten im Eisenbrückenbau besteht darin, die nackten Stahlkonstruktionen der Ingenieure mit mittelalterlichen Burgen und Türmen zu schmücken (Bild 1).

1.2. Beginn der Zusammenarbeit Ingenieur – Architekt

1920 jedoch definiert der Dresdner Brückenbauer Georg Mehrtens die Rolle der Architekten im Ingenieurbau folgendermaßen: *„Heute gilt es für den Architekten nicht mehr wie früher, nach einer ihm gegebenen Grundlage einen Eisenbau zu verschönern, denn das führt nur zu einem äußerlichen Aufputzen des Baues. Der Architekt muß vielmehr von vornherein mit dem Ingenieur zusammenarbeiten und diesen womöglich in dem folgerichtigen Durchdenken der gegebenen Grundbedingungen des Entwurfes noch zu übertreffen suchen“* [3].

Tatsächlich entstehen im 2. und 3. Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts durch die Zusammenarbeit von Architekten wie Paul Bonatz und Ingenieuren wie Emil Mörsch gestalterisch bemerkenswerte Brückenbauten aus Stahlbeton.

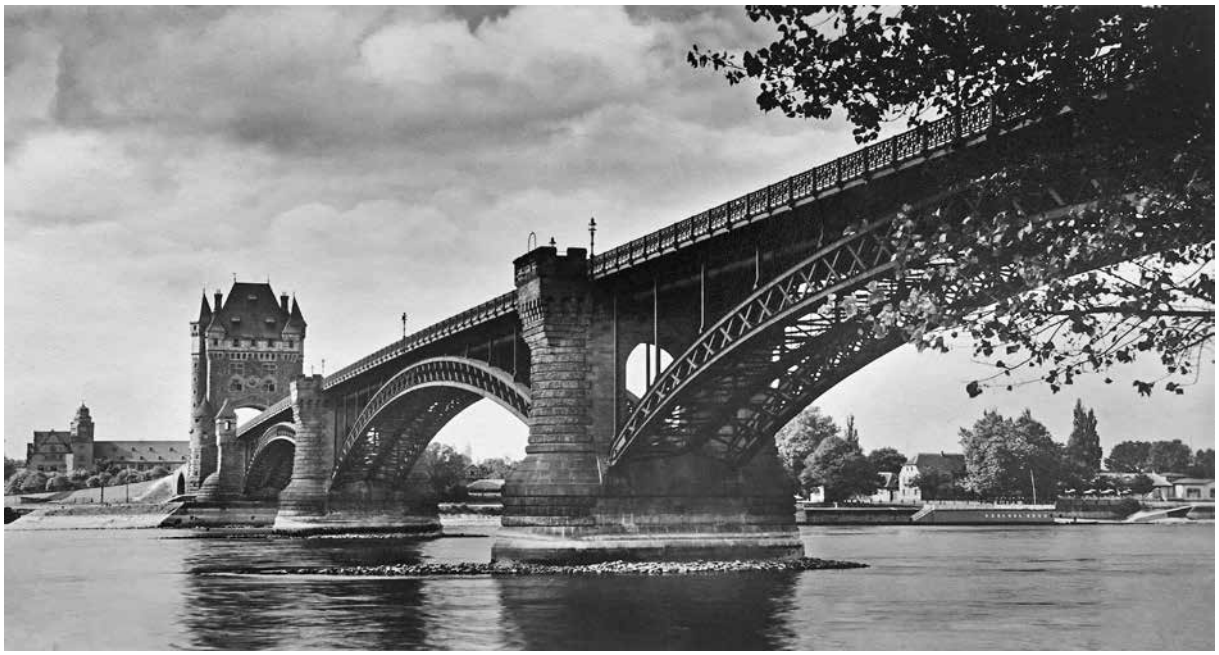


Bild 1 Alte Nibelungenbrücke (Ernst-Ludwig-Brücke, 1900–1945) Foto: Stadtarchiv Worms

Die nachhaltige Kritik an Stahlfachwerk und -bogenbrücken als unpassende Gebilde im städtischen Raum führt in den 1930er-Jahren zu dem sog. „Heimat- und Materialstil". Unter dem Motto „Heimatschutz" und „Denkmalpflege" versucht man auch im Brückenbau an die alten, überlieferten Formen anzuknüpfen. Diese Vorstellungen von Landschafts- und Heimatschutz führen vor allem in Deutschland ab dem zweiten Jahrzehnt dazu, dass Stahlbeton mit oder ohne Natursteinverkleidung sowie Natursteinmauerwerk mehr und mehr zur Anwendung kommen.

1.3. Die Brückenarchitekten

Paul Bonatz (1877–1956) ist wohl der bekannteste „Brückenarchitekt" in Deutschland [4]. Neben diversen Hochbauten (Stuttgarter Bahnhof) engagiert sich Bonatz frühzeitig für die Gestaltung von Ingenieurbauten, so z. B. die Bauten der Neckarkanalisierung und die Neckarbrücken in Heidelberg und Heilbronn (1927/28). Ab 1935 ist Bonatz als Berater des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen, **Fritz Todt**, an großen Bauten des Dritten Reichs beteiligt. Um diese Zeit entsteht auch der Gedanke an Konstruktivem und an die Zusammengehörigkeit von Architekt und Ingenieur. *„Der Gedanke der reinen und sauberen Konstruktion marschiert"* [5].

An den Bauten der Neckarkanalisierung und an den Bauten der Reichsautobahnen (Waschmühltal, Lahnbrücke Limburg) wird deutlich, dass beide Fachleute, Ingenieur und Architekt, zusammen eine höhere Qualität zu schaffen imstande sind als jeder für sich alleine. In den 1930er-Jahren wird unter der Leitung des Bauingenieurs Fritz Todt (Organisation Todt, OT) mit Architekten wie Paul Bonatz und Ingenieuren wie **Fritz Leonhard** eine schlagkräftige Truppe zur Gestaltung von Ingenieurbauten im Allgemeinen und Autobahnbrücken im Speziellen zusammengestellt [4], S. 233 ff. Weiter im Bunde sind die Architekten **Friedrich Tamms** und **Wilhelm Tiedje** sowie Ingenieure wie **Karl Schächterle** und **Willy Gehler**.

Leonhardt beschreibt diese Zeit folgendermaßen: *„Als nun ab 1933 für die Autobahn plötzlich viele Brücken zu bauen waren, zeigten sich die meisten Ingenieure dieser Aufgabe hinsichtlich der Gestaltung nicht gewachsen. Es war das Verdienst von Dr. Todt, dass er damals Ingenieur und Architekt zu einer Zwangsehe verbunden hat und für diese schwierige Aufgabe begabte, aufgeschlossene Männer gewinnen konnte"* [6].

Die Wege von Paul Bonatz und des 27 Jahre jüngeren Architekten Friedrich Tamms (1904–1980) treffen sich in den 1930er-Jahren in Berlin, wo Bonatz im Brückenbauamt beschäftigt ist. Durch seine Unterstützung wird auch Tamms 1935 zum beratenden Architekten der Organisation Todt, verantwortlich für Brücken und Hochbauten der Reichsautobahnen [7]. Später wird er sich in Düsseldorf als Stadtplaner einfinden (Düsseldorfer Brückenfamilie, Tausendfüßler), wo er auch seine früheren Weggefährten Leonhard, Tiedje und Schächterle mit integrieren wird. Tiedje gelingt es auch, an der TH Stuttgart Fuß zu fassen. Unter anderem wurde er durch sein Buch „Formprobleme im Brückenbau" und die Glemstalbrücke bei Schwieberdingen zusammen mit dem Ingenieur **Hermann Bay** bekannt [8].

2. Gerd Lohmer

2.1. Lebenslauf und Werdegang

Ganz anders als z. B. Paul Bonatz oder Fritz Leonhardt hat Gerd Lohmer kein gepflegtes und wohlgeordnetes Archiv hinterlassen. Seine Hinterlassenschaft, bestehend aus 26 Akten im Umfang von 0,60 m, wurde 1997 von seiner



Bild 2 Gerd Lohmer 24
Foto: Privatarchiv Bettina Lohmer (PABL)

Familie dem Historischen Archiv der Stadt Köln überlassen [9]. Als das Archivgebäude am 3. März 2009 während des Baus der Nord-Süd-Stadtbahn einstürzte, wurden 90 Prozent des Archivguts verschüttet. Die Unterlagen von Lohmer sind 2019 immer noch nicht zugänglich. Einige wenige Fotos, Manuskripte von seinen Vorträgen und Veröffentlichungen sowie einige Zeitschriften, die sich noch im Besitz seiner Tochter Bettina Lohmer befinden (Privatarchiv Bettina Lohmer, PABL), wurden dem Verfasser freundlicher Weise zur Verfügung gestellt.

Unter diesen Unterlagen befindet sich auch ein 1945 von Lohmer (Bild 2) selbst verfasster Lebenslauf, mit folgendem Wortlaut [10]:

„Ich, Gerhard Lohmer, wurde am 11.9.1909 in Köln als zweiter Sohn des Kreisarztes Dr. Hubert Lohmer und seiner Ehefrau Eveline, geb. Simon geboren.“ (Sein Großvater mütterlicherseits, Gustav Simon (1843–1931), war Jude. Er war Großhandelskaufmann, Verleger und Schweizer Konsul in Königsberg. A. d. V.)

„Von 1915 bis 1918 besuchte ich die Vorschule und vom 1919 bis 1928 das Realgymnasium in der Kreuzgasse in Köln. Nach dem Abiturientenexamen praktizierte ich ein halbes Jahr als Maurer bei der Firma Robert Perthel in Köln. 1929 bis 30 schwerer Motorradunfall und Rekonvaleszenz. Von 1930 bis 1936 studierte ich Architektur an den Technischen Hochschulen in München, Aachen und Stuttgart. Zwischendurch praktizierte ich ein Jahr lang auf dem Baubüro des Stuttgarter Architekten Hans Volkart. Nachdem ich im Jahre 1936 bei Professor Paul Bonatz in Stuttgart das Diplom-Examen gemacht hatte, verpflichtete mich dieser als Mitarbeiter für verschiedene größere Wettbewerbe auf sein Privatbüro.“

„Als sog. Mischling II. Grades nach den „Nürnberger Gesetzen“ (d. h. 25 % jüdisch wegen des Großvaters Simon. A. d. V.) konnte ich als Architekt weder eine selbständige noch eine leitende Stelle bekleiden. Obgleich Professor Bonatz meine Lage genau kannte und für ihn als Nichtmitglied der Partei Schwierigkeiten daraus entstehen konnten, beschäftigte er mich sechs Jahre lang bis zu meiner Einberufung zur Wehrmacht als Mitarbeiter und lies mich weitgehendst selbständig an folgenden Aufgaben teilnehmen:

Wettbewerb für Elbufergestaltung Hamburg, Hochschulstadt Berlin, Reichsnährstand Goslar.

Städtebauliche Neugestaltung von Stuttgart, Magdeburg, Heidelberg.

Bad in Heidelberg, Girokasse Stuttgart, verschiedene Rathausentwürfe für Stuttgart, Bahnhöfe München-Haupt- und -Ostbahnhof, Oberkommando der Kriegsmarine und Polizei Präsidium Berlin, Autobahnbrücken für Hamburg, Dessau und Köln-Rodenkirchen, Breisach und Könnern, Formale Gestaltung des Krupp´schen Projektes einer 4,5 km langen Hängebrücke über den Öresund.“

„Für den Bau wichtiger Autobahnbrücken bis 1942 uk-gestellt („Unabkömmlichstellung“ A. d. V.), wurde ich am 15. Jan. 1942 zur Luftnachrichtentruppe eingezogen. Nach der Rekrutenzeit und Verwendung als Ausbilder von 1942 bis 1943 wurde ich bis Kriegsende, obwohl nur Unteroffizier, als Baufachmann der Truppe (Planstelle Regierungsbaurat) zur Inspektion schwieriger Baustellen eingesetzt. Eine Beförderung war aus o.a. Rassegründen nicht möglich.“

In der Tat muss Paul Bonatz Lohmer sehr geschätzt haben. Als dieser sich 1938 letzten Endes doch erfolglos um die Aufnahme in die Reichskulturkammer bewirbt, scheut er sich nicht davor, ihn mit einem engagierten Begleitbrief an den Präsidenten der Reichskammer der Bildenden Künste zu unterstützen [11]:

„Sehr geehrter Herr Dr. Gaber,

zu dem Brief des Dipl. Ing. Lohmer erlaube ich mir, einige Worte hinzuzufügen.

Lohmer ist einer meiner wertvollsten Schüler. Als Charakter und Begabung, als aufrechten und anständigen Menschen schätze ich ihn besonders hoch ein. Ich habe seine Papiere durchgesehen und empfinde es als eine besondere Tragik, dass die prachtvolle Figur des („jüdischen“ A. d. V.) Großvaters Simon, wie sie uns aus den Nachrufen entgegentritt, ihm zum Verhängnis werden könnte. Wenn es irgendwie für den 75 % arischen Architekten die Möglichkeit gibt, in die Reichskulturkammer aufgenommen zu werden, so möchte ich diesen mit dem ganzen Einsatz meiner Person warm empfehlen. Wenn es die Möglichkeit hierzu gäbe, würde ich sagen: Für diesen will ich die Verantwortung übernehmen.“

Lohmers Mitarbeit im Büro Bonatz wird für seine berufliche Zukunft entscheidend. Dort verbringt er eine fruchtbare Zeit der intensiven Auseinandersetzung mit der Gestaltung von Hochbauten und Brücken. Insbesondere die Beschäftigung mit der Hängebrücke Köln-Rodenkirchen [4], S. 392, die 1941 fertig wird und bei der Lohmer die wichtigen Steinschnittzeichnungen für das Quadermauerwerk der

Verkleidung der Brückenauflager bearbeitet, begünstigt seinen Einstieg in den Brückenbau nach 1945 erheblich. Im Zusammenhang mit der Bearbeitung der Rodenkirchener Brücke lernt er den damals ebenfalls 28-jährigen Fritz Leonhardt kennen, der die Brücke zusammen mit Bonatz entwirft und bearbeitet. Aus dieser Zeit stammt wohl auch die Freundschaft zwischen Lohmer und Bonatz [4], S. 386, die in der Nachkriegszeit ab den 1950er-Jahren ihre Früchte tragen wird.

Kurz nach dem Krieg erleidet Lohmer einen weiteren Unfall bzw. eine Erkrankung mit einem Bandscheibenvorfall [12]. Nach einer erfolglosen Operation erwacht er als querschnittsgelähmter Mensch, der nur noch seine Arme bewegen konnte.

Damals ist er noch verlobt. Nach seiner Lähmung wird die Verlobung auf Wunsch des Vaters seiner Verlobten aufgelöst. Glücklicherweise hatte sich vor dem Unfall eine Krankenschwester in ihn verliebt, sich jedoch zurückgehalten, weil er verlobt war. Nach seiner Lähmung besucht sie ihn im Krankenhaus und erklärt, dass sie sich um ihn kümmern möchte. Mit ihrer Hilfe trainiert Lohmer so lange, bis er auf Krücken, aber ohne weitere Hilfe gehen kann [8].

1950 heiraten Gerd Lohmer und Marie Luise Berrenberg (Lohmer: *„Ich heirate Dich nur, wenn ich selbständig in die Kirche gehen kann.“* [12]) und bekommen zwei Töchter, obwohl die Ärzte ihm nach seinem Unfall bescheinigt hatten, dass er zeugungsunfähig bleiben würde.

Während seiner Rehabilitationszeit beschäftigt sich Lohmer mit Kleinplastiken (Bild 3) und städtebaulichen Studien. Anschließend spezialisiert er sich weitgehend auf Brückenbau bzw. Brückenarchitektur. Sein Büro besteht aus ihm selbst und einem Mitarbeiter, dem Architekten Wolfgang Kröh [12], der somit bei allen seinen Projekten beteiligt ist. Im Laufe der Jahre entsteht eine fruchtbare Zusammenarbeit mit vielen Baufirmen im In- und Ausland, wie z. B. Gutehoffnungshütte und Krupp, und insbesondere mit führenden Brückenbauingenieuren: im Stahlbau vor allem mit Fritz Leonhardt und im Betonbau mit Ulrich Finsterwalder. Aber auch mit hervorragenden Ingenieuren wie Hermann Bay, Helmut Homberg, Herbert Schambeck und Hans Grassl arbeitet er an hochwertigen Brückenbauprojekten zusammen (Bild 4).

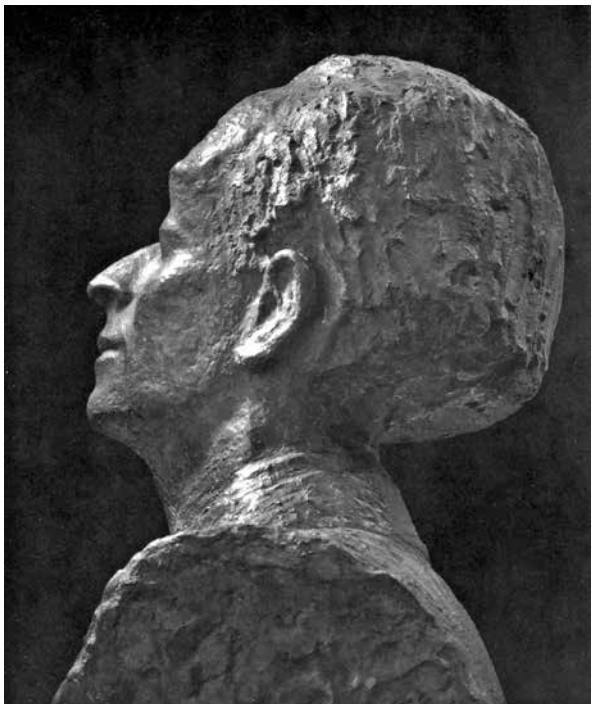


Bild 3 Büste des Kapellmeisters Günter Wand von Gerd Lohmer Foto: aus [13]



Bild 4 Gerd Lohmer erläutert den Pylon der Severinsbrücke Foto: PABL



Bild 5 Kabinenschiff der Köln-Düsseldorfer, Deutsche Rheinschifffahrt AG Foto: aus [13]

Lohmer findet im Brückenbau ein weites Betätigungsfeld, weil unzählige Brücken, die im Krieg zerstört wurden, neu aufgebaut werden müssen, und er offensichtlich der einzige Architekt ist, der sich intensiv im Brückenbau engagiert. Bei vielen Wettbewerben ist er gleich mehrfach beteiligt, weil er kurioserweise gleichzeitig mehrere Firmen gestalterisch berät. Er macht sich zu Recht einen Namen als Brückenarchitekt und arbeitet ab dann praktisch nur noch an Brückenprojekten.

Die TH Aachen, die damals einzige technische Hochschule des Landes NRW, verleiht ihm 1963 die Ehrendoktorwürde. Gleichzeitig erhält er auch den Großen Kunstpreis des Landes NRW. Einen Ruf an die TH Aachen als Professor nimmt er nicht an. Er will, so wie Ulrich Finsterwalder auch, nur Entwerfen und Bauen.

Gerd Lohmer stirbt am 6.9.1981 in seiner Geburtsstadt Köln.

2.2. Lohmers Werk

2.2.1. Allgemeines

Lohmers Werk außerhalb des Brückenbaus beschränkt sich, soweit nachvollziehbar, auf wenige Themen und Objekte: Er baut ein Haus für sich und seine Familie und entwirft die Aufbauten eines Kabinenschiffes für die Köln-Düsseldorfer Deutsche Rheinschifffahrt AG (Bild 5). Auch das Schiffshebewerk Lüneburg-Scharnebeck entwirft er 1974 zusammen mit den Firmen Krupp Rheinhausen und Strabag Bau-AG im Auftrag der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord (Bild 6). Mit seiner Fallhöhe von 38 m ist es damals das größte Schiffshebewerk der Welt.

2.2.2. Lohmers Brücken

Die Deutzer Brücke (1948, mit Fritz Leonhardt [14])

- ❑ Stahlkastenbrücke
- ❑ Durchlaufträger mit drei Feldern
- ❑ Gesamtlänge: 437 m
- ❑ max. Spannweite: 185 m

Als Sohn der Stadt Köln gestaltet Lohmer die wichtigsten nach dem Krieg gebauten Rheinbrücken mit. Die erste ist die Brücke Köln-Deutz, mit der 1947 seine Zusammenarbeit mit



Bild 6 Schiffshebewerk Lüneburg-Scharnebeck. Fotomontage von Lohmer Foto: aus [13]



Bild 7 Deutzer Brücke Köln von Leonhardt und Lohmer
Foto: C. Dicleli, 28.10.2017

Fritz Leonhardt anfängt. Sie ist die erste Stahlkastenträgerbrücke der Welt (Bild 7). Die ersten Amtsentwürfe stammten bereits von Fritz Leonhardt und dem städtischen Brückenbauamt Köln auf Veranlassung des damaligen Oberbürgermeisters Konrad Adenauer. Der endgültige, von der Gutehoffnungshütte Sterkrade AG ausgeführte Entwurf entsteht in Zusammenarbeit mit Lohmer. Infolge des erhöhten Verkehrsaufkommens wird die Deutzer Brücke 1976 bis 1980 durch einen Spannbetonkastenträger erweitert. Auch hier kann Lohmer eingreifen und erreichen, dass die neue Brücke die gleichen Umrisse wie die Stahlbrücke hat. Er setzt sich sogar für die etwas fragwürdige Maßnahme ein, dass vertikale Rippen an den äußeren Steg und den unteren Flansch der Betonbrücke angebracht werden, um die Anpassung an die benachbarte Stahlbrücke zu vervollständigen.

Nibelungenbrücke Worms
(1953, mit Finsterwalder und Georg Knittel [15])

- dreifeldrige Spannbetonbrücke im Freivorbau
- Gesamtlänge: 352 m
- max. Spannweite: 114 m

Beim Bau der Nibelungenbrücke (Bild 8) arbeiten Lohmer und Finsterwalder zum ersten Mal zusammen. Anfang der 1950er-Jahre hatte Finsterwalder seine Spannverfahren und damit verbunden die Methode des Freivorbaus bereits entwickelt und an zwei kleineren Brücken mit Erfolg ausprobiert [16]. Als in Worms der Neubau der Nibelungenbrücke über den Rhein ansteht, sieht er seine Chance gekommen, dem Stahlbrückenbau die Stirn zu bieten. Zum ersten Mal kann er von einem Mittelpfeiler aus nach beiden Richtungen gleichzeitig frei vorspannen, sodass seine Bauweise ihre Vorzüge voll entfalten kann. Da die Brücke zwischen den Ländern Hessen und Rheinland-Pfalz liegt, wird sie von beiden Ländern gemeinsam finanziert.

Der Bedeutung der Brücke entsprechend wird auf deren Gestaltung großer Wert gelegt. Die Straßenbauverwaltung Rheinland-Pfalz beauftragt den bereits als Brückenarchitekt bekannten Gerd Lohmer, *„um eine harmonische Einpassung der neuen Bauteile in die verbliebenen Reste der alten Brücke“* zu gewährleisten. Dabei sollte *„das Wesentliche der Konstruktion im Spiel von Licht und Schatten frei von modischem Beiwerk klar zum Ausdruck kommen“* [17]. Die hier begonnene Zusammenarbeit zwischen Finsterwalder und Lohmer wird zur Grundlage für eine lange Freundschaft und bewährt sich in vielen gemeinsamen Wettbewerbsarbeiten.



Bild 8 Nibelungenbrücke Worms Foto: C. Dicleli, 17.6.2019

Die Neue Moselbrücke Koblenz – Europabrücke (1954, mit Finsterwalder und Knittel [18])

- ❑ dreifeldrige Spannbetonbalkenbrücke im Freivorbau
- ❑ Gesamtlänge: 359 m
- ❑ max. Spannweite: 123 m

Auch bei der Neuen Moselbrücke in Koblenz (Bild 9) wird der Architekt Gerd Lohmer vom Bauherrn als gestalterischer Berater direkt verpflichtet. Die neue Brücke soll die alte Moselbrücke von Dischinger ersetzen, die im Krieg zerstört worden war. Gewählt wird praktisch das gleiche Freivorbausystem wie bei der Wormser Rheinbrücke, wobei die noch existierenden alten Flusspfeiler wiederbenutzt werden. Finsterwalder kommt hier Lohmers Wunsch entgegen und nimmt gewisse Erschwernisse im Freivorbau in Kauf, „um als Verschneidungslinie zwischen unterer Leibung und Pfeilerwand eine waagerechte Gerade zu erhalten" [18]. Dies war bei der alten Bogenbrücke wohl nicht der Fall und ästhetisch nicht befriedigend.

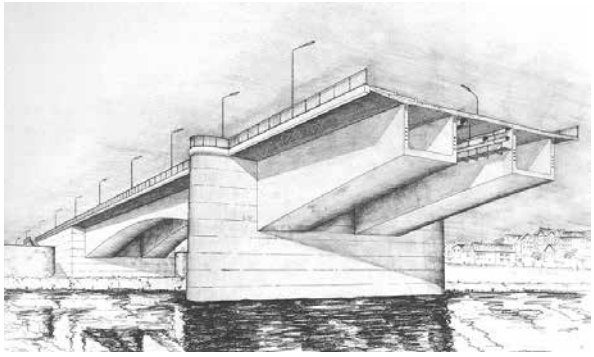


Bild 9 Neue Moselbrücke Koblenz (Europabrücke)
Zeichnung: G. Lohmer, Technisches Archiv Dyckerhoff & Widmann bei Allvia

Die Severinsbrücke (1959, mit den Ingenieuren der Fa. Gutehoffnungshütte Sterkrade AG: Stoltenburg, Fischer, Heß [19], [20])

- ❑ seilverspannte Stahlbrücke
- ❑ Gesamtlänge: 691 m
- ❑ max. Spannweite: 302 m
- ❑ Motto: Kontrapunkt; dem Preisgericht gehörten u. a. Paul Bonatz und Fritz Leonhard an

Einen nachweislich bedeutenderen Einfluss hat Lohmer bei der Severinsbrücke, die zweifelslos



Bild 10 Severinsbrücke Köln
Foto: C. Dicleli, 9.9.2019

das wichtigste Projekt für seine weitere Karriere sein dürfte (Bild 10). Seine erfolgreiche Zusammenarbeit mit den Ingenieuren der Gutehoffnungshütte bei dieser weltweit beachteten Brücke ist durch einen Artikel von ihm im Heft Baumeister (1960) 6 besonders gut dokumentiert [21]. Lohmer schreibt hier:

„Die Aufgabe, die die Stadt Köln für die Severinsbrücke gestellt hatte, war wegen ihrer städtebaulichen Schwierigkeit besonders reizvoll und interessant: Nur 600 m oberhalb der Deutzer Brücke sollte zum ersten Mal nach dem Kriege in Köln eine vollständig neue Brücke ohne jede Bindung an noch vorhandene Pfeiler, Rampen und Widerlager gebaut werden. Die Brücke sollte mitten im Stadtkern nicht nur über den Rheinstrom, sondern auf beiden Seiten auch noch je ein Hafenbecken überqueren, ohne das berühmte linksrheinische Stadtbild mit seinem Wahrzeichen – dem Dom – empfindlich zu stören."

„Da die Schifffahrt wegen der linksrheinischen Hafenanlagen größtmögliche Bewegungsfreiheit verlangt hatte und darum dort einen Strompfeiler ablehnte, ergaben sich asymmetrische Verhältnisse für die Strombrücke. Der Entwurf „Kontrapunkt" ist aus dem Wunsche des Architekten entstanden, dieser einmaligen asymmetrischen Situation gerecht zu werden. An einem einzigen Pylonen auf der rechten Rheinseite sollte die Fahrbahnkonstruktion aufgehängt werden, als flaches, leichtes Band über den ganzen Strom führen und dann zwischen den hohen Lagerhäusern des linksrheinischen Ufers hindurchlaufen, um so den Blick auf Dom und Stadt möglichst wenig zu beeinträchtigen. Zugleich schien in dem offenen rechtsrheinischen Gelände ein städtebaulicher Akzent, der kontrapunktartig zum Dom stehen würde, sehr erwünscht." […]

„Die Ingenieure der Gutehoffnungshütte Starkrade AG […], erwärmten sich für den Vor-

schlag des Architekten, verwarfen aber die Art des Systems Hängebrücke mit einem Pylon (Bild 11). Ihre Gründe: Die Brücke würde in statischer Hinsicht zu weich und damit in ihrer Ausführung zu teuer. [...] Sie schlugen einen seilverspannten Balken mit nur einem Dreieckpylonen vor, in dessen Spitze die Tragkabel der Mittelöffnung und der rechtsrheinischen Seitenöffnung zusammenlaufen. Diesen Dreieckpylon hatten die Ingenieure gelenkig auf der Fahrbahn angeordnet."

„Sein Nachteil: Er hätte den Verkehrsfluss von Radfahrern und Fußgängern behindert und kein gutes ästhetisches Bild geboten."

„Zur endgültigen Gestalt der Brücke trug nun wieder der Architekt bei. Lohmer spreizte die Brückenbeine und zog sie an den Seiten der Fahrbahn herunter."

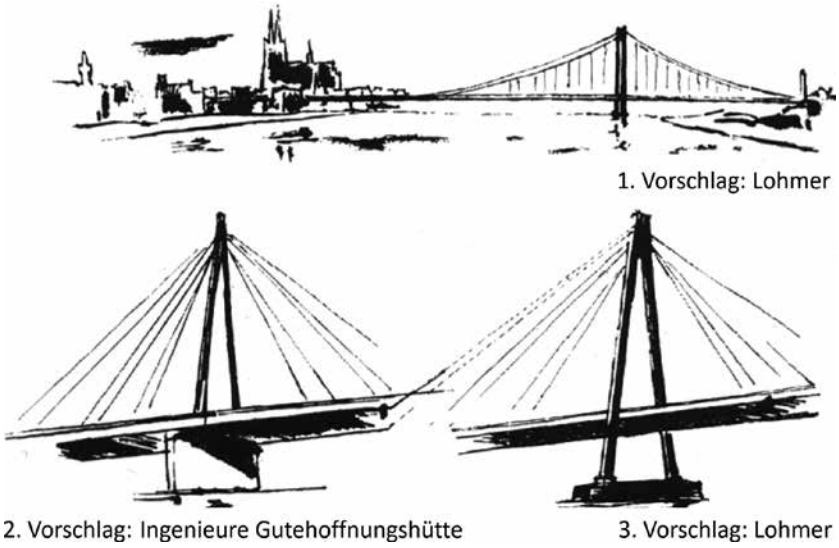


Bild 11 Entwurfskizzen von Lohmer für die Severinsbrücke Köln
Zeichnungen: aus [20], S. 335 (mod.)

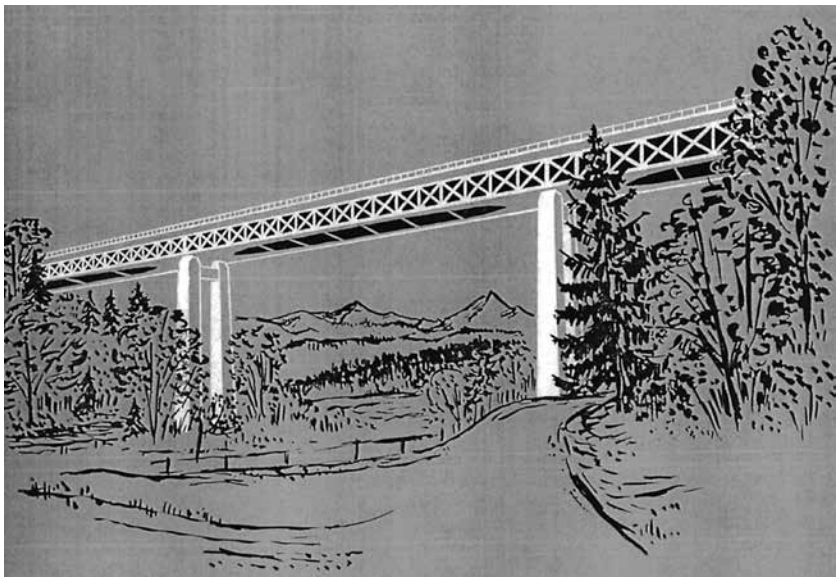


Bild 12 Mangfallbrücke Zeichnung: G. Lohmer, PABL

Die Mangfallbrücke (1959, mit Finsterwalder [22])

- zweistöckige Spannbetonfachwerkbalkenbrücke
- Durchlaufträger mit drei Feldern im Freivorbau
- Gesamtlänge: 288 m
- max. Spannweite: 108 m

Bei der Mangfall Brücke (Bild 12) setzt sich das Duo Finsterwalder/Lohmer mit seiner vorgespannten Fachwerkkonstruktion gegen sieben Projekte mit Stahlkonstruktionen durch. Damit gelingt es Dywidag, den Stahlbau in seiner typischsten Disziplin, dem Fachwerkbrückenbau, zu übertrumpfen, auch wenn in Kauf genommen werden muss, dass die Firma bei diesem komplexen Projekt nicht nur nichts verdient, sondern sogar draufzahlen muss. Es wird eine Fachwerklösung gewählt, weil u. a. eine untere Fahrbahn für den örtlichen Fußgänger- und Radfahrverkehr gefordert ist, die mit Tageslicht versorgt werden soll. Mit Rücksicht auf die gute Wirkung der Brücke im Landschaftsbild, so die Begründung von Lohmer, wählt man keine steigenden und fallenden Diagonalen, sondern entscheidet sich für ein System mit sich kreuzenden Diagonalen [19], S. 378. (Bild 13). Die Abmessungen der Fachwerkstäbe bleiben in der Brückenansicht konstant. Deren Dimensionen passen sich an die örtlich vorhandenen Normalkräfte dadurch an, dass ihre Stärke in Querrichtung veränderlich ist. Dadurch nimmt die lichte Breite des Kastens im Inneren den Querkräften folgend zu den Stützen hin ab. Finsterwalder tauft dieses System *„perforierte Wand"* und nimmt ein schwieriges System in Kauf, um ein technisches Bauwerk zu schaffen, *„bei dem auch für die Schönheit etwas getan*



Bild 13 Mangfallbrücke, Ebene für Fußgänger und Radfahrer Foto: C. Dicleli, 27.7.2008

ist" [19], S. 379. Er meint, dass „*dieses System dem Bauwerk eine im Massivbau bisher unbekannte Leichtigkeit und eine ornamentale Wirkung verleiht*" [12].

Brücke über den Fehmarnsund (1963, mit den Ingenieuren der Gutehoffnungshütte Sterkrade AG, Oberhausen: Stoltenburg, Fischer, Wild) [19]

- Stahlbogenbrücke
- Gesamtlänge: 963 m
- max. Spannweite: 248,5 m

Die mittlerweile zum Wahrzeichen von Fehmarn und Schleswig-Holstein avancierte Brücke für Eisenbahn, Bundesstraße, Fuß- und Radverkehr besteht aus zwei Hohlkästen-Parabelbögen mit ca. 250 m Spannweite. Die geneigten Bögen werden in der Mitte auf eine Länge von 70 m miteinander biege- und drillsteif verbunden, um die unsymmetrische Last der Eisenbahnzüge auf beide Bögen zu verteilen [19], S. 394 (Bild 14). Aus Kostengründen werden sieben Pfeiler durch eine Dammschüttung ersetzt, was Lohmer nicht gefällt. Er schreibt: „*Weil Dämme in diesem Falle billiger waren als eine Brückenkonstruktion, wurde die Brücke eben gekürzt. [...] Ganz verloren steht der eine kleine Pfeiler links vom Bogen in der Gegend*" [16], S. 337. Immerhin nehmen die Bauherren um des besseren Entwurfs Willen nicht den um zwei Millionen Mark billigeren Entwurf.

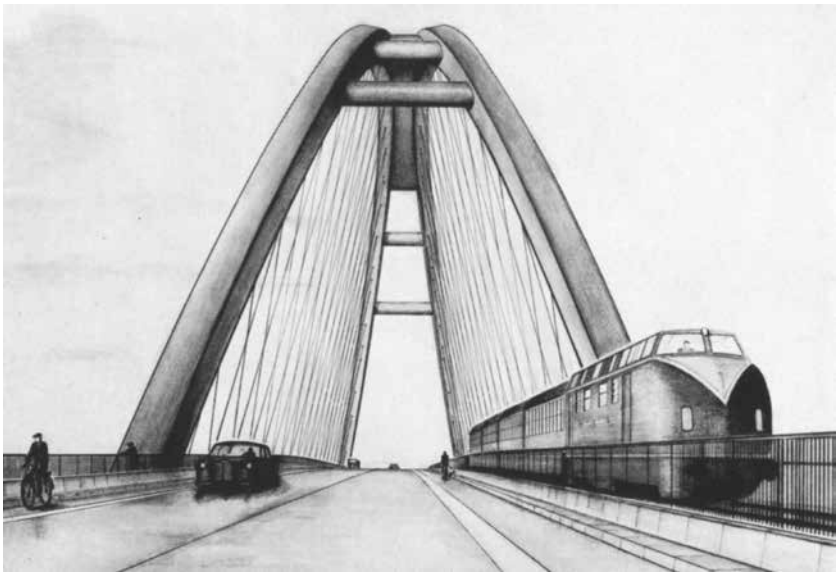


Bild 14 Fehmarnsundbrücke Zeichnung: G. Lohmer, aus [23]



Bild 15 Rheinbrücke Bendorf Foto: C. Dicleli, 2.9.2008

Rheinbrücke Bendorf (1965, mit Finsterwalder und Herbert Schambeck [22], S. 138–140)

- ❑ Spannbetondurchlaufträger mit mehreren Feldern
- ❑ Gesamtlänge: 1.029 m
- ❑ max. Spannweite: 208 m

Mit der Rheinbrücke Bendorf (Bild 15) wird mit einer maximalen Öffnung von 208 m im Freivorbau ein Weltrekord für eine Balkenbrücke eingestellt. Es gelingt dabei, die Pfeilerdicke der Hauptöffnung auf 2,80 m im Vergleich zu der Wormser Brücke mit ihren 6,0 m dicken Pfeilern zu reduzieren, obwohl die Kragarmlängen sich nahezu verdoppelt hatten. Dies kann erreicht werden, indem die Kragarme der Mittelöffnung in die deutlich kürzeren Nachbarfelder der relativ starr eingespannt werden, was zur Verminderung der Biegemomente der Hauptpfeiler führte. Die Schlankheit der Pfeiler wird durch ihr spitzes Auslaufen nochmals betont.

Zoobrücke Köln (1966, mit der Rheinstahl Union Brückenbau AG [24], [25])

- ❑ Stahlkastenbrücke mit nur einem Flusspfeiler
- ❑ Gesamtlänge: 597 m
- ❑ max. Spannweite: 259 m

Die Zoobrücke (Bild 16) ist neben der Severinsbrücke der zweite Kölner Rheinübergang, der



Bild 16 Zoobrücke Köln Foto: C. Dicleli, 28.10.2017



Bild 17 Zoobrücke Köln, Unteransicht Foto: C. Dicleli, 28.10.2017

nach dem Krieg neu geschaffen wird. Für den Wettbewerb der Zoobrücke waren 16 Entwürfe eingereicht worden, bei denen Lohmer an neun mitgewirkt hatte. Die ersten drei preisgekrönten Entwürfe stammen alle von ihm. Der Brückenpfeiler steht asymmetrisch nahe dem rechtsrheinischen Ufer, weil dies von der Schifffahrt aus Sicherheitsgründen verlangt wird. Von dort überspannt der Brückenkörper 259 Meter bis zu den beiden schlanken Stützen auf der unteren linksrheinischen Uferpromenade.

Obwohl Lohmer einen roten Anstrich vorsieht, wird die Brücke in „Kölner Brückengrün" (Chrom-Oxyd) gestrichen [26], Bild 17. Auch die Unterseite der Brücke ist sorgfältig gestaltet.

Dyckerhoff Brücke Schierstein (1967, mit Finsterwalder und Herbert Kupfer [27], [14], S. 97)

- ❑ Bogenbrücke
- ❑ vorgespannte Fußgängerbrücke in Freivorbau
- ❑ Spannweite: 96,40 m

Die Fußgängerbrücke über die Einfahrt des Schiersteiner Rheinhafens gilt als bautechnische Pionierleistung (Bild 18). Erstmalig fand in Deutschland weißer hochfester Leichtbeton als Spannbeton für ein derartiges Bauwerk Verwendung. Der elegante Steg entstand im Freivorbau und ist ein Geschenk an die Stadt Wiesbaden.



Bild 18 Dyckerhoffbrücke Wiesbaden–Schierstein Foto. C. Dicleli, 9.9.2019

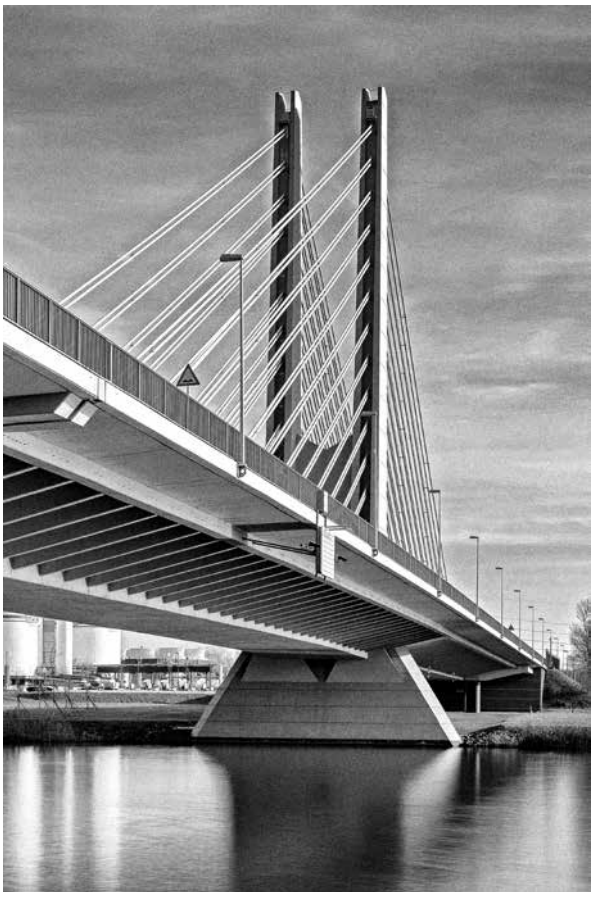


Bild 19 II. Werksbrücke der Fa. Hoechst in Frankfurt Foto: C. Dicleli, 8.11.2008

Zweite Mainbrücke (Werksbrücke West) der Farbwerke Hoechst Frankfurt (1972, mit Schambeck und Finsterwalder [28])

- Spannbeton-Schrägseilbrücke
- Gesamtlänge: 294 m
- max. Spannweite: 148 m

Der südliche Strompfeiler wurde mit einem 52 m hohen doppelten Betonpylon und entsprechenden Schrägseilen, der nördliche mit zwei Betonsegeln versehen (Bild 19). Die Seile verlaufen in Rohren und bestehen jeweils aus 25 Drähten mit je 16 mm Durchmesser. Das System der Schrägseilbrücke wurde hier weltweit zum ersten Mal für Eisenbahnverkehr angewendet (Bild 20).

Moselbrücke Schweich (1974, mit Schambeck [29])

Mit 192 m hat am Pfeiler eine Trägerhöhe von 9,80 m. Der Brückenbalken wird mit je zwei Scheibenpaaren gestützt, die am Balken reliefartig sichtbar gemacht sind, um die Balkenhöhe optisch zu reduzieren (Bild 21), wie dies auch bei der Südbrücke in Bonn 1967 ausgeführt wurde.

Düsseldorf Flehe (1979 [30] – Bild 22)

- Entwurf Stahlbrücke: Graßl, Dittmann
- Ausführungsentwurf Stahlbrücke: Friedrich Krupp Rheinhausen, Kahmann, Koger
- Vorlandbrücken: Fritz Leonhardt
- Pylon: Herbert Schambeck, Dyckerhoff & Wittmann AG
- einhüftige Mittelträger-Schrägseilbrücke
- Gesamtlänge: 1.166 m
- max. Spannweite: 368 m

2.2.3. Hochstraßen [31]

In den Fünfzigerjahren zwingt die Zunahme des Verkehrs viele Städte dazu, eine zweite Verkehrsebene in Form von Hochstraßen anzulegen. Finsterwalder und Lohmer versuchen auch für dieses Problem ansprechende und effektive Lösungen zu finden. So entstanden mehrere Hochstraßen, wofür sie u. a. Pilzkonstruktionen einsetzen, die es erlauben, den Raum unter der Brücke bestmöglich zu nutzen (Bild 23).

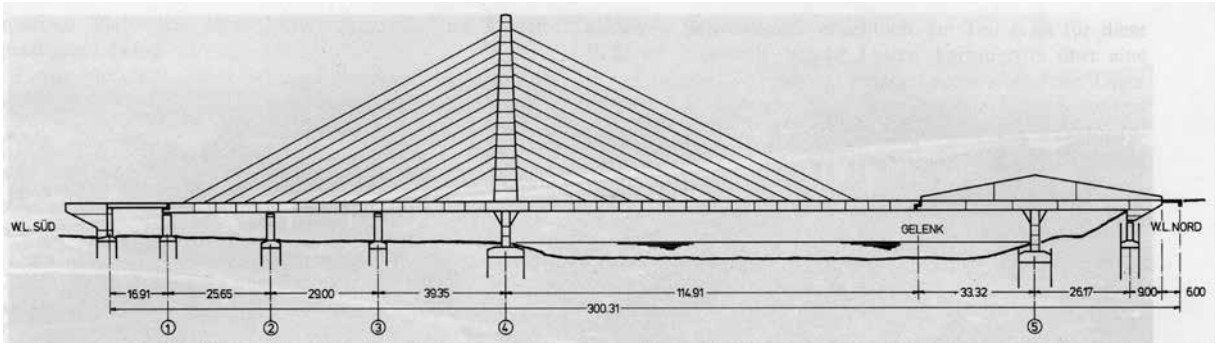


Bild 20 Systemskizze Werksbrücke Hoechst Zeichnung: aus [16], S. 191



Bild 21 Moselbrücke Schweich Foto: C. Dicleli, 24.8.2009



Bild 22 Rheinbrücke Düsseldorf Flehe Foto: C. Dicleli, 7.9.2019



Bild 23 Hochstraße Stadtfelddamm Hannover Foto: aus [31], S. 45

- Unkelstein: Viadukt (1957) mit Finsterwalder,
- Andernach: Kettiger Hangbrücke (1961) mit der Fa. Strabag Bau-AG,
- Hannover: Stadtfelddamm (Pilzbrücke) (1963) mit der Fa. Dyckerhoff & Widmann,
- Mainz: Hochstraße Lenneberg (1964) mit der Fa. Strabag Bau AG,
- Hamburg: Wandsbecker Rathausbrücke (1966) mit der Fa. Polensky & Zöllner (neu: Robert-Schumann-Brücke)

2.2.4. Weitere Brücken von Gerd Lohmer

- Fußgängerbrücke über den Mülheimer Hafen (1955) mit Bernhard Hermkes (Architekt) und Hermann Bay (Ingenieur) [32],
- Nahebrücke Münster-Sarmsheim (1958) mit Wilhelm Tiedje und Hermann Bay [31], S. 68,
- Blombachtalbrücke (1959) mit Hellmut Homberg [14], S. 299,
- Konrad-Adenauer-Brücke Bonn-Süd (1967) mit Hans Grassl [14], S. 158,
- Elztalbrücke (1967) mit Schambeck und Finsterwalder [33],
- Hermannswegbrücke (1968) mit der Fa. Dyckerhoff & Widmann [13],
- Fußgängerbrücke Bonn Sträßchenweg [29], S. 60,
- Fußgängerbrücke Wuppertal Oberer Grifflenberg [29], S. 60 f.

2.2.5. Nicht ausgeführte Wettbewerbsentwürfe

Die Brücke über den Großen Belt (mit U. Finsterwalder, H. Kupfer, B. Neunert und H. Spannring [34])

Seit 1948 wurde von der dänischen Regierung die Möglichkeit einer Verbindung über den Großen Belt untersucht. An dem 1965 ausgeschriebenen Wettbewerb beteiligt sich Lohmer zusammen mit Dywidag und Finsterwalder (Bild 24) mit einem auffallend ähnlichen Sys-



Bild 24 Wettbewerbsentwurf Brücke über den Großen Belt Dänemark Zeichnung: aus [34], S. 131

tem wie beim Viadukt Millau in Frankreich, das erst 2004 fertiggestellt wurde. Dabei müssen eine 42 m breite Fahrbahn für kombinierten Straßen- und Bahnverkehr und mehrere 350 m breite Schifffahrtsöffnungen vorgesehen werden. Die Dywidag-Ingenieure werden mit einem 3. Preis und mit 100.000 Kronen belohnt.

Douro-Brücke in Porto (mit Finsterwalder [19], S. 382)

Die Spannbetonkonstruktion sollte im freien Vorbau errichtet werden. Die Stützen sind dabei durch eine von Finsterwalder so genannte *„perforierte Wand“* ersetzt. Hierbei handelt es sich nicht um einen Bogen, sondern um zwei Kragarme, deren bogenartigen Untergurte sich in der Mitte treffen (Bild 25). Dadurch gibt es auch keinen Horizontalschub. Lohmer schreibt dazu: *„Die Auflösung der Wand verleiht aber eine Großzügigkeit und Einheitlichkeit, die allen aufgeständerten Bogenbrücken fehlt. Darüber hinaus werden alle Einzelglieder leichter und eleganter. Die Brücke wird zu einem riesigen Tor, das in seiner filigranhaften Leichtigkeit an maurische Architekturen erinnert“* [19].

Spannbandbrücke Bosporus (mit Finsterwalder [19], S. 388–390)

1958 schlagen Finsterwalder und Lohmer eine nur 30 cm dicke Spannbandbrücke über den Bosporus vor (Bild 26). Lohmer fuhr nach Istanbul, erkundet die vorgesehene Lage der Brücke, macht Skizzen und Studien. Zurück in Köln war er wohl ganz beseelt von dem Gedanken, „*seine Brücke würde auch symbolisch Orient und Okzident verbinden*“ [12]. Deswegen hat er in seinen ersten Entwürfen ein Flechtwerk (Finsterwalders *perforierte Wand*) vorgesehen. Es sollte die Fenstergitter, die früher in der türkischen Wohnhausarchitektur üblich waren, symbolisieren (Bild 27) [12]. Diese perforierte Wand versuchte Finsterwalder in mehreren Wettbewerben durchzusetzen, leider jedes Mal ohne Erfolg.

Finsterwalder fuhr mit Gerd Lohmer und seinem Mitarbeiter Herbert Kupfer an den Bosporus, um das Projekt dem damaligen Premier Menderes persönlich vorzustellen. Der Entwurf wurde einige Male konstruktiv und gestalterisch überarbeitet, schließlich aber

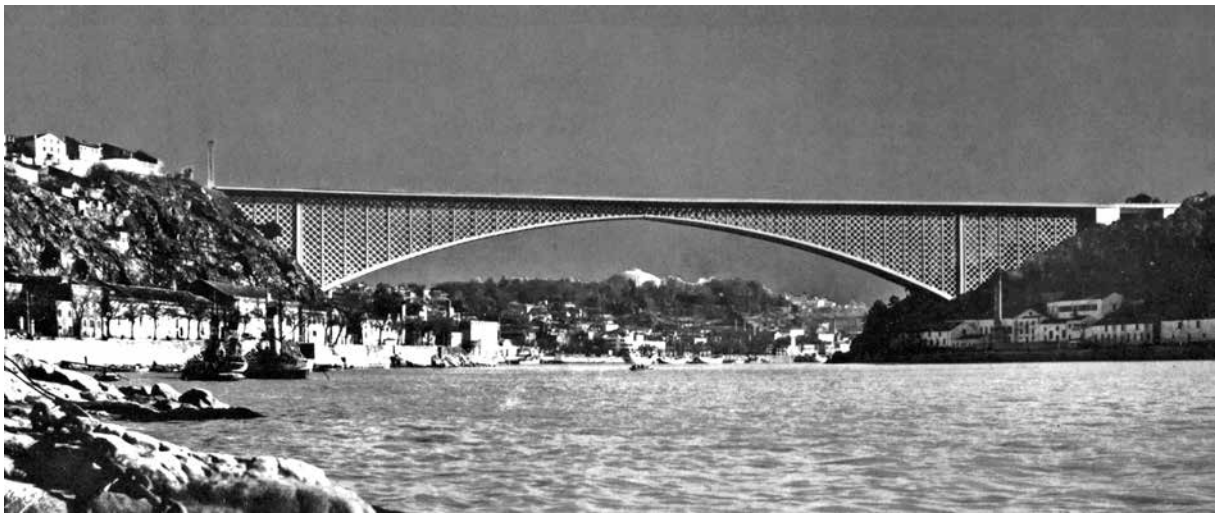


Bild 25 Wettbewerbsentwurf Brücke über den Douro in Porto Fotomontage: aus [19], S. 382

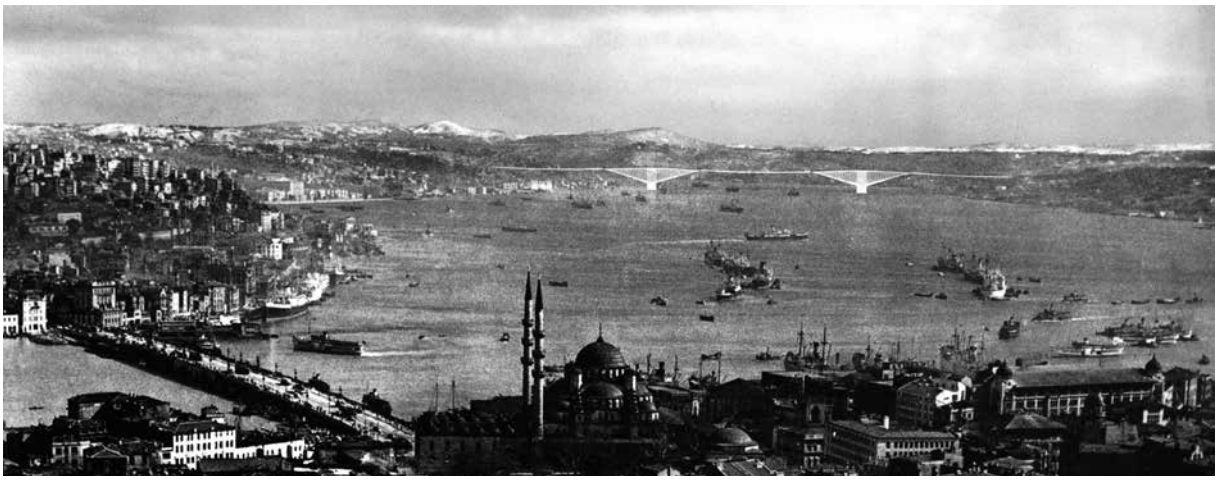


Bild 26 Projekt Brücke über den Bosporus Fotomontage: G. Lohmer, aus [19], S. 389



Bild 27 Projekt Brücke über den Bosporus, Pylon-Detail Fotomontage: aus [13], S. 15



Bild 28 Wettbewerbsentwurf Tejo-Brücke Fotomontage: aus [19], S. 13

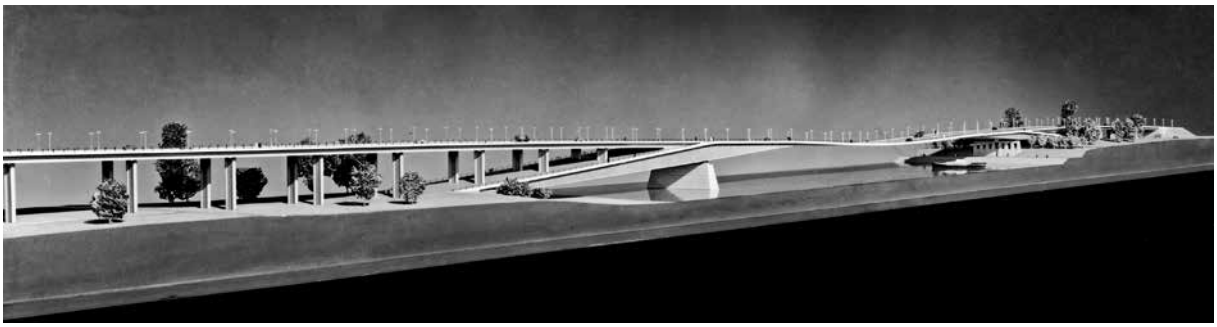


Bild 29 Wettbewerbsentwurf Zoobrücke Köln, Modelfoto Foto: aus [16], S. 196

doch abgelehnt. Über die Gründe der Ablehnung existieren unterschiedliche Berichte und Gerüchte. Tatsache ist jedenfalls, dass 1960 die Menderes-Regierung durch die Militärs gestürzt wurde und jegliche Großprojekte bis auf weiteres gestoppt wurden.

- Monokabelbrücke Bosporus (1969) mit Finsterwalder [16], S. 130,
- Tejo-Brücke Lissabon (1959): zwei Entwürfe zusammen mit der Fa. Krupp, jeweils mit Kramer (Hängebrücke) (Bild 28) und Leonhardt (Monokabel-Hängebrücke) [19], S. 386–387 und [14], S. 292,
- Zoobrücke Köln (1966): Spannband, mit Finsterwalder (dritter Preis) (Bild 29) [16], S. 196,
- Rheinbrücke Emmerich (1961): Monokabelbrücke, mit Leonhardt [35],
- Balduinbrücke Koblenz (1970) mit Finsterwalder [16], S. 143,
- Schrägseilbrücke über den Goldenen Horn in Istanbul (1971) mit Leonhardt [36],
- Scheldebrücke Antwerpen (Ingenieur und Datum unbekannt. A. d. V.) [35], S. 343

3. Schlussbetrachtungen

Im Gegensatz zu Leonhardt hatte Lohmer seine Unterlagen nicht systematisch gesammelt, keine Bücher geschrieben, wenige Artikel veröffentlicht. Dafür hielt er leidenschaftlich Vorträge. Unermüdlich hat er immer wieder versucht, die Bedeutung der Gestaltung von Ingenieurbauten hervorzuheben und den Gedanken der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt wachzuhalten. Bemerkenswert in diesem Zusammenhang ist das Heft *Baumeister 6* vom Juni 1960, wo über 30 Seiten mehrere Brücken und ein Artikel von Lohmer: „Die Aufgabe des Architekten beim modernen Brückenbau" erschien, neben diversen Aufsätzen auch von Leonhard und Finsterwalder.

Das Verhältnis Lohmers zu Finsterwalder soll freundschaftlich, aber distanzierter als zu Leonhardt [12] gewesen sein. Manchmal nannte er ihn scherzhaft „Herr Hellerfelder". Finsterwalder imponierte ihm wohl unter anderem auch damit, dass er Yoga machte und sich im Kopfstand entspannen konnte.

Leonhardt, demgegenüber er ein offeneres Verhältnis hatte, stand er wohl näher. Das Verhältnis kühlte sich mit der Zeit jedoch ziemlich ab, worunter Lohmer wohl ziemlich leiden musste. Bei den Veröffentlichungen über gemeinsame Brückenentwürfe bzw. -bauten wurde Lohmer immer häufiger nicht mehr erwähnt. Leonhardt bemühte sich zusehends, Lohmers Anteile an gemeinsamen Arbeiten klein zu reden, indem er oft betonte, dass Lohmer (lediglich) die entsprechenden Skizzen und Zeichnungen geliefert hätte. Seiner Frau platzte deswegen hin und wieder auch der Kragen: *„Er (Leonhardt) wird wohl größenwahnsinnig. Alles ich, ich, ich!"* [12].

Zwar lobt Leonhardt in dem Lebenslauf, den er über Gerd Lohmer in der Deutschen Biographie geschrieben hat, Lohmer als anerkannten und gesuchten Architekten *„mit einem sicheren Formgefühl und Sinn für gute Proportionen"* [37]. Er zählt auch mehrere Brücken auf, die Lohmer mit Ulrich Finsterwalder und der Firma Dywidag gebaut hat. Seltsamerweise führt er aber keine einzige Brücke auf, die Lohmer mit ihm (Leonhardt) zusammen gebaut hat. Dafür erwähnt er lediglich zwei gemeinsame *„Entwürfe für neuartige windstabile Hängebrücken über den Tejo in Lissabon und über den Rhein in Emmerich"*, die jedoch nicht ausgeführt worden sind. Auffallend ist auch, dass in seinem autobiografischen Buch „Baumeister in einer umwälzenden Zeit" [38], in der langen Liste derjenigen

Menschen, bei denen er sich bedankt, Lohmers Name nicht enthalten ist.

Auch in der Leonhardt-Ausstellung 2009 in Stuttgart spielte Lohmer kaum eine Rolle. In dem Buch „Die Kunst des Konstruierens“ [39], das anlässlich dieser Ausstellung herausgegeben wurde, begegnet man seinem Namen einige Male lediglich ganz am Ende des Buches in der Liste der Bauten Fritz Leonhards.

Nach seinem Ableben ist Gerd Lohmer immer mehr in Vergessenheit geraten. Möglicherweise spielt dabei eine Rolle, dass er praktisch nur im Brückenbau tätig war, d. h. in größerer Abhängigkeit von Ingenieuren. Wären von ihm einige bedeutende Hochbauten bekannt geworden, so wäre seine Wertschätzung insbesondere unter Architekten und Bauhistorikern möglicherweise eine höhere.

Auf jeden Fall war Gerd Lohmer ein Glücksfall für den Brückenbau der 1950er- und 1960er-Jahre. Er hat insgesamt an 251 Brückenprojekten mitgewirkt, von denen 85 gebaut wurden [38]. Er ist der Brückenarchitekt des 20. Jahrhunderts.

Aussagen von Lohmer über das Entwerfen von Brücken und die Zusammenarbeit Ingenieur und Architekt

Aus [40]:

„Wir sind verpflichtet, unsere Brücken so zu bauen, dass sie dem Fortschritt der Technik und dem Geist unserer Zeit entsprechen und sich harmonisch in unsere Umwelt einfügen.“

„Brücken sind heute nicht mehr das Werk einzelner. Die Aufgaben im Brückenbau sind derart vielfältig und schwierig geworden, dass sie nur in vertrauensvoller Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt gelöst werden können.“

„Das gegenseitige Verständnis soll bei Ingenieur und Architekt möglichst früh – also schon auf der Hochschule – geweckt und vertieft werden.“

„Das Teamwork im Brückenbau, in dem der Ingenieur die klare Führung hat, muss mit der gemeinsamen Planung beginnen und soll vom Bauherrn gefordert und gefördert werden.“

Aus [19]:

„Brücken sin*d begehbare Skulpturen in der Landschaft.“*

„Brücken gehören zu den eindrucksvollsten und repräsentativsten Kulturdokumenten unseres technischen Zeitalters.“

„Jede Brücke ist eine riesige, weithin sichtbare Plastik. Es ist Aufgabe des Architekten, dafür zu sorgen, dass sie ausdrucksstark und bis ins letzte Detail gut durchgeformt ist, dass sie überzeugend in ihrer Umgebung steht und etwas von dem Reiz der Kühnheit vermittelt, der darin liegt, scheinbar mühelos ein Hindernis zu überwinden.“

Veröffentlichungen von Gerd Lohmer (Auswahl)

- ❑ Die Architektonische Gestaltung der Neuen Nibelungenbrücke in Worms. In: Oberbürgermeister der Stadt Worms (Hrsg.): Die Nibelungenbrücke in Worms am Rhein, Berlin Heidelberg: Springer, 1953, S. 71–74
- ❑ Die architektonische Gestaltung der Neuen Moselbrücke Koblenz. In: Der Bauingenieur 29 (1954) 8, S. 305 ff.
- ❑ Architektonische Gestaltung von Severinsbrücke und Zoobrücke. In: Stadt Köln (Hrsg.): Köln Severinsbrücke 1959 | Zoobrücke 1966, Berlin-West, 1966, S. 15–23
- ❑ Die Aufgabe des Architekten beim modernen Brückenbau. In: Baumeister (1960) 6, S. 363–365
- ❑ Brückenbaukunst. In: Der Stahlbau (1964) 11, S. 2 ff. (1. Fassung)
- ❑ Brückenbaukunst. In: Bauwelt (1965) 12, S. 331–344 (2. Fassung)
- ❑ Die Brücke – das ästhetische Resultat. In: Süddeutsche Zeitung 25. Juli 1973, S. 37
- ❑ Brückenästhetik – Brücken aus der Sicht des Architekten. In: Der Deutsche Baumeister (1973) 3, S. 162–169
- ❑ Was hat heute der Architekt mit Brückenbau zu tun? Vortragsmanuskript, Privatarchiv Bettina Lohmer PABL

Aktueller Nachtrag

Die Wormser Nibelungenbrücke ist gefährdet. Sie soll 2025 abgerissen werden! [41], [42]

Die seit 1986 denkmalgeschützte Nibelungenbrücke ist von Hessen Mobil neulich für 13,6 Millionen Euro einschließlich der Vorlandbrücken, die erhalten bleiben sollen, aufwendig und erfolgreich saniert worden. Die Maßnahme wurde erst vor sechs Jahren abgeschlossen. Danach ging die Zuständigkeit für die Brücke gemäß einem entsprechenden Staatsvertrag auf das Land Rheinland-Pfalz, d. h. auf den Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz (LBM Worms) über. Eigentümer der Brücke ist die Bundesrepublik Deutschland, die sämtliche Kosten zu übernehmen hat.

Der LBM Worms hat im April 2019 eine Initiative mit dem Ziel gestartet, die historische Brücke abzureißen und einen Ersatzneubau zu erstellen, obwohl „die Brücke momentan absolut sicher und risse frei“ ist (Wormser Zeitung vom 04.04.2019). Dabei beruft er sich darauf, dass unter Beteiligung der Rheinland-Pfälzischen und der Hessischen Straßenbauverwaltungen sowie des damaligen Bundesministeriums für Verkehr im Jahr 2008 festgelegt worden sei, dass die geplante Instandsetzung ab 2010 wirtschaftlich für eine Reststandzeit von 15 bis 20 Jahren erfolgen solle. Die 2013 abgeschlossene Sanierung sei insofern bereits mit dem Ziel eines Ersatzneubaus konzipiert gewesen. Bei der Sanierung vor sechs Jahren sei durch den Einbau von zusätzlichen Spanngliedern in den Hohlkasten der Stege im Wesentlichen die Biegetragfähigkeit verbessert worden.

Ferner wird behauptet, dass bereits bei der Planung der genannten Sanierung von allen Beteiligten festgelegt worden sei, dass die Instandsetzung lediglich die nächsten 10 bis 15 Jahre absichern und ein Ersatzneubau ab 2028 zur Verfügung gestellt werden soll. LBM Worms geht davon aus, dass die Mittelfreigabe in Berlin problemlos und zeitnah erfolgen kann, da der Bund bei den Planungen stets mit einbezogen war. Die Stadt Worms ist brennend an einem Neubau interessiert, da sie die neue Brücke praktisch „umsonst“ bekommt.

Die geplante Zeitschiene:

2019: erste Abstimmungen mit Stadt Worms, Hessen Mobil, Denkmalpflegebehörde, Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd und anderen,

2020: LBM Worms erteilt Auftrag zur Planung des Ersatzneubaus der Strombrücke,

ab 2020: Planung und Vorbereitung Baurecht,

ab 2025: Baurecht, Ausschreibung und Vergabe, Baustart,

2028: Fertigstellung Strombrücke (Bauzeit inkl. Abriss: ~ 3 Jahre).

Literatur

[1] Ricken, H.: Der Bauingenieur – Geschichte eines Berufes. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1994, S. 168

[2] Dicleli, C.: Zur Geschichte der Gestaltung von Brückenbauten. Bautechnik 87 (2010) 10, S. 630 ff.

[3] Mehrtens, G. Ch.: Ästhetische Fragen der Ingenieurkunst, besonders des Eisenbaus. Der Eisenbau (1910), S. 452–458

[4] May, R.: Pontifex Maximus–Der Architekt Paul Bonatz. Münster, 2011

[5] Tamms, F. (Hrsg.): Paul Bonatz – Arbeiten aus den Jahren 1907 bis 1937. Stuttgart, 1937

[6] Leonhardt, F.: Über die Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt beim Brückenbau. Baumeister (1960) 6, S. 366–368

[7] Lubitz, J.: Architekten Portrait. URL: http://www.architekten-Portrait.de/friedrich_tamms/index.html (geprüft am 3.11.2019)

[8] Tiedje, W.: Formprobleme im Brückenbau. Stuttgart: Krämer, 1966

[9] Lohmer, G.: Best. 1567. HAStK – Historisches Archiv der Stadt Köln

[10] Lohmer, G.: Lebenslauf. Köln, 24.11.1945, PABL

[11] Bonatz, P.: Brief an den Präsidenten der Reichskammer der Bildenden Künste. 2.2.1938

[12] Abschrift des Gesprächs mit Bettina Lohmer am 1.7.2014 in Euskirchen.

[13] Lohmer, G.: Gerd Lohmer – Broschüre im Eigenverlag PABL (Erscheinungsdatum nicht angegeben. A. d. V.)

[14] Leonhardt, F.: Brücken – Ästhetik und Gestaltung | Bridges – Aesthetics and Design. 4. Aufl., Stuttgart: DVA, 1994, S. 156

[15] Oberbürgermeister der Stadt Worms (Hrsg.): Die Nibelungenbrücke in Worms am Rhein – Festschrift zur Einweihung

und Verkehrsübergabe der neuen Straßenbrücke über den Rhein am 30. April 1953, Worms, 1953
[16] Dyckerhoff & Widmann AG (Hrsg.): Festschrift Ulrich Finsterwalder – 50 Jahre für Dywidag. Karlsruhe: Verlag G. Braun, 1973, S. 52
[17] Wahl, E. F.: Die Nibelungenbrücke über den Rhein bei Worms – Wiederaufbau als erste große Spannbetonbrücke im Frei-Vorbau. In: Der Bundesminister der Finanzen (Hrsg.): Die Bauverwaltung – Sonderdruck aus der Zeitschrift für Behördliches Bauwesen 2 (1953) 4, S. 1–12
[18] Finsterwalder, U.; Knittel, G.: Die neue Moselbrücke in Koblenz. Der Bauingenieur 29 (1954) 8, S. 278–295
[19] Baumeister 6 (1960) Juni
[20] Stadt Köln (Hrsg.): Köln Severinsbrücke 1959 Zoobrücke 1966. Berlin/München, 1966, S. 61 ff.
[21] Lohmer, G.: Die Aufgabe des Architekten beim modernen Brückenbau. In [19], S. 363–365
[22] Schambeck, H.; Böckel, M.: Der freie Vorbau, ein bewährtes Mittel für Spannbetonbrücken. In [16], S. 134
[23] Lohmer, G.: Gerd Lohmer – Rotary und die Kunst. (kleine Broschüre ohne weitere Angaben, A. d. V.)
[24] Freudenberg, G.: Beschreibung der Stahlbrücke. In: [20], S. 176 ff.
[25] Lohmer, G.: Architektonische Gestaltung von Severinsbrücke und Zoobrücke. In: [20]
[26] Rheindorf, H.: Chronik der Kölner Rheinbrücken. Video-Dokumentation, Kölnprogramm 2010 – URL: https://www.youtube.com/watch?v=oLg82VLbKpw (geprüft am 21.12.2019)
[27] Baumeister 8 (1968) August, S. 885
[28] Schambeck, H.; Finsterwalder, K.: Spannbetonschrägseilbrücken. In [16], S. 184 ff.
[29] Dyckerhoff & Widmann AG (Hrsg.): Dywidag-Bericht Nr. 7. München, S. 10 (Erscheinungsdatum nicht angegeben. A. d. V.)
[30] Standfuß, F.; Naumann, J.: Brücken in Deutschland für Straßen und Wege: Der Fotobildband deutscher Brückenbaukunst. Hrsg. vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Köln: Deutscher Bundes-Verlag, 2006, S. 104 f.
[31] Beyer, E.; Thul, H.: Hochstraßen. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1967
[32] Stadt Köln (Hrsg.): Wie die Brücken sich wieder von Köln nach Köln spannen. Köln, 1997, S. 43
[33] Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Elztalbrücke. Der Bauingenieur 41 (1966), S. 251–258
[34] Eine Brücke über den Großen Belt. Bauwelt (1967) 20, S. 494–497 (Verfasser nicht angegeben. A. d. V.)
[35] Lohmer, G.: Brückenbaukunst. Bauwelt (1965) 12, S. 344
[36] Wittfoht, H.: Triumph der Spannweiten. Vom Holzsteg zur Spannbetonbrücke. Köln: Bau+Technik, 1972, S. 293 f.
[37] Leonhardt, F.: Lohmer, Gerd. Neue Deutsche Biographie 15 (1987), S. 131 f. – URL: https://www.deutsche-biographie.de/pnd137866704.html#ndbcontent (geprüft am 3.11.2019)
[38] Leonhardt, F.: Baumeister in einer umwälzenden Zeit. 2. Aufl., Stuttgart: DVA, 1984, S. 303
[39] Kleinmanns, J.; Weber, Ch. (Hrsg.): Fritz Leonhardt 1909–1999 – Die Kunst des Konstruierens | The Art of Engineering. Stuttgart/London: Ed. Axel Menges, 2009
[40] Lohmer, G.: Brückenbaukunst. Der Stahlbau (1964) 11, S. 302–312
[41] Ersatzneubau für alte Nibelungenbrücke bei Worms bis 2028 geplant. Wormser Zeitung, 4.4.2019
[42] Neubau der Nibelungenbrücke: Denkmalschützer müssen sich fügen. Wormser Zeitung, 10.4.2019

Brückenbau | Tunnelbau | Hochbau | konstruktiver Ingenieurbau

B+S Beratende Ingenieure VBI

Der beste Weg ist die Kombination von Wissen, Erfahrung und Kreativität.

Als innovativer Ingenieurdienstleister erarbeiten wir für Sie seit über 50 Jahren umfassende und praxisgerechte Lösungen – für anspruchsvolle Neubauvorhaben und zur Erhaltung von bestehenden Ingenieurbauwerken. **Büchting + Streit AG.**

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten



BAB A3, Lahntalbrücke Limburg | Nebenangebot Freivorbau, Ausführungsplanung

www.buechting-streit.de

GRASSL
BERATENDE
INGENIEURE
BAUWESEN



Bundesautobahn A1 | AS Köln-Niehl – AK Leverkusen-West

8-streifiger Ausbau inklusive Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen

Gesamtplanung

Verkehrsanlagen, Ingenieurbauwerke, Baugestalterische Beratung, Visualisierung, Geotechnik, Deponie, Emissionsschutz, Methodik Kampfmittelfreiheit, Lärmschutz, Luftschadstoffe, Aerodynamik, Windkanal, Hydraulik, Modellgerinne, Sohlmorphologie, Kolkschutz, Baulogistik und SiGeKo

www.grassl-ing.de

Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen

Dipl.-Ing. (FH) Nicole Ritterbusch[1], Dr. sc. techn. Hans Grassl[2], Dominic Reyer, M.Sc.[2]

Zusammenfassung

Die bestehende Rheinbrücke Leverkusen hält den seit den 1960er Jahren in erheblichem Maße gestiegenen Anforderungen aus dem Schwerverkehr nicht mehr Stand. Der dadurch notwendige Ersatzneubau der Rheinbrücke und die prognostizierten zukünftigen Verkehrsstärken erfordern den Ausbau des Streckenabschnitts der A1 zwischen der Anschlussstelle Köln-Niehl und dem Autobahnkreuz Leverkusen-West auf acht durchgängige Fahrstreifen.

1 Veranlassung

Die Autobahn A1 ist Teil des transeuropäischen Netzes TEN. Der ca. 4,55 km lange Streckenabschnitt der A1 zwischen der Anschlussstelle Köln-Niehl und dem Autobahnkreuz Leverkusen-West unterlag zuletzt einer täglichen Verkehrsbelastung von 120.000 Kfz, darunter 15.000 Lkw. Die prognostizierten zukünftigen Verkehrsstärken erfordern den Ausbau dieses Streckenabschnitts der A1 auf acht durchgängige Fahrstreifen (RQ 43,5), den Umbau des Autobahnkreuzes Leverkusen-West und Anpassungen im Bereich der Anschlussstelle Köln-Niehl. Die besondere Dringlichkeit der Planung, Genehmigung und Realisierung der Maßnahme ist durch die gravierenden Schäden infolge vorzeitiger Materialermüdung der im Jahre 1965 dem Verkehr übergebenen Rheinbrücke Leverkusen geschuldet, [1], [2].

Das Bauwerk (vgl. Bild 1), einst konzipiert für 40.000 Kraftfahrzeuge pro Tag, musste erstmalig im November 2012 für den Lkw-Verkehr über 3,5 t zul. Gesamtgewicht für drei Monate gesperrt werden, als nach durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen neue Risse in der Tragkonstruktion festgestellt wurden. Die Risse traten sowohl in den Schweißnähten als auch im Grundmaterial der Querrahmen auf und liefen teilweise in den Hauptträgersteg hinein. Aufgrund des erheblichen Schadensausmaßes, der Defizite der damals eingesetzten Stähle der Werkstoffgüte St 52, der nicht ermüdungsgerechten Ausführung sowie der dadurch und infolge des in erheblichem Maße gestiegenen Schwerverkehrsaufkommens weit fortgeschrittenen Materialermüdung wurde 2012 ein schnellstmöglicher Neubau der Rheinbrücke Leverkusen mit Inbetriebnahme des ersten neuen Teilbauwerks bis 2020 beschlossen.

Dieser Beschluss des Ersatzneubaus der Rheinquerung erfordert die parallele Umsetzung der Ausbaumaßnahme im betroffenen Abschnitt. 2014 wurden durch die laufenden Bauwerksprüfungen erstmalig Risse in den Seilkammern entdeckt, die eine erneute Sperrung des zwischenzeitlich wieder freigegebenen Lkw-Verkehrs über 3,5 t erforderlich machten. Die Sperrung für den Lkw-Verkehr kann bis zum Rückbau des Bestandsbauwerks nicht mehr aufgehoben werden.



Bild 1 A1, Rheinbrücke Leverkusen, Bestandsbauwerk © GRASSL

[1] *Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen*
[2] *Ingenieurbüro Grassl GmbH*



Bild 2 Varianten Konzeptstudie, Visualisierungen © GRASSL und Firmhofer+Günther

2 Planungswettbewerb

Durch den unerwartet schnell aufgetretenen Schadensfortschritt bestand die Notwendigkeit für eine dringliche Bearbeitung zur Planung des Ersatzneubaus der Rheinquerung und den damit verbundenen Streckenabschnitten. Um in möglichst kurzer Zeit die optimale Lösung für den 8-streifigen Ausbau der A1 und insbesondere für den so zeitnah wie möglichen Ersatzneubau des ersten neuen Brückenzugs der Rheinquerung zu finden, wurde ein Vergabeverfahren mit Planungswettbewerb durchgeführt. Vier Projektteams wurden parallel beauftragt, für den 8-streifigen Ausbau der A1 im Abschnitt zwischen der AS Köln-Niehl und dem AK Leverkusen West inklusive Ersatzneubau der Rheinquerung Varianten jeweils im Rahmen einer Konzeptstudie zu entwickeln.

Für die Beurteilung der im Wettbewerb zu erstellenden Konzeptstudien wurden nachfolgende Kriterien ausgelobt:

- ❑ Umweltbelange,
- ❑ Länge der Bauzeit,
- ❑ (auch Baustellen-)Verkehrsführung während der Bauzeit,
- ❑ Wirtschaftlichkeit der Baumaßnahme,
- ❑ Ästhetik/Gestaltung der Rheinquerung.

Geprägt ist der Planungsraum neben der Bebauung im Bereich Köln-Merkenich durch die Altlastenfläche Dhünnaue sowie das Autobahnkreuz Leverkusen-West. Insbesondere die Altlastenfläche der Dhünnaue stellte dabei eine wesentliche Rahmenbedingung für die Auswahl möglicher Trassen und Bauvarianten dar.

Für die Vergabeentscheidung der Ingenieurleistungen wurden ergänzend zu den o. g. für die Konzeptstudie ausgelobten Kriterien weitere, die ausgeschriebene Gesamtplanung betreffende Kriterien herangezogen:

- ❑ Angebotspreis/Honorar,
- ❑ fachtechnischer Wert der Angebotsunterlagen,
- ❑ Verfügbarkeit des projektleitenden Personals,
- ❑ Koordination der Leistungserbringung, insbesondere Integration und Qualität der Fachplaner,
- ❑ Sicherstellung von Ausführungszeiträumen /-fristen, Planungslauf im Projekt.

Die im Rahmen des Vergabeverfahrens für die weitere Beauftragung ausgewählte Lösung überzeugte durch die bestandsangepasste Trassierung, die auf eine schnelle und wirtschaftliche Umsetzbarkeit des Vorhabens abzielte. Größtenteils werden die Ersatzneubauten in seitlich versetzter Lage parallel zu den bestehenden Brückenbauwerken errichtet, um die Verkehre mit der im Bestand vorhandenen Fahrstreifenanzahl aufrecht zu halten. Hinsichtlich des Ersatzneubaus der Rheinquerung

wurde ebenso eine bestandsnahe Lösung für die zukünftige Achse der BAB 1 favorisiert, bei welcher der erste neue Brückenzug über den Rhein neben dem Bestand errichtet wird, um nach Verkehrsumlegung und Rückbau der bestehenden Rheinbrücke Leverkusen den zweiten neuen Brückenzug in Bestandslage zu errichten.

Die Gesamtmaßnahme ist im Hinblick auf eine schnellstmögliche Freigabe der BAB 1 für den Schwerverkehr in zwei Hauptbauphasen gegliedert:

- Ausbau Fahrtrichtung Trier inklusive erstem neuem Brückenzug der neuen Rheinquerung,
- Ausbau Fahrtrichtung Dortmund inklusive Rückbau bestehender Brückenzug und Neubau zweiter Brückenzug der neuen Rheinquerung.

Für die neue Rheinquerung erfüllen die im Rahmen der Konzeptstudie vorgelegten Hauptvarianten – Schrägseilbrücken und Stabbogenbrücke als Langerscher Balken – die Ziele, Randbedingungen und Wettbewerbskriterien bestmöglich (vgl. Bild 2). Die Konzeptstudie der GRASSL Beratende Ingenieure wies für die Schrägseillösung über den Rhein alternativ zwei Untervarianten in Form einer ein- und einer zweihüftigen Schrägseilbrücke mit Lamda- und A-Pylon aus.

3 Leistungsumfang Gesamtplanung

Um bereits 2017 mit der baulichen Umsetzung der Ausbaumaßnahme beginnen zu können, wurden nahezu sämtliche Ingenieurleistungen für Objektplanung Verkehrsanlage, Luftschadstoffe, Objektplanung Ingenieurbauwerke, Baulogistik, Tragwerksplanung, Aerodynamik, Hydraulik, Deponiebau, Geotechnik, Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordination sowie Emissionsschutz an GRASSL Beratende Ingenieure im Oktober 2013 vergeben.

Gegenstand der Planung sind die Verkehrsanlagen von der Grundlagenermittlung bis zur Ausführungsplanung sowie zehn neue Brückenbauwerke, bestehend aus 15 Teilbauwerken, sowie zehn rückzubauende Bestandsbrücken, zwei Leitungstunnel, fünf Beckenanlagen, Rahmenkanäle, Stützwände, Schilderbrücken und Lärmschutzwände, Oberflächenabdichtung und Dichtwand ebenso von der Grundlagenermittlung, jedoch bis einschließlich Vorbereitung der Vergabe.

4 Besondere Herausforderungen für das Projektteam des Bauherrn, seiner Planer und Gutachter

Die hohe Dringlichkeit erforderte eine parallele Bearbeitung der Fachbereiche Verkehrsanlagen, Ingenieurbauwerke, Geotechnik und Deponieplanung mit erhöhten Anforderungen an die Koordination dieser Fachplanungen.

Neben der sehr hohen Dringlichkeit stellt die Lage des Autobahnkreuzes Leverkusen-West auf der rechtsrheinischen Seite im Bereich der Altablagerung Dhünnaue, wo Abfälle bis Mitte der 1960er Jahre auf einem ca. 60 Hektar großen Gelände abgelagert wurden, eine weitere besondere Herausforderung der Ausbaumaßnahme dar. Die im Bereich dieser gesicherten Altablagerung befindlichen sechs Brückenbauwerke des Autobahnkreuzes müssen aufgrund des baulichen Zustands und von Spannungsrisskorrosionsgefährdung unter voller Aufrechthaltung der Verkehre der Autobahnen BAB 59 und BAB 1 sowie des nachgeordneten Netzes durch neue Bauwerke in seitlich versetzter Lage ersetzt werden.

Ein umfangreiches Sicherungskonzept gewährleistet, dass keine schädlichen Stoffe freigesetzt werden. Somit hängt die Lage der neuen Rheinquerung auch von der Vorgabe des beschränkt minimierten Eingriffs in die Altablagerung ab.

Aufgrund der hohen Dringlichkeit, der Vielseitigkeit und des Schwierigkeitsgrads der vorhandenen Randbedingungen liegt der Fokus auf der Ausarbeitung einer Ausbaulösung für die Gesamtmaßnahme, die ein Höchstmaß an Genehmigungsfähigkeit verspricht.

5 Projektzeitplan

Im Oktober 2015 wurde nach nur zweijähriger Planungszeit die Planfeststellungsunterlage für den gesamten Ausbauabschnitt bei der Bezirksregierung Köln eingereicht. Im Juli 2016 fand der Erörterungstermin statt. Der Planfeststellungsbeschluss wurde im November 2016 erlassen. Nach Verhandlung von drei Klagen, aufgrund der Dringlichkeit in einer Instanz direkt am Bundesverwaltungs-

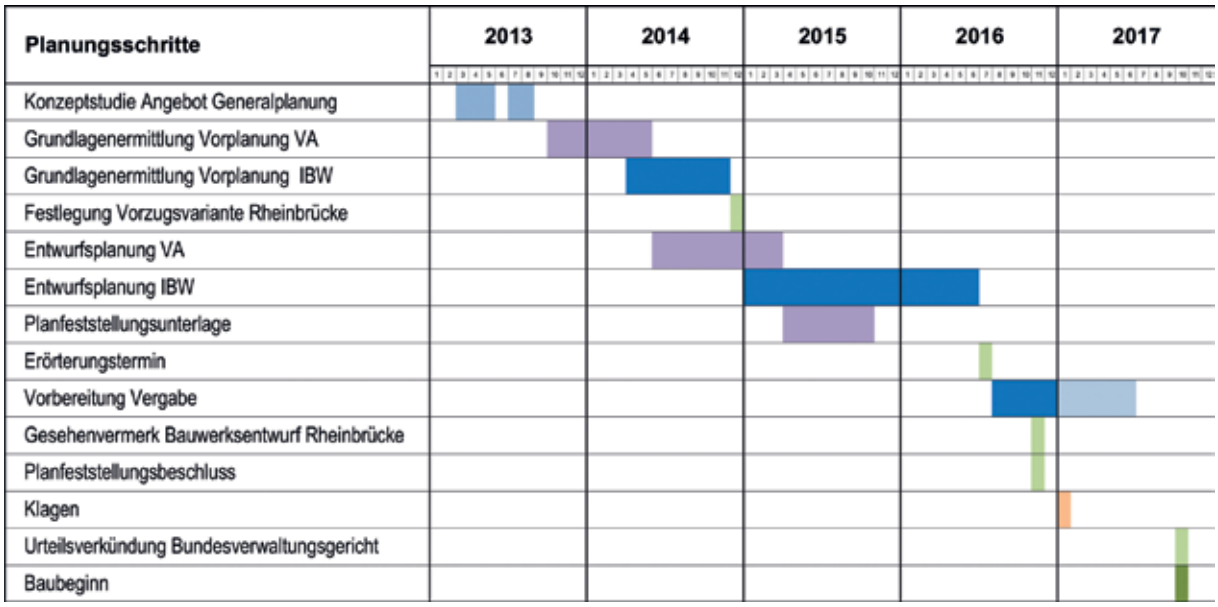


Bild 3 Zeitlicher Projektablauf von der Grundlagenermittlung bis zum Baubeginn © GRASSL

gericht in Leipzig, lag am 11. Oktober 2017 Baurecht vor. Der offizielle Baubeginn konnte dank parallel durchgeführter Vorbereitungen der Vergabe der Bauleistungen mit dem ersten feierlichen Spatenstich vier Jahren nach Planungsbeginn im Dezember 2017 erfolgen (vgl. Bild 3).

6 Projektrahmen (Randbedingungen)

Viele Randbedingungen unterscheiden sich wohl kaum von denen anderer Projekte.

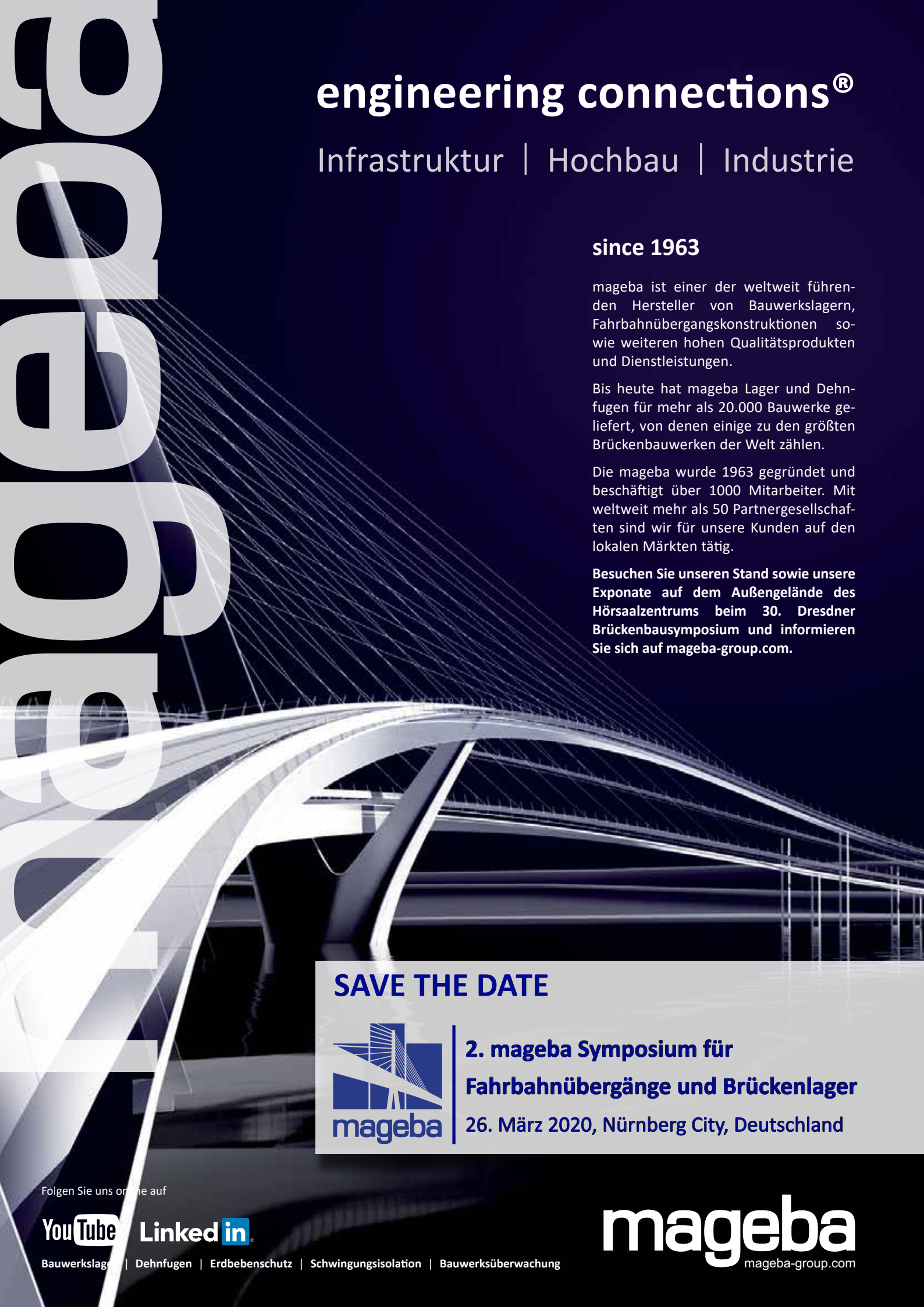
Der Ausbau erfolgt zukunftsweisend entsprechend der Bundesverkehrswegeplan-Prognose 2030 [3]. Auch dass ein neues Teilbauwerk neben der vorhandenen Brücke errichtet wird, damit das bestehende Bauwerk bis zur Inbetriebnahme der neuen Rheinquerung den Verkehr aufnehmen kann, ist heutzutage nichts Ungewöhnliches mehr.

Andere Randbedingungen aber machen dieses Projekt zu einem besonderen [4]. So führt der kurze Abstand zwischen dem AK Leverkusen-West und der AS Köln-Niehl (ca. 1,5 km), zwischen denen sich die Rheinquerung befindet, zu vermehrten Fahrstreifenwechseln sowie Beschleunigungs- und Verzögerungsvorgängen, welche sich nachteilig auf den Verkehrsablauf auswirken. Die Ein- und Ausfahrsituation zu den Anschlussstellen AK Leverkusen-West und AS Köln-Niehl wurden verkehrssicher gemäß den Regeln der Technik gestaltet. Daraus ergeben sich auf der Strombrücke je Fahrtrichtung 6 Spuren nebst Standstreifen und zusätzlichem Rad- und Gehweg. Der Vorteil: Sowohl während des Rückbaus der Bestandsbrücke, während der Bauzeit des zweiten Teilbauwerkes als auch für spätere Instandsetzungsmaßnahmen, z. B. an den Seilen der Brücke, steht genügend Platz zur Verfügung, um eine 6+0-Verkehrsführung auf einer der Brücken einzurichten.

Die Auswirkungen auf die Umwelt wurden durch begleitende Fachgutachten geprüft. So wurde hinsichtlich der Verletzung der Verbote des § 44 Abs. 1 BNatSchG ein artenschutzrechtlicher Fachbeitrag erarbeitet. Ergebnis ist, dass bei einer größeren Anzahl von Vogelarten der Verbotstatbestand erfüllt sein kann (ggf. signifikant erhöhtes Kollisionsrisiko für 77 Zugvogelarten). Dies wurde in der Variantenauswahl der gewählten Brückenform berücksichtigt.

Auch der Eingriff und die Auswirkungen in die Überschwemmungs- und Wasserschutzgebiete sowie den Landschaftsschutz wurden bewertet. Hier ist neben den Flächen am Rhein insbesondere der Flusslauf der Dhünn als Schutzgebiet zu nennen. Selbstverständlich spielt auch der Rhein selbst eine Rolle – beeinflussen doch die Pegelstände den späteren Bauablauf. Für diese wichtige Wasserstraße darf es hier keine Beeinträchtigungen geben.

Und nicht zuletzt sollte der Eingriff in das gesicherte System der Altablagerung Dhünnaue minimiert werden. Sowohl die bestehende



engineering connections®

Infrastruktur | Hochbau | Industrie

since 1963

mageba ist einer der weltweit führenden Hersteller von Bauwerkslagern, Fahrbahnübergangskonstruktionen sowie weiteren hohen Qualitätsprodukten und Dienstleistungen.

Bis heute hat mageba Lager und Dehnfugen für mehr als 20.000 Bauwerke geliefert, von denen einige zu den größten Brückenbauwerken der Welt zählen.

Die mageba wurde 1963 gegründet und beschäftigt über 1000 Mitarbeiter. Mit weltweit mehr als 50 Partnergesellschaften sind wir für unsere Kunden auf den lokalen Märkten tätig.

Besuchen Sie unseren Stand sowie unsere Exponate auf dem Außengelände des Hörsaalzentrums beim 30. Dresdner Brückenbausymposium und informieren Sie sich auf mageba-group.com.

SAVE THE DATE

mageba

2. mageba Symposium für Fahrbahnübergänge und Brückenlager

26. März 2020, Nürnberg City, Deutschland

Folgen Sie uns on[illegible]e auf

YouTube LinkedIn

Bauwerkslag[illegible] | Dehnfugen | Erdbebenschutz | Schwingungsisolation | Bauwerksüberwachung

mageba

mageba-group.com

BAB 1 als auch der zukünftige Ausbaubereich liegen innerhalb der Altablagerung Dhünnaue. Dabei handelt es sich um eine ehemalige Deponie, die bereits Anfang des vergangenen Jahrhunderts Abfälle der chemischen Industrie aufgenommen hat und bis in die 1960er Jahre insbesondere von den Bayer-Werken genutzt wurde. Hier lagern unterschiedlichste Abfälle – von völlig unbelastetem Bodenaushub und einfachem Bauschutt über Klärschlamm bis hin zu Produktionsabfällen aus der chemischen Industrie. Durch die dringend notwendige Erweiterung der Rheinbrücke muss in die Abdichtung der Altablagerung an verschiedenen Stellen flächig oder punktuell eingegriffen werden – nur so können die Fahrbahnen ausgebaut und die zukünftigen Brückenpfeiler sicher im Boden verankert werden. Es müssen etwa 88.000 Kubikmeter belastetes Deponat ausgehoben und anschließend sicher entsorgt werden. Im Vergleich zur Gesamtaushubmenge entspricht dies etwa einem Drittel.

Ein Großteil der aufzunehmenden Abfälle ist ungefährlich. Es müssen aber auch Materialien entsorgt werden, die Lösemittel, chlororganische Verbindungen oder teerigen Bestandteile enthalten. Deshalb sind für die Arbeiten umfassende Sicherheitsmaßnahmen geplant, damit keine Schadstoffe von der Baustelle nach außen dringen. Der Anteil des organischen Abfalls ist in der Altablagerung vergleichsweise gering. Da die ehemalige Deponie jedoch sehr inhomogen ist, wurden für die Gründung der Brückenpfeiler, der Rampenbauwerke und der rechtsrheinischen Widerlager der Strombrücken Tiefgründungen unterhalb der Altablagerung auf der tragfähigen Rheinterrasse gewählt. Für diese Tiefgründungen muss, wie für die Verbreiterung der Fahrbahnen, in die Altablagerung eingegriffen und Deponat entsorgt werden. Dieses Vorgehen war einer der zentralen Bestandteile der Einwendungen und der Klagen gegen den Bau. Alle Kritikpunkte und Bedenken konnten aber in der Gerichtsverhandlung durch das planfestgestellte Sicherungskonzept mit den umfangreichen Emissionsschutzmaßnahmen ausgeräumt werden.

Die aus allen diesen Randbedingungen ermittelte Vorzugsvariante der Linienführung erfüllt die genannten Randbedingungen am besten, insbesondere hinsichtlich des zu minimierenden Eingriffs in die Altablagerung Dhünnaue und der Vorgabe, dass der Verkehr während allen Bauphasen aufrechterhalten werden soll.

7 Ziele und Leitgedanken beim Entwurf der Bauwerksvarianten

Im Rahmen der Bauwerkskonzeption wurden Brücken mit obenliegenden Tragwerken untersucht, deren erste Teilbauwerke in seitlich versetzter Lage erstellt werden und somit die Aufrechterhaltung aller Verkehre ermöglichen sowie gleichzeitig den unvermeidbaren Eingriff in die rechtsrheinische Altablagerung minimal halten.

Der reibungslose Betrieb, eine zuverlässige Erhaltung und der wirtschaftliche Ersatzneubau nach Ablauf der Lebensdauer erfordern zwei separate Neubauten für die Rheinquerung. Dadurch waren zwei parallele Brückenbauwerke in unmittelbarer Nachbarschaft als Brückenschwestern oder gar Zwillingsbrücken zu konzipieren. Dieser Umstand zweier benachbarter Bauwerke mit obenliegenden Tragwerken erfordert besondere Sorgfalt bei der Bauwerksgestaltung. Die zentrale Aufgabe bestand darin, zwei benachbarte Bauwerke zu entwerfen, die sich gegenseitig ergänzen und trotz Trennung in Längsrichtung als zusammengehörig wahrgenommen werden.

Bei der Ausarbeitung der Varianten wurden drei Richtungen verfolgt:

1a Seilverspannte Zwillingsbrücken,

1b Landmarke,

2 Zwillingsbögen gebündelt.

Ein weiteres Leitmotiv bei der Ausarbeitung der Lösungen war neben der Zwillingsthematik der Bezug zur Örtlichkeit, der durch den Rhein und die beiden benachbarten Städte Köln und Leverkusen geprägt ist. Bei der Landmarke stehen die Pylone der einhüftigen Schrägseilbrücken jeweils am links- und rechtsrheinischen Ufer für die beiden benachbarten Städte, die sich in Form der sich übergreifenden Schrägseile im Stromfeld über dem Rhein die Hände reichen. Bei den zweihüftigen Zwillingsbrücken erinnern die benachbarten A-Pylone an die Kölner Domspitzen und stellen damit einen örtlichen Bezug zur benachbarten Metropole am Rhein her. Weiterhin schafft die Gestaltung der Lärmschutzwände mit farbigen Elementen und Schriftzügen der Namen der Kölner und Leverkusener Stadtteile eine Verbindung der benachbarten Städte.

Als ein ganz wesentliches Motiv wurde die Einbindung der neuen Rheinquerung in das landschaftliche und städtebauliche Umfeld verfolgt. Die o. g. Varianten erfüllen dieses Ziel auf unterschiedliche Weise. Das landschaftliche und städtebauliche Umfeld lässt grundsätzlich sowohl Landmarken als auch zurückhaltende Lösungen zu. Mit der Bogenlösung als konsequent zurückhaltende Lösung wird durch die harmonische Form und die Bündelung der Bogenpaare im Scheitel eine zweifache Reduktion des zwangsläufig obenliegenden Tragwerks erreicht. Zum einen konzentrieren die Bögen das obenliegende Tragwerk in Längsrichtung allein auf das große Hauptfeld über dem Strom. Zum anderen wird in Querrichtung mit der Bündelung der Bogenpaare im Scheitel und damit der Reduktion von vier auf zwei wahrgenommene Ebenen eine zurückhaltende Wirkung der ca. 90 m breiten Rheinquerung erzielt.

Das angestrebte Höchstmaß an Transparenz und Schlankheit als wesentliche Voraussetzungen für ästhetische Brückenbauwerke wird durch die Wahl aufgelöster Tragwerke und die hierauf abgestimmte Querschnittsgestaltung gelegt. Die Ansichtsflächen der Pylone und des Überbaus sind zur Betonung der wahrgenommenen Schlankheit durch unterschiedlich geneigte Flächen bei den Versteifungsträgern über die Ansichtshöhe und bei den Pylonstielen über die Ansichtsbreite in mehrere Abschnitte gegliedert.

Um effiziente und damit wirtschaftliche Tragwerke zu entwerfen, wurde das Motiv einer möglichst direkten Lastabtragung konsequent verfolgt. Die Entkoppelung von Unter- und Überbauten auch im Bereich der Bogenkämpfer und Pylonfußpunkte ermöglicht eine wirtschaftliche Gründung. In allen vorgeschlagenen Systemen werden die Beanspruchungen zu einem wesentlichen Teil im Überbau kurzgeschlossen, anstelle hohe Horizontalkräfte oder Momente aus dem Hauptsystem in den Baugrund einzutragen.

8 Variantenuntersuchung

Für die Rheinquerung der BAB A1 zwischen der AS Köln-Niehl und dem AK Leverkusen-West sind zunächst sowohl Tunnel- als auch Brückenvarianten betrachtet worden. Die Rheinquerung in Tieflage kam nicht in die engere Wahl, da die Tunnellösung u. a. bedeutsame Nachteile bzgl. der Flächeninanspruchnahme an den Ein- und Ausfahrbauwerken aufweist. Zudem ist die Unter- bzw. Durchquerung der Altablagerung Dhünnaue aus umwelttechnischer Sicht mit großen Risiken verbunden. Darüber hinaus kann die Anbindung der BAB 59 an die BAB 1 aus Umweltverträglichkeitsgründen nicht umgesetzt werden, da Großteile der Altablagerung Dhünnaue umgelagert werden müssten. Mit einer Abtrennung der A 59 wäre der Verkehrswert des Autobahnabschnittes nicht erreicht. Eine Verkehrsverbindung für den Fußgänger- und Radverkehr ist bei einer Tunnellösung nicht integrierbar. Eine zusätzliche Rad- und Gehwegbrücke wäre erforderlich. Die Umsetzung einer Tunnellösung wäre zudem mit deutlich höheren Herstellungs-, Erhaltungs- und Betriebskosten sowie einer längeren Bauzeit verbunden. Letztere ist angesichts des schlechten Zustands der Bestandsbrücke inakzeptabel.

Im Zuge der Vorplanung wurden als Brückenvarianten neben den naheliegenden Schrägseil- und Bogenbrücken auch diverse weitere Brückensysteme für die Rheinquerung in Erwägung gezogen, die zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt eine Mindeststützweite von 280 m im Stromfeld ermöglichen. Die für die Schifffahrt bzw. unterführenden Straßen freizuhaltenden lichten Höhen von 9,10 m bzw. 4,70 m und die infolge der maximal möglichen Höhenlage der Trasse der A1 zur Verfügung stehende Bauhöhe des Brückenüberbaus reichen jedoch nicht aus, um die Rheinquerung mittels Deck- bzw. Balkenbrückenlösungen für das Stromfeld realisieren zu können. Hängebrücken scheiden in der Regel für Spannweiten unterhalb von 400 m aus Gründen der Wirtschaftlichkeit aus.

Im vorliegenden Fall wurden die Stabbogenzwillingsbrücken gegenüber den Schrägseilbrücken entweder aufgrund der bauzeitlich erforderlichen Eingriffe oder deutlich höheren Aufwendungen für die Montage weniger gut bewertet. Bei der Montage des Stromfelds durch Einschwimmen wird zum einen eine Vollsperrung des Rheins und zum anderen ein Vormontageplatz im Bereich des unter Naturschutz stehenden Rheinufers erforderlich. Andernfalls müssten die Bögen unter Einsatz von Hilfspylonen und damit verbundenen erheblichen zusätzlichen Aufwendungen, die nur dem Bauzustand zu Gute kommen, im Freivorbau hergestellt werden.

Auf Wunsch des Bauherrn wurde das Variantenspektrum im Rahmen der Vorplanung durch eine zweihüftige Schrägseilbrücke mit freistehenden Einzelpylonen und einer Seilanordnung als Harfe ergänzt. Die im Rahmen der Vorplanung überarbeiteten und neu ausgearbeiteten, vorliegenden drei unterschiedlichen Schrägseil-

brückensysteme wurden anhand einer umfangreichen Bewertungsmatrix mit diversen Kriterien und einer auf die Gewichtung der Kriterien durchgeführten Sensitivitätsanalyse vergleichend gegenübergestellt. Maßgebliche Kriterien waren hierbei die Gestaltung, das Bauzeitrisiko, die statisch-konstruktiven Belange, die lebenszyklusorientierten Erhaltungsmaßnahmen, die Wirtschaftlichkeit und vor allem die Umweltbelange. Auf der Grundlage dieser Kriterien wurde als Vorzugsvariante die zweihüftige Schrägseilbrücke mit entsprechend geringer Pylonhöhe und somit mit geringem Kollisionsrisiko für Vögel und Fledermäuse gewählt. Dabei erfüllt die ursprünglich bereits im Rahmen der Konzeptstudie ausgearbeitete Lösung mit A-Pylonen und der Anordnung der Seile als Fächer im direkten Vergleich die wirtschaftlichen, bauzeitlichen und bautechnischen Anforderungen sowie die Anforderungen an die Genehmigungsfähigkeit bestmöglich.

9 Gründung

Die Gründungen werden innerhalb wasserdichter Spundwandkästen hergestellt. Das Widerlager der Achse 10 der RF Dortmund gründet flach auf dem vorhandenen Austauschboden innerhalb der Bestandstrasse. Zur Gewährleistung des beschränkten Eingriffs in die Altablagerung wird das Widerlager der Achse 10 der RF Trier tief gegründet. Die vorhandene Abdichtung der Deponie wird durch die Widerlager beider Richtungsfahrbahnen durchdrungen.

Das Widerlager Oberstrom der Achse 140 wird flach gegründet. Die Unterbauten der Pfeiler in den Achsen 20 bis 130 werden tief gegründet. Für die Tiefgründungen werden Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,50 m bis 1,80 m angeordnet, welche in Pfahlkopfplatten einbinden.

Zum Schutz vor aggressiven Stoffen oder Wässern aus der Altablagerung wurden verschiedene Untersuchungen für die Gründung durchgeführt. Die Pfähle werden entsprechend der Ergebnisse innerhalb des Deponats mittels PEHD-Rohren ummantelt (Bild 4), wie es im Deponiebau üblich ist.

Zur Berücksichtigung der Beeinflussungen zwischen Neubau und Bestand wurden Setzungsberechnungen in allen Achsen der Vorland- und Strombrücke erstellt, um den Einfluss von Mitnahmesetzungen der direkt benachbarten Bauwerke in den unterschiedlichen Bauphasen zu untersuchen (Neubau neben Bestand, Rückbau Bestand neben Neubau, Neubau neben Neubau).

10 Pfeiler

Die Strombrücke besteht aus insgesamt sechs Randfeldern und dem eigentlichen Stromfeld über den Rhein. Die anschließende Vorlandbrücke hat sechs Felder.

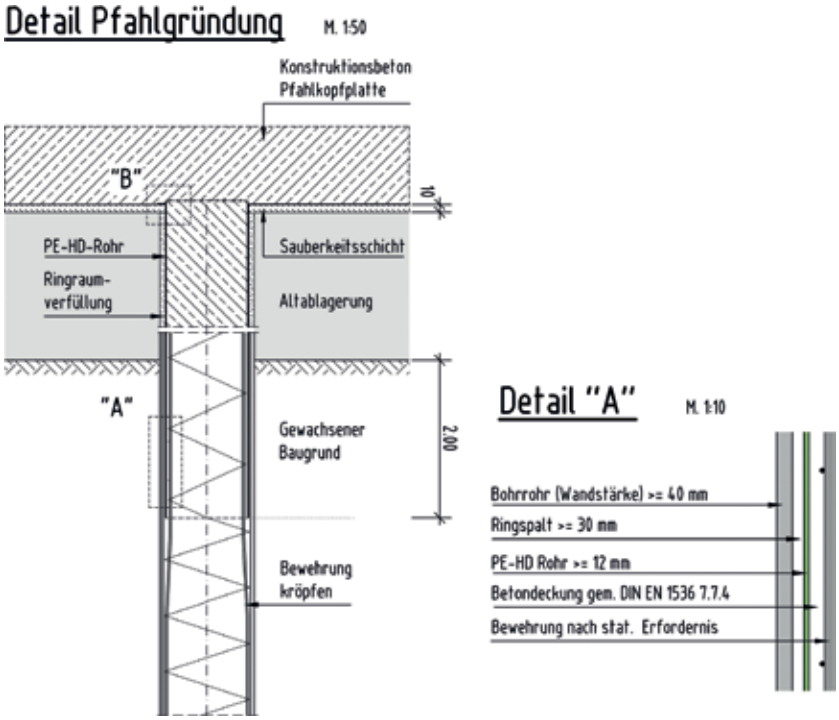


Bild 4 Ummantelung Bohrpfähle in der Altablagerung, Auszug aus Ausschreibungsunterlage © Straßen.NRW

Die Festlegung der Pfeilerstandorte erfolgte unter Berücksichtigung der vorhandenen Randbedingungen, die im Wesentlichen aus der Minimierung des Eingriffs in den Leitungsbestand, der Minimierung des Eingriffs in die unterführten Verkehrswege mit Freihaltung der erforderlichen Lichtraumprofile sowie aus den möglichen Bauhöhen der Überbaukonstruktion unter Einhaltung der geplanten Gradienten bestehen.

11 Überbau

Die Strombrücken sind als zweihüftige Schrägseilbrücken ausgebildet. Die we-

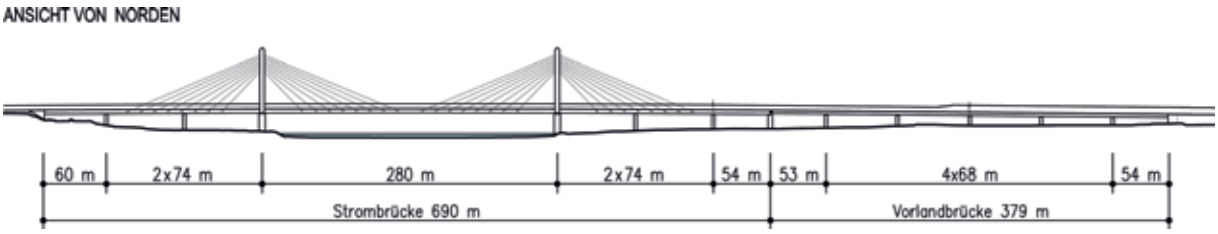


Bild 5 Ansicht der Strom- und Vorlandbrücke von Norden © GRASSL

sentlichen Konstruktionselemente sind die Versteifungsträger, die Pylone und die Seile. Die Versteifungsträger werden im Stromfeld in Stahlbauweise und im Randfeld in Verbundbauweise hergestellt, der Übergang von der orthotropen zur Verbundfahrbahnplatte erfolgt in den Randfeldern jeweils 14,6 m vor der Pylonachse. Die begehbaren Pylone sowie der unterhalb der Fahrbahn verlaufende Pylonquerträger werden in Stahlbauweise erstellt.

Die Konstruktionshöhe beträgt konstant 3,80 m. Die Stützweiten betragen 60,00 m, 2 × 74,00 m, 280,00 m, 2 × 74,00 m und 52,70 m (Bild 5). Die Gesamtlänge der Strombrücke misst 688,70 m. Die Stützweiten der anschließenden Vorlandbrücke betragen 53,50 m, 4 × 68,00 m und 51,45 m, was eine Gesamtlänge von 376,95 m ergibt.

Im Bereich des Stromfeldes wird eine orthotrope Fahrbahnplatte mit einem Fahrbahnblech mit einer Mindestblechstärke von 16 mm vorgesehen. In den Randfeldern, die in Verbundbauweise ausgeführt sind, beträgt die Mindeststärke der Stahlbetonfahrbahnplatte 35 cm.

Zur Reduzierung der Seilbeanspruchung und damit der Seildurchmesser werden zur Minimierung des Eigengewichts im Stromfeld reine Stahlüberbauten vorgesehen (Bild 6). Die Konstruktion der Versteifungsträger besteht aus einer orthotropen Platte mit zwei außenliegenden begehbaren Längsträgerhohlkästen und einem Sekundärlängsträger.

Im Abstand von 3,92 m bis 4,30 m werden Querträger angeordnet. Die Regelquerträger weisen eine konstante Höhe auf. Die vor und nach den Seilverankerungen angeordneten Querträger sind gevoutet. Die Endquerträger in den Achsen 10 und 80 werden zum Zwecke des Schallschutzes (vermindern von „Dröhnen“) ausbetoniert. Die Stützquerträger der Achsen 30 und 60 werden im Bereich zwischen den Hohlkästen ausbetoniert, um durch die zusätzliche Auflast die planmäßige Überdrückung aller Lager sicherzustellen.

Die Längsträgerhohlkästen verfügen über einen fünfeckigen Querschnitt. Im Bereich der Seilquerträger werden zur Aussteifung in den Längsträgerhohlkästen Querschotte mit Durchstiegen angeordnet. Im Bereich der Regelquerträger werden keine Vollschotte, sondern Rahmen angeordnet. Die Breite der Untergurte beträgt 4,70 m, die maximale Breite der Längsträgerhohlkästen 6,00 m. Auf den Obergurten der Hohlkästen sind die Geh- und Radwege mit einer Breite von 3,25 m, die Lärmschutzwände mit einer Höhe von 4,50 m (Strombrücke) bis 6,50 m (Vorlandbrücke) sowie Schutzeinrichtungen angeordnet.

Die Seile binden über seitlich angeordnete Konsolen in den Überbau ein. Die Konsolen werden durch den Längsträgerhohlkasten geführt, in den Schotten unterhalb der Konsolen werden ebenfalls Durchstiege angeordnet.

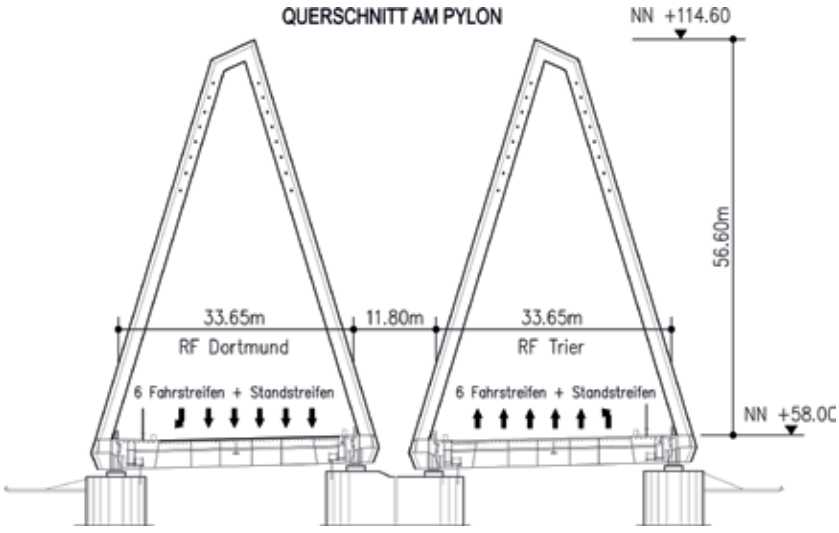


Bild 6 Querschnitt Strombrücke RF Trier und RF Dortmund mit Pfeiler- und Pylonansicht © GRASSL

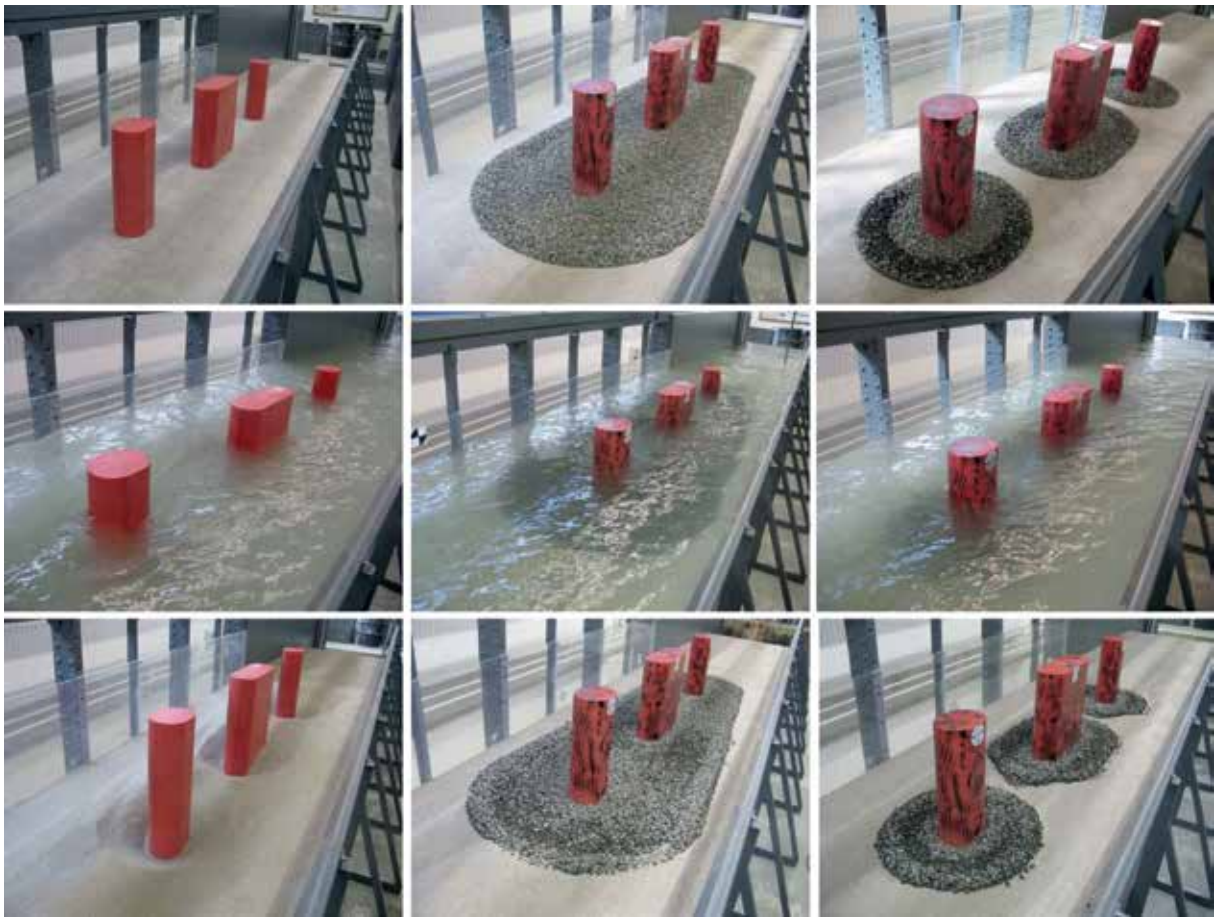


Bild 7 Hydraulische Modellversuche im Versuchsgerinne, von links nach rechts: ohne, mit und mit optimiertem Kolkschutz, von oben nach unten: vor, während und nach dem Versuch
© Oskar v. Miller Institut, TU München, im Auftrag der Ingenieurbüro GRASSL GmbH

Die Randfelder der Strombrücke dienen als Rückverankerungsbereiche der Seile. Um in diesen Bereichen ein höheres Eigengewicht zu erhalten, somit den Lagesicherheitsnachweis führen sowie abhebende Lagerkräfte vermeiden zu können, wird der Überbau in Stahlverbundbauweise hergestellt. Die Konstruktion entspricht der Bauweise des Stromfeldes, jedoch kommt an Stelle der orthotropen Fahrbahnplatte eine Stahlbetonplatte zum Einsatz. Die Fahrbahnplatte besteht zwischen den Längsträgerhohlkästen aus Fertigteilen und einer Ortbetonergänzung.

12 Pylone

Die beiden parallelen Teilbauwerke sind als Zwillingsbrücken konzipiert, die sich durch die zur Streckenachse vorhandene Symmetrie im Endzustand zu einem Gesamtbauwerk zusammenfügen. Hierzu tragen die wechselseitig geneigten Querriegel an den Pylonköpfen bei. Durch diese Form der Pylone wird eine Bündelung des obenliegenden seilverspannten Tragwerks erzielt. Die Kanten an den innen- und außenliegenden Stegblechen der Pylonstiele verstärken das schlanke Erscheinungsbild der A-Pylone. Die Ausführung unterschiedlich geneigter Ansichtsflächen führt auch bei den Versteifungsträgern zu einer Gliederung in der Ansicht, die ebenso die wahrgenommene Schlankheit unterstreicht.

Die Pylone in Stahlbauweise weisen eine Kastenform auf und sind von innen begehbar. Der Kasten ist im Grundriss sechseckig mit Außenabmessungen von maximal 4,40 m × 2,20 m. Insgesamt sind je Überbau zwei A-förmige Pylone mit jeweils zwei Pylonstielen vorhanden. Die Pylone sind um 73° zur Horizontalen geneigt und in der Pylonspitze über einen geneigten Querriegel kontinuierlich miteinander verbunden. Die maximale Pylonhöhe über der Fahrbahn beträgt ca. 57 m. In der oberen Hälfte der Pylone werden die Seile verankert.

Je Pylonstiel sind für die vollverschlossenen Seile acht Verankerungsebenen vorgesehen. Die in den vier obersten Ebenen verankerten

Seile verfügen über einen Durchmesse von 164 mm, während die Seile in den vier unteren Ebenen einen Durchmesser von 120 mm haben.

13 Hydraulik

Der im Hochwasserfall erforderliche Abflussquerschnitt des Rheins wurde sowohl für die Bauzustände als auch für den Endzustand nachgewiesen. Die Pfeilerpositionierungen und die Sohlstabilität wurden anhand von hydraulischen Berechnungen und hydraulischen Modellversuchen (vgl. Bild 7) verifiziert. Bauzeitlich sind Verbauten zur Herstellung der Gründungen erforderlich.

14 Tragwerksplanung

Im Rahmen der Entwurfsplanung erfolgte die Aufstellung und Dokumentation der statischen und dynamischen Berechnungen in prüffähiger Form. Die Bauwerksentwürfe wurden von Prüfingenieuren durch unabhängige Vergleichsberechnungen geprüft. Für die Entwurfsstatik der Strombrücke wurden verschiedene Berechnungsmodelle mit den Programmmodulen der SOFiSTiK AG [5] erstellt. Das Hauptsystem wurde als 3D-Trägerrostmodell mit lastverteilender FE-Platte modelliert. Der Nachweis der Ausführbarkeit wesentlicher Bauteile und Details, wie z. B. der Seileinleitung in den Pylon oder der Unterbauten inkl. Tiefgründungen, erfolgte mithilfe von Teilmodellen.

Die Festlegung sämtlicher Lastannahmen erfolgte im Rahmen der Entwurfsplanung als Grundlage für die Ausschreibungsunterlage in Abstimmung mit dem Bauherrn und den Prüfingenieuren. Hierzu zählt auch die im Vorfeld durchgeführte Abstimmung der bauzeitlichen Einwirkungen infolge Schiffsanpralls mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), um bereits mit der Ausschreibungsunterlage die erforderlichen Grundlagen zur Verfügung zu stellen. Als Grundlage für die Berechnung der Rückbauzustände wurde eine Nachrechnung des Bestandsbauwerks erstellt.

15 Aerodynamik

Um das Verhalten der wesentlichen Tragwerkselemente (Überbau, Pylone (vgl. Bild 8), Seile) in den verschiedenen Bauzuständen und im Endzustand realitätsnah zu erfassen und gegebenenfalls erforderliche Maßnahmen gegen Instabilitäten festzulegen, wurden umfangreiche aerodynamische Untersuchungen inklusive Windkanalversuche durchgeführt. Neben einer detaillierten Nachrechnung der Rückbauzustände wurde zusätzlich eine dynamische Analyse der bestehenden Strombrücke auf der Basis von im Windkanal gewonnenen Parametern durchgeführt. Anhand der Berechnungsergebnisse (statisch und dynamisch) konnten die für die Ausschreibung erforderlichen Randbedingungen definiert werden: Festlegung von Montageschritten, von notwendigen Hilfskonstruktionen und Verstärkungsmaßnahmen sowie Eingrenzung des Maschineneinsatzes auf der Brücke.



Bild 8 Aerodynamische Modellversuche im Windkanal – Pylone
© Ingenieurgesellschaft Niemann & Partner GbR im Auftrag der Ingenieurbüro GRASSL GmbH

16 Herstellung Strombrücke

Der Bauablauf sieht vor, dass in einem ersten Bauabschnitt die nördliche Brücke RF Trier fertiggestellt und im direkten Anschluss die Bestandsbrücke zurückgebaut wird. Im zweiten Bauabschnitt wird die südliche Brücke an dieser Stelle errichtet.

16.1 Erster Bauabschnitt

Im ersten Bauabschnitt wird der nördliche Überbau neben dem vorhandenen Bauwerk hergestellt. Der Verkehr der A1 verläuft ohne weitere Beeinträchtigung über das Bestandsbauwerk.

Aufgrund der sehr weiten und tiefliegenden Vorlandbereiche sind für eine terminsichere Herstellung der Bauwerke höherliegende Baustraßen im Vorlandbereich erforderlich. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden diesbezüglich hydraulische Berechnungen durchgeführt und mit dem WSA abgestimmt, um die Verträglichkeit der Sperrwirkung der vorgesehenen Baustraßen mit den Belangen der Wasserstraße nachzuweisen. Ein durchgängiges Dammbauwerk war aufgrund der zu erwartenden Erosion der Flusssohle und Querströmung in der Wasserstraße nicht genehmigungsfähig.

An jeder Achse sind für die Hubmontage Kranstand- und Baustelleneinrichtungsflächen oberhalb des Wasserstandes HWI = 38,78 m NHN vorgesehen. Die Flächen sind zwischen den Pylon- und den ersten Vorlandachsen mittels Behelfsbrücken verbunden. Die Behelfsbrücken ermöglichen einen großen Durchfluss u. a. auch bei niedrigen Hochwasserständen, um die Verträglichkeit mit den Belangen der Wasserstraße sicherzustellen.

Alle Baustelleneinrichtungsflächen und Behelfsbrücken im Vorlandbereich sind sicher gegen Über- und Unterströmung auszubilden. Die Herstellung von Vorabbaustraßen, der höher liegenden Baustraßen, die Tiefgründungs- und Spundwandarbeiten erfolgen weitestgehend parallel und abhängig von den vorherrschenden Wasserständen von Land bzw. von Wasser aus.

Nach Fertigstellung der Unterbauten ist die Montage des Überbaus in den Vorlandbereichen als Hubmontage mit Unterstützung von temporären Hilfsstützen geplant. Um die Einschränkungen des Verkehrs und der Andienung der Baustellen im Bereich der A 59 zu minimieren, wird ein Längsverschub des Überbaus vorgesehen. Der Stahlüberbau wird hinter dem Widerlager auf der Vormontagefläche montiert und mittels selbstfahrenden Transportern in Endhöhenlage längsverschoben. Gleichzeitig erfolgt die Montage der Pylone. Die Montage der Schüsse in Querrichtung erfolgt in drei Teilen: die beiden Längsträgerhohlkästen und anschließend der Trägerrost im Fahrbahnbereich. Die Montage der Schüsse im Hauptfeld erfolgt im Freivorbauverfahren, indem sie vom Rhein aus über Hebezeug von Schwimmpontons mit hydraulischen Stelzen aus angedient werden.

Aufgrund der gewählten Freivorbaulängen und dem wechselseitigen Freivorbau beträgt die Einschränkung der Schifffahrt jeweils weniger als 50 m, und gleichzeitig verbleiben ausreichend große Korridore im Bereich des Fahrwassers für die Schifffahrt. Eine Vollsperrung der Rheinschifffahrt ist nicht erforderlich.

16.2 Rückbau und zweiter Bauabschnitt

Der Abbruch der Bestandsbrücke erfolgt analog zur Montage. Die Brücke wird geleichtert und im Stromfeld sukzessive in Schüsse geteilt, die dann mit Mobilkran nach hinten auf den Überbau gehoben und abtransportiert werden. Um die Seile spannungsfrei zu setzen, müssen die Umlenksättel in den Pylonen abgelassen werden. Dazu sind an den oberen Umlenksätteln Montageebenen herzustellen, an den unteren Umlenksätteln sind die Montageebenen im Pylon nach der Montage verblieben. Die Demontage des Stromfeldes kann ohne Hilfsstützen in den Randfeldern erfolgen. Für den Rückbau der Randfelder sind zusätzliche Stützen für den Überbau erforderlich. Nachdem der Überbau demontiert wurde, werden die Unterbauten rückgebaut. Die Gründung der Bestandsachse VII wird im Boden belassen und bis GOK –1,50 m rückgebaut, um mit eventuell späteren Leitungsverlegungen nicht in Konflikt zu geraten. Die Gründungen der restlichen Bestandsachsen werden vollständig rückgebaut.

Nach dem beendeten Rückbau der Bestandsbrücke erfolgt die Herstellung des zweiten Überbaus analog zur RF Trier.

17 Bauausführung

Der ursprüngliche Baubeginn war für September 2017 vorgesehen und erfolgte dann aufgrund der Klagen gegen den Planfeststel-

lungsbeschluss mit dem feierlichen ersten Spatenstich im Dezember 2017. Derzeit wird der Ausbau im Baufeld mit der Erstellung der Unterbauten der ersten neuen Strombrücke vorangetrieben (vgl. Bild 9). Im Anschluss ist die Montage des Stahlbaus vorgesehen, um das erste Teilbauwerk baldmöglichst ohne Einschränkung dem Verkehr zu übergeben.



Bild 9 Bauausführung Rheinbrücke, Oktober 2019
© Landesbetrieb Straßenbau.NRW

Projektbeteiligte Ersatzneubau Rheinbrücke Leverkusen		
Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch den Landesbetrieb Straßenbau NRW Regionalniederlassung Rhein-Berg, Außenstelle Köln	
Planung:	**Ingenieurbüro GRASSL GmbH:**	**Gesamtplanung,** Ingenieurbauwerke
	Kocks Consult GmbH:	Verkehrsanlagen
	simuPLAN:	Luftschadstoffe
	ICG Düsseldorf GmbH & Co. KG:	Geotechnik linksrheinisch
	CDM Smith Consult GmbH:	Geotechnik rechtsrheinisch, Deponie
	Ruhr-Universität Bochum:	Aerodynamik
	Firmhofer + Günther Architekten PartG mbB:	Visualisierungen
	SKI GmbH + Co. KG:	Hydraulik
	ecoprotec GmbH:	SiGeKo
Landschaftsplanung:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Sauerland-Hochstift, Meschede und COCHET CONSULT	
Gutachter Altablagerung:	Geotechnisches Büro Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann GmbH	
Statisch-konstruktive Prüfung:	Prof. Dr.-Ing. Weyer und Dr.-Ing. Jürgen Uhlendahl	
Baugrund-aufschlüsse:	Vormann Bohrgesellschaft mbH & Co. KG	
Überwachung Bohrarbeiten:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Rhein-Berg, Außenstelle Köln	
Bauausführung:	PORR GmbH & Co. KGaA	
Bauüberwachung:	BUNG Ingenieure AG, Prof. Dr.-Ing. Bechert + Partner, EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH	

Literatur

[1] Paschen, M.; Hensen, W.; Hamme, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 1). Stahlbau 86 (2017) 7, S. 603–618

[2] Paschen, M.; Hensen, W.; Hamme, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 2). Stahlbau 86 (2017) 12, S. 1113–1119

[3] BMVI: Bundesverkehrswegeplan 2030. Stand August 2016 – www.bvwp2030.de (geprüft am 4.1.2020)

[4] Ritterbusch, N.: Ausbau der A1 zwischen Köln-Niehl und Leverkusen-West. BRÜCKENBAU 1/2 (2019), S. 46–51 – Tagungsband des 19. Symposiums Brückenbau am 12./13.2.2019 in Leipzig

[5] Grassl, H.; Reyer, D.; Simon, T.; Krenn, D.: Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Entwurfsplanung für Neubau und Rückbau. In: Tagungsband des 26th SOFiSTiK Seminar – Connecting Disciplines am 16.–17.3.2018 in München, S. 46–51

Ihr Partner für Gerüstbau und Hebetechnik

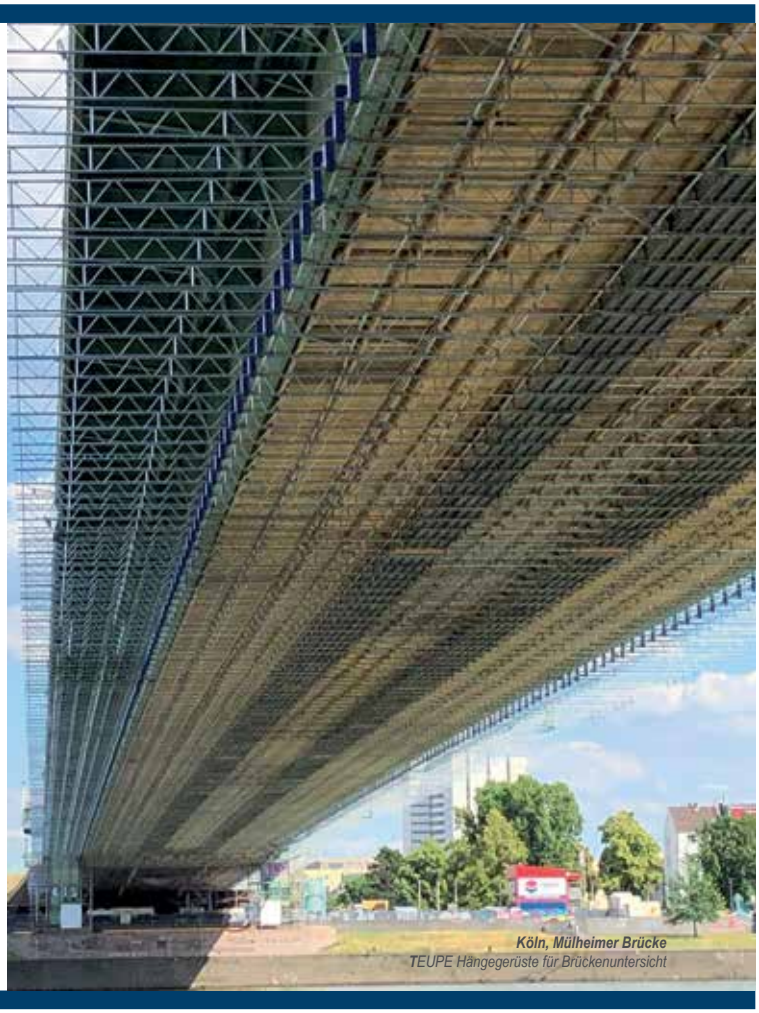
TEUPE® GERÜSTBAU

- Arbeits- und Schutzgerüste
- Traggerüste
- Behelfsbrücken
- Stahl-Träger bis HE 1000 B
- Heben/Senken/Verschieben von Bauwerken
- Raum-/Deckengerüste
- Hallen/Zelte/Notüberdachungen
- Gebäudeeinhausungen
- Sonderkonstruktionen
- Treppentürme
- Aluminium-Fahrgerüste
- Baustelleneinrichtungen
- Industrieklettertechnik
- Bauaufzüge
- Personen-Lastaufzüge
- Transportbühnen
- Zahnstangen-Kletterbühnen
- Hubarbeitsbühnen
- Elektrisch betriebene Hängegerüste
- Fassadenbefahranlagen
- Befahranlagen für jede Aufgabenstellung
- Brückenbesichtigungswagen
- Permanentanlagen
- Objektbezogene Sonderanlagen
- Stahlbau bis EXC3
- Maschinenbau

Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH
David-Roentgen-Straße 22-24 | 48703 Stadtlohn
Fon: +49 25 63 / 93 03 - 0 | info@geruestbau.com
Lösungen mit Qualität.
Wir sind für Sie da. 24 h täglich – 365 Tage im Jahr

RAL GÜTEZEICHEN

geruestbau.com



Köln, Mülheimer Brücke
TEUPE Hängegerüste für Brückenuntersicht

Spannungsbogen Brückenbau



BAB A 45, Talbrücke Rinsdorf – Bauüberwachung



Teufelsbrücke Inzigkofen –
Bauwerksprüfung/Instandsetzungskonzept

Unsere Leistungen:

Objekt- und Tragwerksplanung | Entwurfs- und Ausführungsplanung | Ausschreibung | Bautechnische Prüfung | Bauoberleitung | Bauüberwachung | Baulogistik | Baudynamik | Nachrechnung | Instandsetzungsplanung | Rückbauplanung | Windingenieurwesen | SiGeKo | Bauwerksprüfung | Bauwerks- und Materialuntersuchung | Bauwerksmonitoring | HSE-Management | Verkehrssicherungsplanung

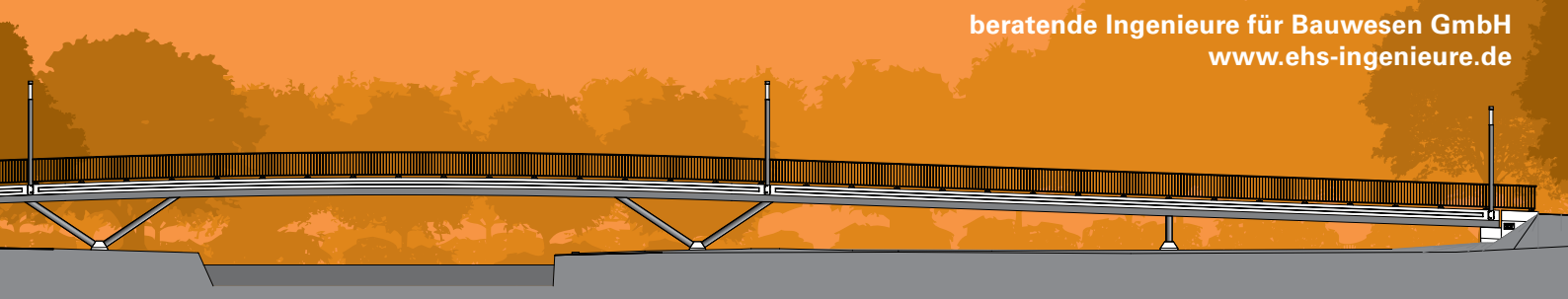


Hoheworthbrücke über die Oker
Bürgerpark Braunschweig Gesamtplanung/Bauüberwachung



BAB A 45 Talbrücke Eisern/Siegen (Visualisierung) – Entwurfsplanung/Ausschreibung

Drei-Lindenbrücke über die Oker in Wolfenbüttel –
Gesamtplanung/Bauüberwachung



EHS

beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH
www.ehs-ingenieure.de

LOHFELDEN | BRAUNSCHWEIG | ERFURT | ESSEN | HAMBURG | MAGDEBURG | SCHWERIN | STUTTGART

KREBS+KIEFER

Wir verbinden.

Vision und Wirklichkeit.



GEOTECHNIK | HOCHBAU | INGENIEURBAU | VERKEHRS-ANLAGEN | WASSERBAU

Berlin | Bitterfeld | Darmstadt | Dresden | Erfurt | Freiburg | Hamburg | Karlsruhe | Köln
Leipzig | Mainz | Mannheim | München | Nordbayern | Stuttgart | Würzburg | International

www.kuk.de

Talbrücke Rinsdorf Foto: Hans Blossey

Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45

Dipl.-Ing. Roger Istel[1], Dipl.-Ing. Ralf Schubart[2]

1 Einführung

1.1 Grundlagen

In NRW führt die BAB 45 über insgesamt 31 Großbrücken, die in den 1960er Jahren entstanden sind, so auch die südöstlich von Siegen gelegene Talbrücke Rinsdorf. Die BAB 45, auch als Sauerlandlinie bezeichnet, stellt eine wichtige Fernverkehrsverbindung im deutschen Autobahnnetz dar.



Bild 1 Bestehende Talbrücke Rinsdorf
Foto: Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH

Der Überbau der Talbrücke Rinsdorf, mit einer Länge von ca. 486 m, lagert auf Pfeilern bis zu einer Höhe von 66 m. Auf Grund der immer größer werdenden Bauwerkslasten aus dem Verkehr und einem schlechten Zustand des Bestandsbauwerks wurde entschieden, das Bauwerk durch einen Neubau zu ersetzen. Dabei stellen die besonderen topographischen Gegebenheiten und die verkehrstechnische Bedeutung des Bauwerks im Zuge der BAB 45 besondere Herausforderungen an den Bauablauf und den Bauwerksentwurf. Der Verkehr führt derzeit über einen Überbau für beide Richtungsfahrbahnen. Dieser Überbau wird durch zwei getrennte Überbauten für jede Fahrtrichtung ersetzt. Dabei muss in allen Bauphasen der Verkehrsfluss aufrechterhalten werden.

1.2 Bestand

Das im Jahr 1966 hergestellte Bauwerk wurde als neunfeldrige Spannbetonfertigteilbrücke konzipiert (Bild 1). Das Bauwerk ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt und in neun Einfeldüberbauten unterteilt, die jeweils durch Raumfugen getrennt sind. Die Pfeiler-/Auflagerachsen sind alle parallel zueinander angeordnet, somit ergibt sich an jeder Auflagerachse eine andere Schiefwinkligkeit. Die Einzelstützweiten des Bauwerks betragen 53,36 m + 7 × 54,11 m + 53,36 m. Die Gesamtstützweite ergibt sich demnach zu 485,49 m. Die Überbauhöhe beträgt im gesamten Bauwerksbereich konstant 3,60 m.

Auf dem ca. 32 m breiten Überbau sind derzeit drei Fahrspuren Richtung Frankfurt und zwei Fahrstreifen + Standstreifen Richtung Dortmund angeordnet (Bild 2). Dazwischen befinden sich eine Mittelkappe zur Trennung der Richtungsfahrbahnen sowie beidseitig Randkappen mit Notgehwegen.

1.3 Lage im Netz

Die Brücke überquert das nordöstlich von Rinsdorf gelegene Tal. Im Tiefpunkt kreuzt die Brücke die Landstraße L907 und den parallel

[1] *KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt*
[2] *Meyer+Schubart-Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf*

dazu verlaufenden Heckenbach (Bild 3). Des Weiteren queren mehrere Feldwege die Strecke. Die Hänge des Tals weisen eine Neigung zwischen 10° und 25° auf.

1.4 Notwendigkeit der Erneuerung

Seit Errichtung der Brücke ist es zu einem enormen Zuwachs des Schwerverkehrs gekommen. Die letzte Bauwerksprüfung im Juni 2013 ergab eine Zustandsnote von 3,0. Aufgrund von Tragfähigkeitsdefiziten sind auf dem Bauwerk ein Verbot für Schwerverkehr über 44 t, Mindestabstand der LKW von 50 m und ein Überholverbot für LKW eingerichtet.

Mit dem Hintergrund des vorhandenen Bauwerkszustandes, den erhöhten Bauwerkslasten aus Verkehr und der unzureichenden Bauwerksbreite zur Aufnahme von zukünftig drei Fahrstreifen + Standspur wurde entschieden, das Bauwerk neu zu bauen.

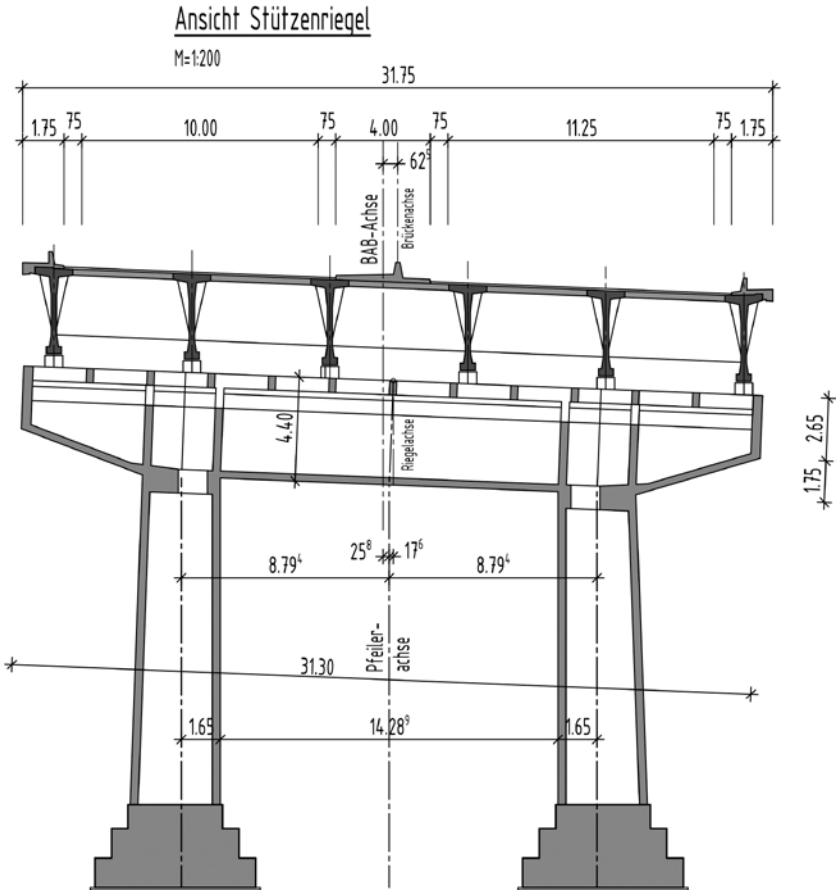


Bild 2 Ansicht des Stützenriegels der Bestandsbrücke Rinsdorf
Zeichnung: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

2 Entwurfsplanung Ersatzneubau

2.1 Gemeinsame Planung TB Rälsbach

Die Talbrücke Rinsdorf ist in unmittelbarer Nähe zur Talbrücke Rälsbach angeordnet. Die Talbrücke Rälsbach wird im Zuge des 6-streifigen Ausbaus der BAB 45 ebenfalls durch einen Ersatzneubau ersetzt. Aufgrund des geringen Abstands zwischen den beiden Talbrücken werden diese zusammen erneuert; die bauzeitige Verkehrsführung und der Bauablauf wurden hierauf abgestimmt.

2.2 Tragkonstruktion

Der Überbau wird als im Grundriss kreisförmig gekrümmter Durchlaufträger über sieben Felder mit Einzelstützweiten von 55,00 m – 2 × 70,00 m – 100,00 m – 2 × 70,00 m – 50,00 m ausgebildet (Bilder 4 und 5). Die Gesamtstützweite beträgt somit L = 485,00 m. Im Bauwerksbereich wird die Streckenachse



Bild 3 Lageplan der Baumaßnahme Rinsdorf und Rälsbach
Karte erstellt aus OpenStreetMap-Daten;
Ergänzung durch KREBS+KIEFER

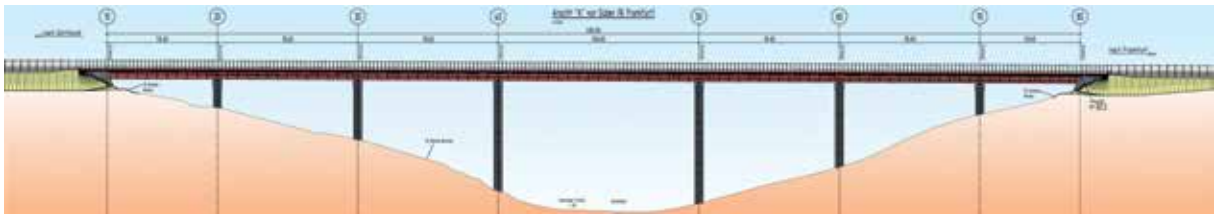


Bild 4 Ansicht des Ersatzneubaus Talbrücke Rinsdorf Zeichnung: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

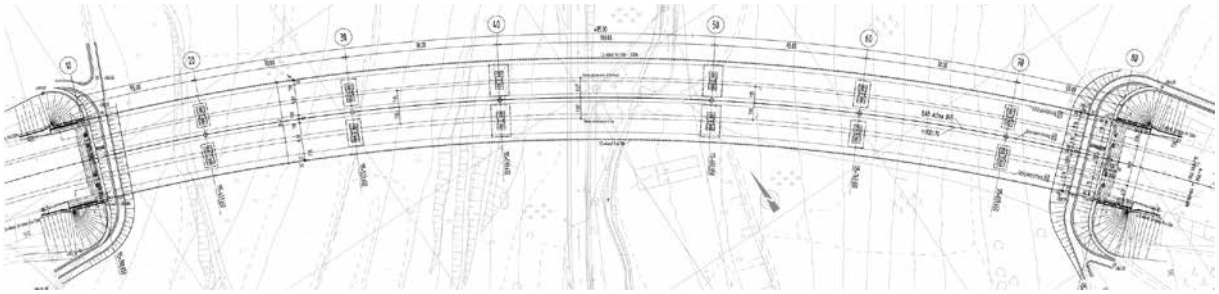


Bild 5 Draufsicht des Ersatzneubaus Talbrücke Rinsdorf Zeichnung: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

der BAB 45 in einem konstanten Radius von R = 1.001,70 m ausgebildet. Die konstante Krümmung im Grundriss zusammen mit der konstanten Längsneigung der Gradiente ermöglicht ein Taktschieben des Überbaus. Unter Beachtung der statisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Randbedingungen wird der neue Überbau als Verbundquerschnitt ausgeführt.

Der trapezförmige, geschlossene Kastenträger hat am Obergurt eine Breite von 4,30 m und am Bodenblech eine Breite von 5,80 m. Hierüber spannt sich die längs und quer schlaff bewehrte Betonfahrbahnplatte. Die Kraftübertragung zwischen Beton und Stahlhohlkasten wird durch Kopfbolzendübel auf den Obergurten des Kastens erreicht. Zur Abstützung der weit auskragenden Betonfahrbahnplatte werden Stahldruckstreben als Rundrohre angeordnet, die oberhalb des Bodenblechs am Kastenträger angeschlossen sind. Unterhalb der Fahrbahnplatte ist am oberen Ende der Druckstrebe ein durchgehender, geschweißter Doppel-T-Träger angeordnet. Die Druckstreben werden über Stahlzugbänder an den Hauptträgerkasten angeschlossen. Zur Aussteifung des Hohlkastens werden Querrahmen und trapezförmige Beulsteifen angeordnet. Im Abstand von 5,0 m in der BAB-Achse wird der Kastenträger zur Erhaltung der Formtreue des Kastens durch innen eingeschweißte Stahl-Querrahmen ausgesteift. Die Druckstreben werden im gleichen Abstand angeordnet. Im Stützbereich werden zusätzliche Querrahmen angeordnet. Die Endquerträger werden aus Stahl hergestellt und mit Beton ummantelt.

Die Überbauten sind zwischen den Außenkanten der Kappen 18,72 bzw. 19,87 m breit. Zusammen mit der 10 cm breiten Fuge in der Achse der BAB ergibt sich eine Gesamtbreite von 38,70 m, die Breite zwischen den Geländern beträgt 37,45 m. Die Tragkonstruktion der Fahrbahnplatte lagert in Brückenquerrichtung auf dem Hohlkasten und den durchgehenden Doppel-T-Trägern auf und kragt zu beiden Seiten hin 2,0 m aus. Die Stützweite der Fahrbahnplatte zwischen dem Hohlkasten und den Längsträgern der Druckstreben beträgt ca. 4,70 m (RIFA Dortmund) bzw. ca. 5,30 m (RIFA Frankfurt).

2.3 Besonderheiten des Brückenquerschnitts

Jeder Überbau besteht aus einem einzelligen geschweißten Stahl-Hohlkastenträger mit oben schmalerem trapezförmigem Querschnitt (Bild 6). Die schlaff bewehrte Betonplatte wird von außenliegenden stählernen Außendiagonalen unterstützt, auf denen geschweißte Doppel-T-Träger liegen. Durch den geschlossenen begehbaren Stahlhohlkasten wird eine Torsionstragwirkung bereits im Bauzustand erreicht. Die Höhe der Stahlhohlkästen beträgt in der jeweiligen Systemachse 4,00 m.

Zur Aufrechterhaltung des Verkehrs während aller Bauphasen sind für die RIFA Dortmund ein Längs- und Querverschub sowie für die RIFA Frankfurt ein Längsverschub erforderlich.

Da die Untergurte von Verbundbrücken höhere Beanspruchungen erhalten als die Stahlober-



Bild 6 Herstellung des Überbaus Fotos: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

gurte, wird der Obergurt schmaler ausgeführt als der Untergurt. Dabei erlaubt die Konstruktion mit Außendiagonalen bei schmalem Obergurt eine breite auskragende Betonplatte zu beiden Seiten (Bild 7). Die Außendiagonalen werden dabei über ein Zugband mit dem Obergurt des Hohlkastens verbunden, sodass die Fahrbahnplatte über ein Fachwerk abgestützt wird. Der fachwerkartige Lastabtrag über Zug- und Druckbeanspruchung erlaubt eine schlanke Bauweise der Unterstützungskonstruktion und somit eine wirtschaftliche Querschnittsgestaltung.

3 Montageverfahren der Überbauten

3.1 Ursprüngliche Planung

Die beiden Überbauten der Talbrücke Rinsdorf werden zunächst auf einem Vormontageplatz östlich der Trasse montiert und dann längs eingeschoben. Da als erstes der nördliche Überbau hergestellt wird, waren für den Längsverschub zunächst Behelfspfeiler in nördlicher Seitenlage zum Bestandsbauwerk geplant. Nach dem Längsverschub des nördlichen Überbaus und der Verkehrsumlegung auf diesen Überbau wird das Bestandsbauwerk abgebrochen.

Anschließend werden die Unterbauten des südlichen und des nördlichen Überbaus in der Endlage errichtet und der südliche Überbau längs eingeschoben. Nach Verkehrsumlegung auf den neuen südlichen Überbau erfolgen der Querverschub des nördlichen Überbaus in die Endlage und der Abbruch der Behelfspfeiler.

3.2 Variante: Querverschub konventionell

Für den Querverschub des nördlichen Überbaus wurde zunächst ein konventionelles Vorgehen von der Behelfslage über Querträger in die Endlage geplant. Zwei Punkte stellten sich dabei als besonders problematisch heraus:

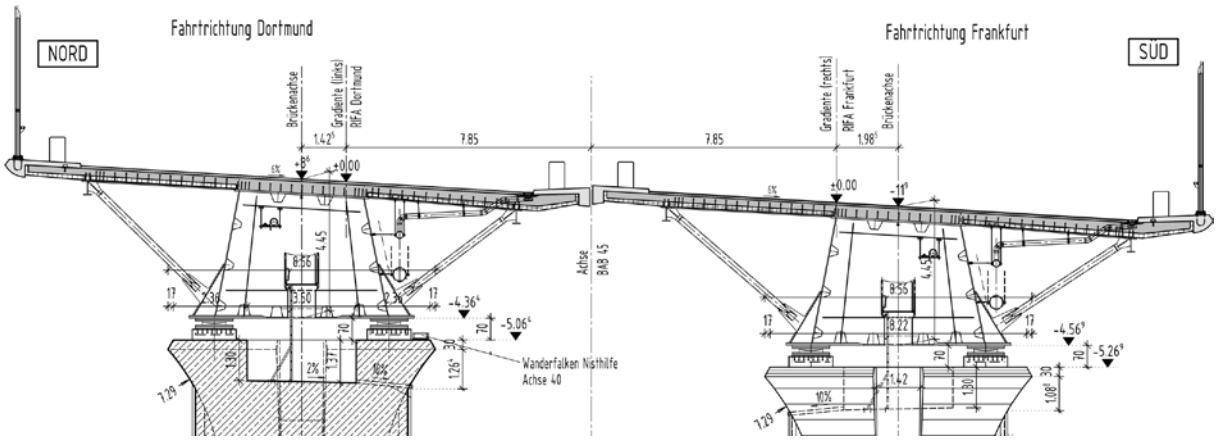


Bild 7 Regelquerschnitt im Stützbereich des Ersatzneubaus Zeichnung: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

- Aufgrund der großen Höhe und des Verschubweges von 20,59 m wären sehr aufwendige Baubehelfe erforderlich. Als Querträger wären ein mehrstegiger Stahlträger mit einer Bauhöhe von ca. 3 m sowie zusätzlich Betonhilfsstützen notwendig.

- Aufgrund der Krümmungen der Gradiente im Grundriss würden sich schiefe Verschubachsen ergeben. Damit war eine Anordnung der Verschubbahnen auf den Pfeilerköpfen praktisch unmöglich. Es wurde deshalb zunächst eine Lage der Verschubträger neben den Pfeilern geplant. Aufgrund der sehr hohen Kosten, der Sicherheitsrisiken und der großen Umweltbeeinträchtigung wurde dann eine Verschubvariante untersucht, bei der die Pfeiler mit verschoben werden.

3.3 Variante: Querverschub mit Pfeilern

Bei dieser Variante wird der nördliche Überbau gemeinsam mit Pfeilern und Fundamenten verschoben. Die Gründungsverhältnisse sind für eine solche Variante bei der Talbrücke Rinsdorf besonders günstig, da hier Fels sehr hoch ansteht. Diese Variante bietet zudem zahlreiche Vorteile:

- Entfall von Bau und Abbruch der Behelfspfeiler,

- Installation der Verschubtechnik auf ebener Erde und nicht in 50 m Höhe,

- unproblematischer Vorschub schief zu den Pfeilerachsen,

- Entfall der umfangreichen Baubehelfe des Verschubs auf den Pfeilern, wie zum Beispiel Querträger und Hilfsstützen,

- als Folge auch eine große Zeitersparnis beim Verschub sowie

- letztlich eine erhebliche Kostenersparnis.

Demgegenüber steht die Tatsache, dass ein solcher Verschub in Deutschland bisher nur bei kleineren Bauwerken durchgeführt wurde und nur Erfahrungen aus dem Querverschub einzelner Pfeiler oder Widerlager bzw. von Betonrahmen vorliegen.

Deshalb wurde auch eine international tätige Montagefirma beim Entwurf hinzugezogen. Der Querverschub mit Pfeilern wurde dann in Teilen vertieft geplant und zwar unter fachlicher Begleitung durch einen Prüfingenieur. Aufgrund der Summe der Vorteile konnte der Bauherr durch die Entwurfsverfasser von dem Querverschub mit Pfeilern schließlich überzeugt werden. Ergebnis der vertieften Planung war unter anderem ein Lastenheft, das die Zielvorgaben für die Planung des Querverschubs definierte, also zum Beispiel wie viel eine beliebige Achse beim Vorschub vorauseilen darf oder wie groß die zulässigen Pfeilerverkantungen beim Vorschub sein können. Dieses Lastenheft wurde als Bestandteil der Ausschreibung beigelegt.

4 Detailplanung Querverschub

Im Zuge der Detailplanung wurden zwei verschiedene Verschubsysteme angedacht und ausgearbeitet, um eine ausgiebige Ausschreibung dieser Leistung zu ermöglichen.

4.1 System Mammoet

Das System Mammoet (Bild 8) hat verschiedene Vorteile gegenüber einer konventionellen Verschubanlage. Durch die Kombination von Hubeinrichtung, Klemmschuh und Verschubschlitten können im System auftretende Toleranzen beim Verschieben bis zu einem gewissen Grad ausgeglichen werden und müssen ggf. nur zum Teil in die Brückenkonstruktion eingerechnet werden.



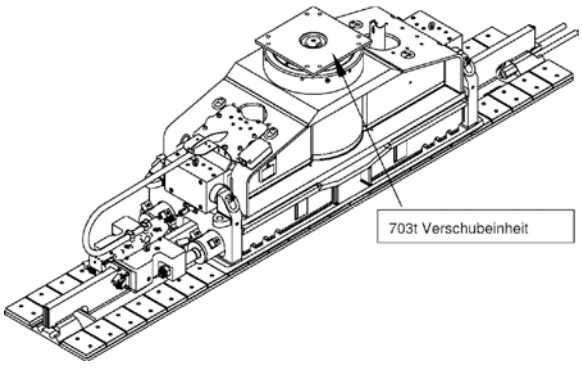


Bild 8 Konstruktionszeichnungen der Verschubeinheit Grafik: Firma Mammoet

Nachteil des hier beschriebenen Systems ist, dass kein Wettbewerb in der Angebotsphase zustande kommt. Aus diesem Grund wurde zusätzlich noch ein neutrales System betrachtet.

4.2 Verschubanlage mit doppelwirkendem Zylinder und Klemmschuh

Bei einer konventionellen Verschubanlage sind die einzelnen Einheiten wie Verschubbahn, Antrieb und Pressen zum Heben der Lasten voneinander getrennt und benötigen somit mehr Flächenanteil vom Fundament für die einzelnen Zwischenlagerungen. Aus der Darstellung in Bild 9 kann man ersehen, dass die einzelnen Systeme parallel zur Verschubrichtung angeordnet sind.

Nachteil dieser Konstruktion ist, dass ein Nachsteuern bzw. Toleranzausgleich im System/Betrieb nur schwer umsetzbar bis unmöglich ist. Aus diesem Grund wurden die zu erwartenden bzw. auszugleichenden Verkantungen und Verschiebungen (horizontal und vertikal) am Sys-

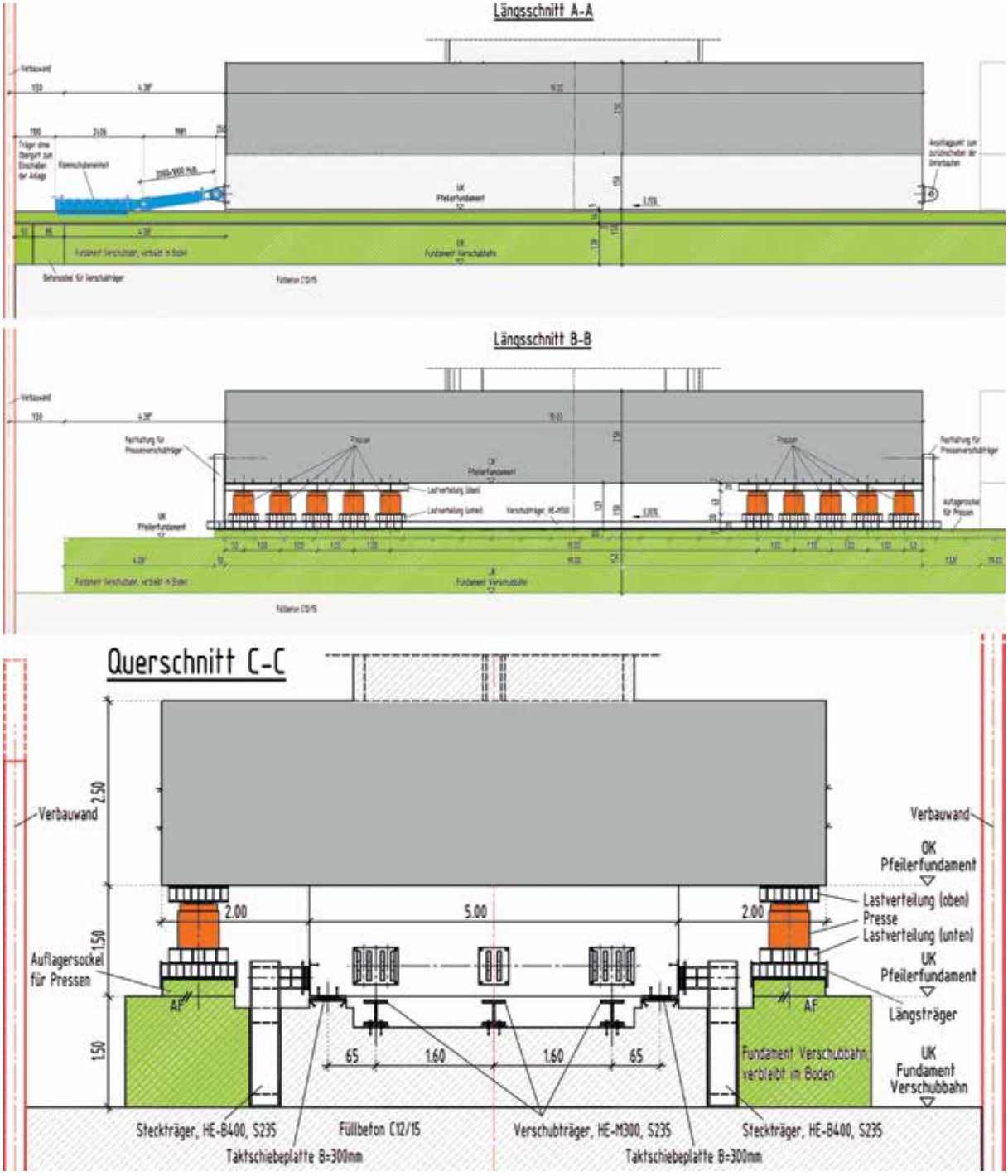


Bild 9 Längs- und Querschnitte des Querverschubs Zeichnungen: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

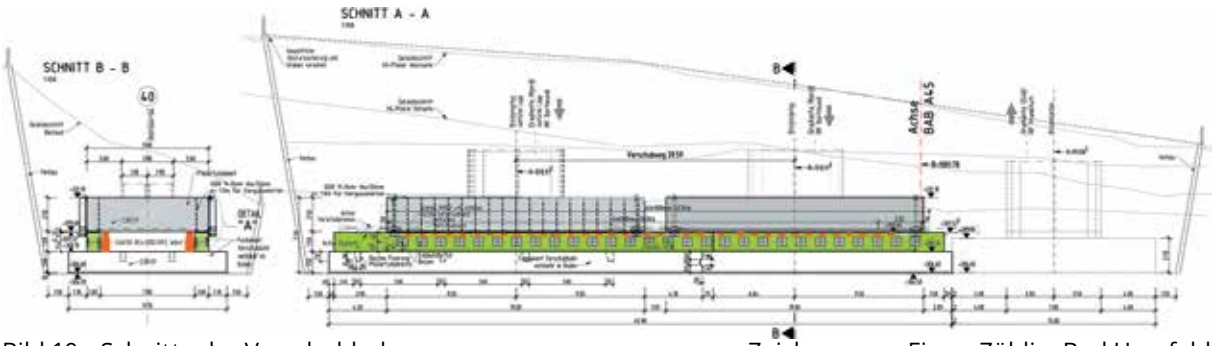


Bild 10 Schnitte der Verschubbahn Zeichnungen: Firma Züblin, Bad Hersfeld

tem untersucht. Aus diesen Untersuchungen wurden dann mit Abstimmung des Bauherrn und Prüfers Randbedingungen für das Bauwerk definiert.

5 Baulastenheft

Um ein kalkulierbares und auskömmliches Leistungsbild für den Verschub ausschreiben zu können, wurde im Vorfeld ein Baulastenheft erstellt. Da sich die Ausführungstoleranzen und daraus resultierenden Verformungen aus dem Querverschub stark auf die Konstruktion des Überbaus auswirken, wurden einzuhaltende Randbedingungen in diesem Baulastenheft genau festgelegt.

Diese Randbedingungen wurden in der statischen Vorberechnung zum Entwurf berücksichtigt und die daraus resultierenden Erkenntnisse in den Ausschreibungen dementsprechend berücksichtigt.

Folgende Einwirkungen und Maßnahmen wurden im Baulastenheft aufgeführt:

- maximale Verdrehung der Pfeiler aus Gründungssetzung (Längs- und Querrichtung),
- maximale vertikale Setzungen,
- maximales Voraus- bzw. Nacheilen einzelner Verschubachsen,
- Überlagerung aus der Baugrundbewegung und Bauungenauigkeit,
- Temperatur auf Überbau und Pfeiler,
- Windbelastungen sowie Kombination von Temperatur und Wind,
- Verkehrslasten,
- Lagerungssystem im Bau- und Endzustand,
- Anforderung auf die Verschubanlage,
- Messprogramm und Ausgleichsmaßnahmen.

6 Ausführung der Verschubbahn

Die ausführende Firma Züblin lehnt sich in etwa an den konventionellen Verschub aus dem Entwurf an. Die größte Abweichung gegenüber dem Entwurf ist das Zusammenlegen der Verschubbahn und des Verschubsystems in einen Bereich.

Das Verschubsystem besteht nicht – wie im Entwurf – aus einem Klemmschuh und einem Zylinder, sondern aus einem Verschubzylinder und einer Steckverbindung im Verschubbalken unterhalb der Verschubbahn (Bild 10). Die Pressen zum Heben der Unterbauten werden nicht außen am Fundamentrand, sondern in-



Bild 11 Baugrube der Verschubbahn
Foto: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH



Bild 12 Verschubbahnen für Querverschub
Foto: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

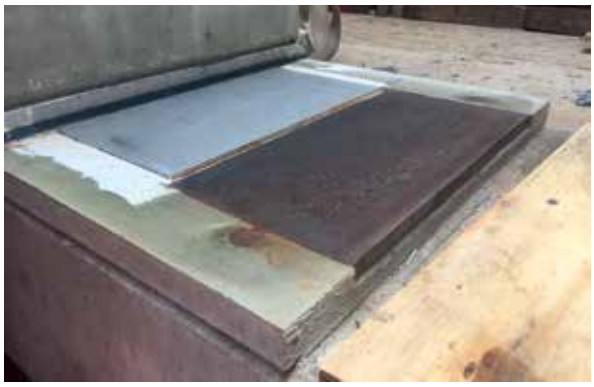


Bild 13 Aufbau der Verschubbahn
Foto: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

nen neben der Verschubbahn aus Stahlbeton angeordnet. Die Pressen werden erst kurz vor dem Verschub neben dem Stahlbetonbalken eingebaut. In den Bildern 11 bis 14 ist der Bauzustand Herbst 2019 zu sehen.

7 Qualitätssicherung beim Fugenverguss im Bereich der Verschubfuge

Auf die Ausführung des Fugenvergusses zwischen Verschubbahnbalken und Fundament wird besondere Aufmerksamkeit gelegt. Im Vorfeld wurden zur Qualitätssicherung und Ausführbarkeit an der TU Berlin unter der Leitung von Herrn Professor Hillermeier Vorversuche durchgeführt. Die aus den Vorversuchen gewonnenen Erkenntnisse sollen bei einem Großversuch auf der Baustelle nochmals unter realistischen Verhältnissen überprüft werden. Dies steht zurzeit noch aus. Nach Durchführung des Großversuches können dann voraussichtlich im Jahr 2022 nach dem Querverschub die Fugen gegossen werden.



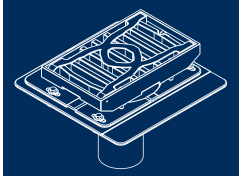
Bild 14 Verschubbahn mit Pfeilerfundament
Foto: KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

Projektbeteiligte Ersatzneubau Rheinbrücke Leverkusen	
Bauherr	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Südwestfalen, Netphen
Entwurfsplanung:	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf
Prüfingenieur	Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille, Bochum
Ausführung	ARGE A45 TB Rinsdorf und Rälsbach Züblin / Bickhardt Bau AG, Bad Hersfeld
Stahlbau	Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau

Metallbau-Brückenentwässerung

Weißbach®

Ihr Komplettanbieter für Brückenentwässerungssysteme



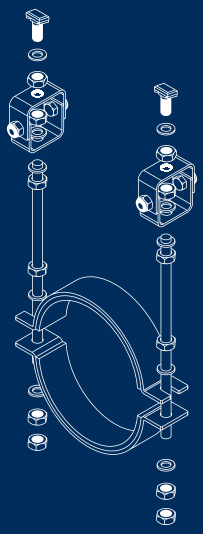
JETZT ANFORDERN!
CAD-PLANUNGSUNTERLAGEN



oder auf USB

BRÜCKENABLÄUFE
BML-ROHRSYSTEME
EDELSTAHL-ROHRSYSTEME
GFK-ROHRSYSTEME
ROHRAUFHÄNGUNGEN
ZUBEHÖR . MONTAGE

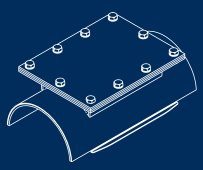
- Eigene Produktion zahlreicher Teile, viele **SONDERANFERTIGUNGEN** möglich
- Umfangreiche **LAGERBEVORRATUNG**





Sie haben eine *Aufgabe* zu lösen?

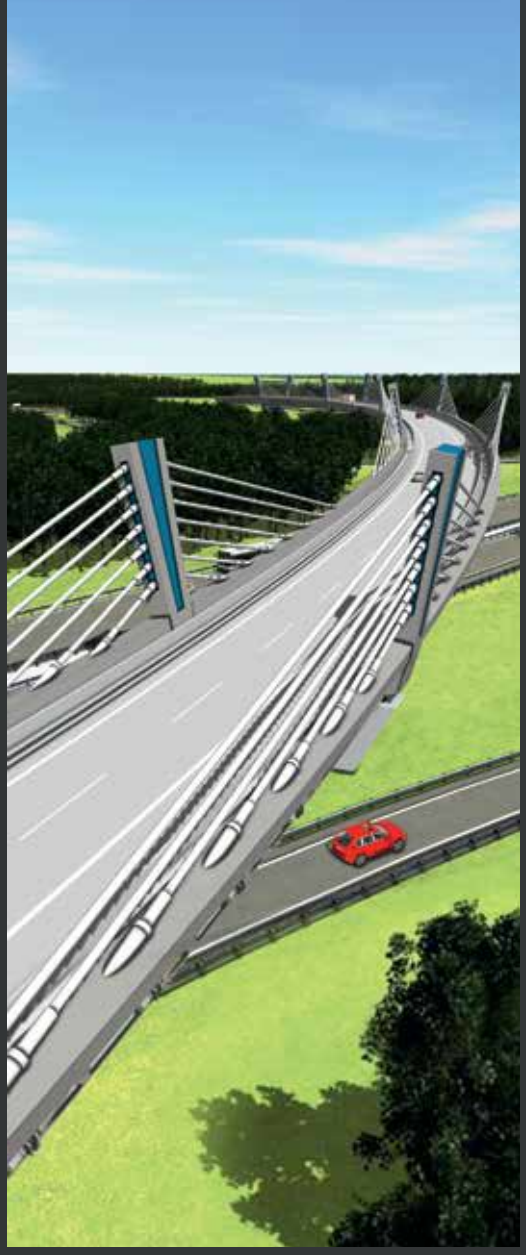
Wir finden gemeinsam den *Weg!*



Gert Weißbach GmbH
Metallbau - Brückenentwässerung
Olbernhauer Straße 36
09125 Chemnitz

Telefon: +49 (0) 371 27 80 38-0
Telefax: +49 (0) 371 27 80 38-35
info@brueckenentwaesserung-weissbach.de
www.brueckenentwaesserung-weissbach.de







Gemeinsam mehr erreichen

Die Verbindung von Funktion und Konstruktion

Durch die in 2017 eingegangene Partnerschaft zwischen der BUNG Ingenieure AG, der BUNG Baumanagement GmbH und der KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH können wir Synergien erzeugen und unser Fachwissen in allen ingenieurtechnischen Belangen noch gezielter und effektiver einsetzen.

Mit ganzheitlichem Denken, eigenständigen Entwicklungen und ansprechender Gestaltung schaffen wir eine Vielfalt an Tragkonstruktionen in verschiedensten Bauverfahren wie Freivorbau, Lehrgerüst oder Taktschieben. Auch in anderen Bereichen des Bauwesens sind wir für Sie planend, überwachend, prüfend und gutachterlich tätig.

Unsere Tätigkeitsbereiche im Konstruktiven Ingenieurbau:
Straßen- und Eisenbahnbrücken | Geh- und Radwegbrücken | Stützbauwerke und Lärmschutzwände
Tunnel in allen Bauweisen | Trogbauwerke | Grünbrücken

Unternehmensgruppe BUNG | Englerstraße 4 | 69126 Heidelberg | Tel.: 06221 306-0 | info@bung-gruppe.de
www.bung-gruppe.de

KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH | Behrenstraße 29 | 10117 Berlin
Tel.: 030 275639-0 | post@kl-ing.de | www.kl-ing.de

KLÄHNE BUNG

BUNG

S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser[1], Dipl.-Ing. Angelika Schmid[2], Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat[3]

1 Einleitung

Das Bahnprojekt Stuttgart Ulm („S21“) umfasst neben dem Neubau von zahlreichen Tunneln und Trassen auch eine komplette Umgestaltung des Eisenbahnknotens Stuttgart: Der alte Kopfbahnhof wird durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Das Herzstück des alten Bahnhofs (der sogenannte Bonatzbau) bleibt erhalten und verbindet die Innenstadt mit den Gleisanlagen. Durch die neue Streckenführung können umfangreiche Gleisflächen im Zentrum Stuttgarts rückgebaut und durch Parkanlagen bzw. ein neues Stadtquartier ersetzt werden. Insgesamt handelt es sich um eine Fläche von rund 100 Hektar. S21 ist somit nicht nur verkehrstechnisch, sondern auch hinsichtlich der Stadtentwicklung von großer Bedeutung für Stuttgart.

Die Architektur des neuen Stuttgarter Bahnhofs stammt vom Düsseldorfer Architekten Christoph Ingenhoven, der 1997 nach drei Auswahlrunden einen mit 126 Teilnehmern besetzten internationalen Wettbewerb für sich entscheiden konnte [1]. Werner Sobek übernahm ab dem Jahr 2009 die Tragwerks- und Fassadenplanung für den neuen Tiefbahnhof. Im Rahmen dieser Planung wurde die Entwurfsplanung technischen Anforderungen angepasst und die Genehmigungs- und Ausführungsplanung erstellt.

Die Topographie des Stuttgarter Talkessels ebenso wie die erforderliche Unter- bzw. Übertunnelung von bestehenden Verkehrsbauwerken und Infrastruktureinrichtungen stellten die Planer vor besonders große Herausforderungen. Dies galt insbesondere für

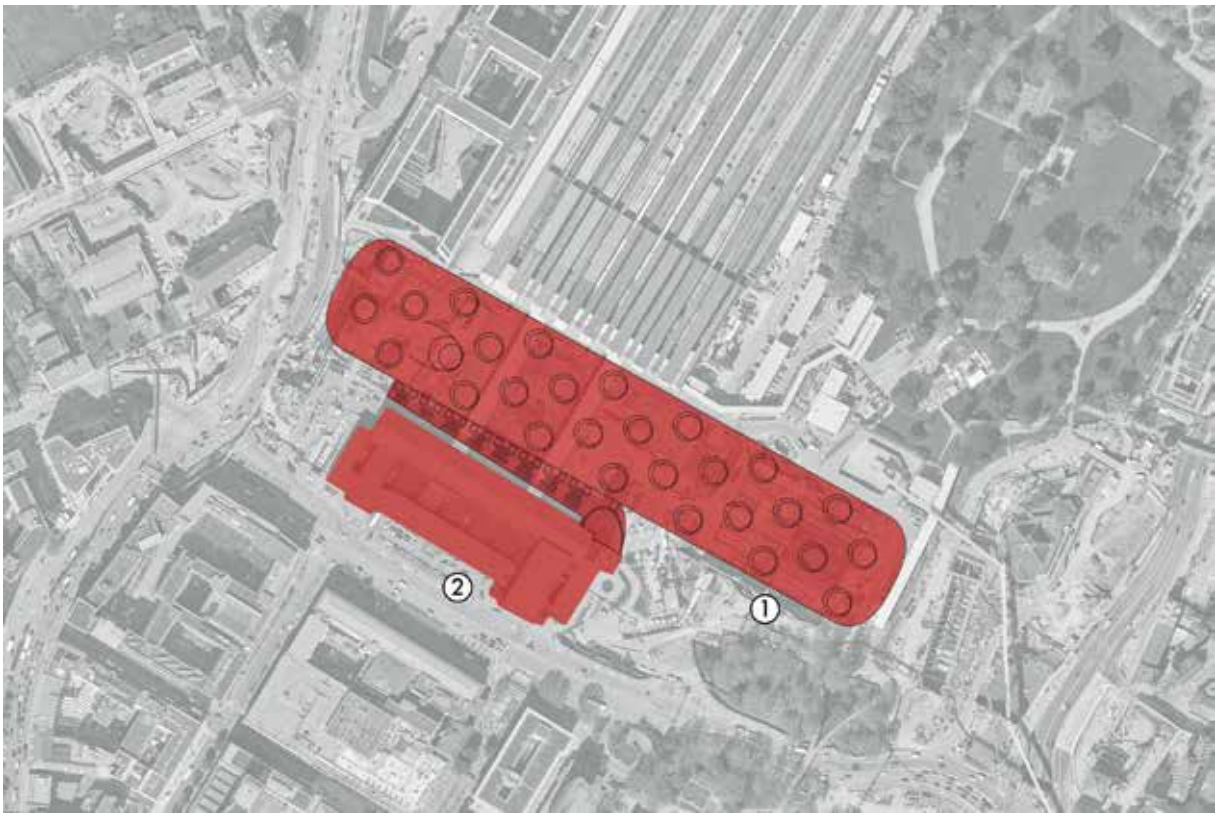


Bild 1 Übersichtsplan Stuttgarter Hauptbahnhof; 1) zeigt die neue Bahnsteighalle, 2) den Bonatzbau
© Werner Sobek, Stuttgart

[1] *BUNG GmbH, München*
[2] *Werner Sobek AG, Stuttgart*
[3] *Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, München*



Bild 2 Übersichtsplan Stuttgarter Hauptbahnhof; 1) zeigt die neue Bahnsteighalle, 2) den Bonatzbau; 3) verweist auf den bestehenden S-Bahn-Tunnel, 4) auf die neue S-Bahn-Querung

© Werner Sobek, Stuttgart

die S-Bahn-Querung, die im vorliegenden Beitrag beschrieben wird. Der Fokus liegt dabei neben der Konstruktion mit ihrer internen verbundlosen Vorspannung auch auf dem über die normativen Anforderungen hinausgehenden Bemessungskonzept sowie dem Monitoring.

2 Der neue Tiefbahnhof

2.1 Städtebauliche Einbindung und architektonisches Konzept

Gemäß dem Entwurf von Christoph Ingenhoven entsteht die neue Bahnsteighalle unmittelbar hinter dem historischen Bonatzbau (Bild 1). Die derzeit oberirdisch verlaufenden Gleise werden rückgebaut und durch neue Gleisanlagen in Tunnelbauwerken ersetzt. Durch das Absenken der Gleisanlagen kann der Stuttgarter Schlosspark bis an die Rückseite des Bonatzbaus herangeführt werden. Die bisher durch die Gleisanlagen getrennten Stadteile Stuttgart-Ost und Stuttgart-Nord werden so nach mehr als 100 Jahren wieder fußläufig miteinander verbunden. Für Stuttgart ist das Projekt daher auch und insbesondere ein städtebauliches Projekt, das in Zeiten der zunehmenden Urbanisierung und Wohnraumknappheit ein erhebliches Entwicklungspotential bietet.

Damit auch die Stuttgarter City städtebaulich möglichst fließend an den neu entstehenden Innenstadtbereich nördlich des Bahnhofs angebunden wird, darf das Dach der neuen Bahnsteighalle nicht zu hoch liegen. Gleichzeitig musste der Tiefbahnhof aufgrund der Besonderheiten der Stuttgarter Topographie so positioniert werden, dass er am nordwestlichen Ende *oberhalb* der bestehenden S-Bahn-Tunnel liegt (Bild 2), die Tunnelbauwerke am südöstlichen Anschluss aber *unterhalb* der Konrad-Adenauer-Straße verlaufen. Die Bahnsteighalle kann daher nur mit einer begrenzten Konstruktionshöhe und einem leichten Gefälle realisiert werden. Gleichzeitig sollte der Tiefbahnhof aber eine offene und großzügige Atmosphäre bieten und durch Tageslicht beleuchtet werden. Aus diesen Randbedingungen heraus entwickelte Christoph Ingenhoven die einzigartige Geometrie des neuen Bahnhofs mit seinen kelchartig geformten Stützen, die das Erscheinungsbild des Tiefbahnhofs entscheidend prägen (Bild 3). Die Kelchstützen reflektieren durch ihre geschwungene Form das auf die helle Betonstruktur treffende Tageslicht weit in die Halle hinein. Ventilationsklappen in



Bild 3 Innenansicht der unterirdischen Bahnsteighalle © Ingenhoven Architekten, Düsseldorf

den die Stützen nach oben hin abschließenden Stahl-Glas-Schalen erlauben eine natürliche Belüftung und – durch den Luftaustausch mit den Tunnelröhren – auch eine natürliche Klimatisierung.

2.2 Geometrie und Tragwerk des neuen Tiefbahnhofs

Die 420 m lange, 80 m breite und bis zu 12 m hohe Bahnsteighalle besteht aus einem Trog aus Normalbeton und dem darauf fugenlos aufsetzenden Schalendach aus Weißbeton. Das gesamte Bauwerk ist als fugenlose Massivbaukonstruktion ausgelegt (Bild 4). Erst an den Übergängen zum Nord- und Südkopf finden sich Raumfugen. Die Anforderungen an den Massivbau sind durch die WU-Konstruktion des Troges und die Sichtbetonanforderungen (Sichtbetonklasse SB4) an die Weißbetonoberfläche des Schalendachs sehr hoch.

Die Deckenuntersicht des Schalendaches ist eine doppelt gekrümmte Fläche; die Bauteilstärken variieren je nach Beanspruchung zwischen 45 cm im Feldbereich und 130 cm im Randbereich. Gestützt wird das Schalendach durch die Trogwände und 28 Kelchstützen. Topographisch bedingt variiert der Abstand zwischen Dach und Trog. Hierdurch verändert sich auch die Bauhöhe der Kelchstützen.

Aufgrund seiner Belastung aus dem Eigengewicht mit Erdauflast, den seitlichen Erdlasten, den Erdbebenlasten und den aus Kriechen und Schwinden sowie Temperaturänderungen erzeugten Zwangsbeanspruchungen des mit dem Trog monolithisch verbundenen Baukörpers ist das Schalendach keine rein druckbeanspruchte Konstruktion. Durch seine hochkomplexe geometrische Form aus

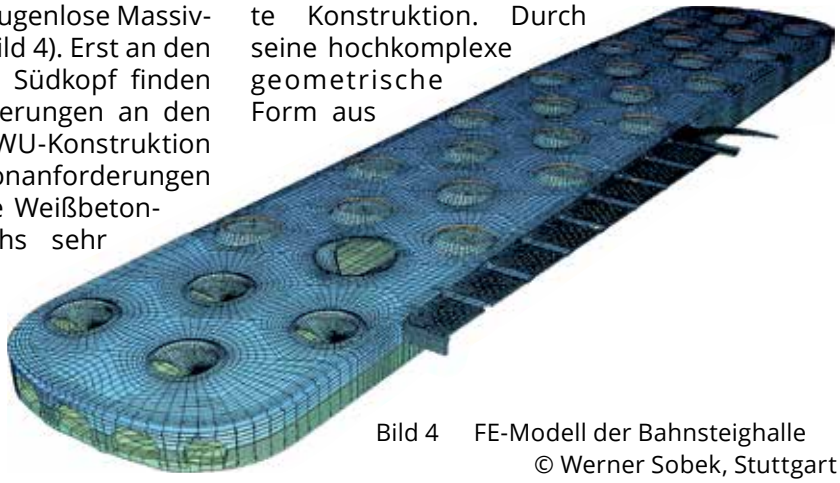


Bild 4 FE-Modell der Bahnsteighalle © Werner Sobek, Stuttgart

antiklastisch gekrümmten Flächen reduziert das Schalendach die Zugkräfte und Momente in der Struktur aber erheblich. In Abschnitt 2.3.2 sind die Einwirkungen auf die S-Bahn-Querung beschrieben, nicht die auf Schalendach oder Bahnsteighalle.

Der Trog besteht aus der Bodenplatte, die entsprechend der Bahnsteig- und Gleisbereichsgeometrie in ihrer Dicke zwischen ca. 1 m und 2,5 m variiert, sowie den Wänden. Die Bodenplatte ist auf Pfählen gegründet. Lediglich im Bereich des bestehenden S-Bahn-Tunnels überspannt sie diesen als Brückenkonstruktion. Auf diese S-Bahn-Querung wird im Weiteren detailliert eingegangen.

2.3 Die S-Bahn-Querung

2.3.1 Geometrie und Tragwerk

Die Bodenplatte der Bahnhofshalle quert den bestehenden S-Bahn-Tunnel. Die Bodenplatte wird in diesem Bereich in Bahnhofslängsrichtung als vorgespannte Brückenkonstruktion mit einer Spannweite von etwa 30 m ausgebildet, um eine Belastung des bestehenden Tunnelbauwerks durch die neue Bahnsteighalle zu verhindern. Das Brückentragwerk gründet auf Bohrpfahlwänden seitlich des S-Bahn-Tunnels. An den Stirnseiten des Brückentragwerks befindet sich jeweils ein Wartungsgang mit angrenzenden Technikräumen (Bilder 5–8).

Auf dem Brückentragwerk stehen zwei Kelchstützen – das Brückenbauwerk muss hier also auch Lasten aus dem Schalendach abtragen. Erschwerend für die Planer kommt hinzu, dass die Brücke auch vier große Durchbrüche für die Treppenabgänge zum S-Bahn-Tunnel aufnehmen muss. Aufgrund der hohen Belastung aus den Kelchstützen mit einer Größenordnung von jeweils 60 MN wird die Brücke vorgespannt. Hierzu wird die „interne Vorspannung ohne Verbund“ verwendet.

Durch die Vorspannung ohne Verbund können die Spannglieder frühzeitig eingebaut werden, auch wenn sie erst später vorgespannt werden,

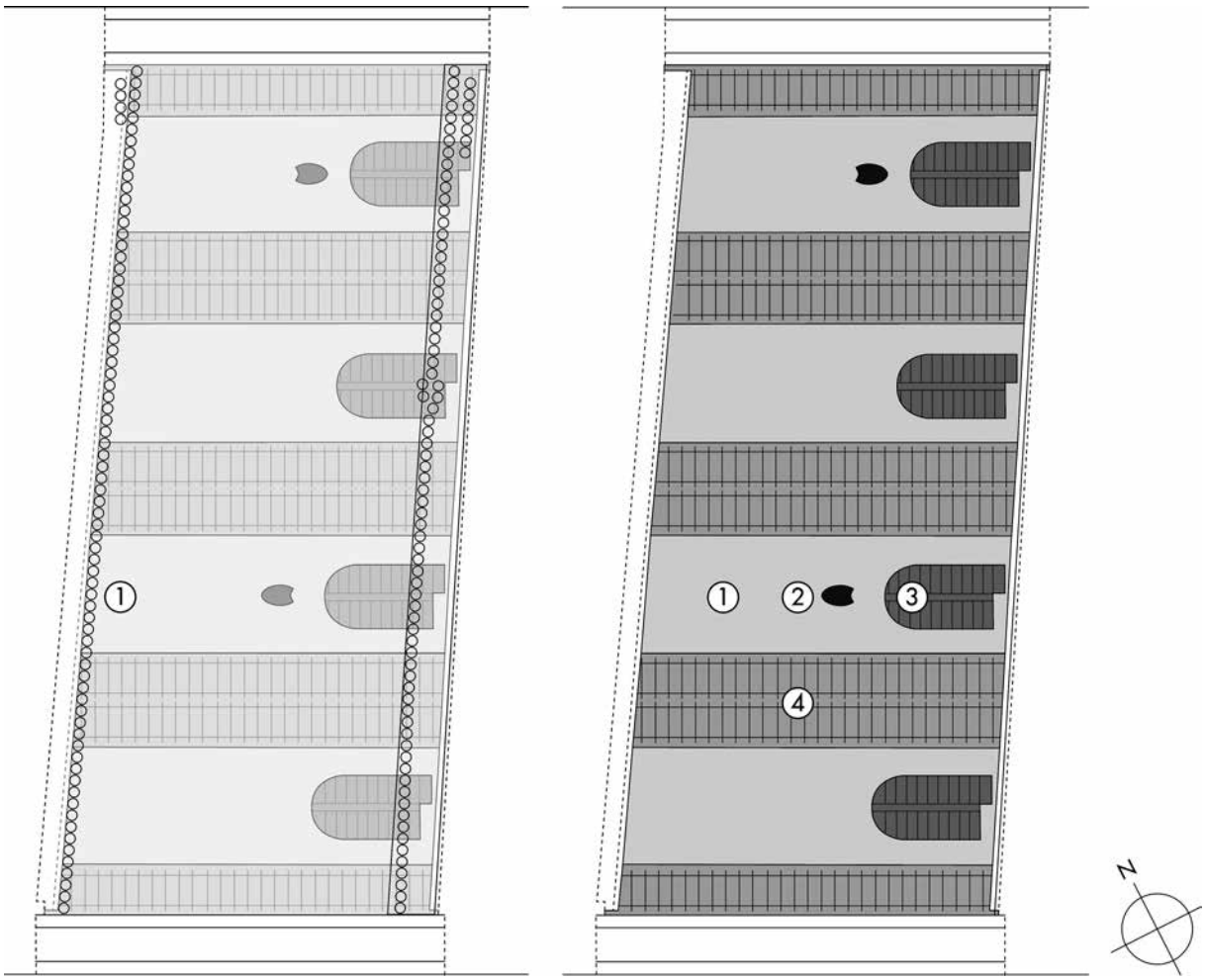


Bild 5 Grundriss der S-Bahn-Querung; Bohrpfahlwand (links) und 1) Bahnsteig, 2) Kelchstützenfuß, 3) Treppenabgang, 4) Gleisbereich (rechts)

© Werner Sobek, Stuttgart

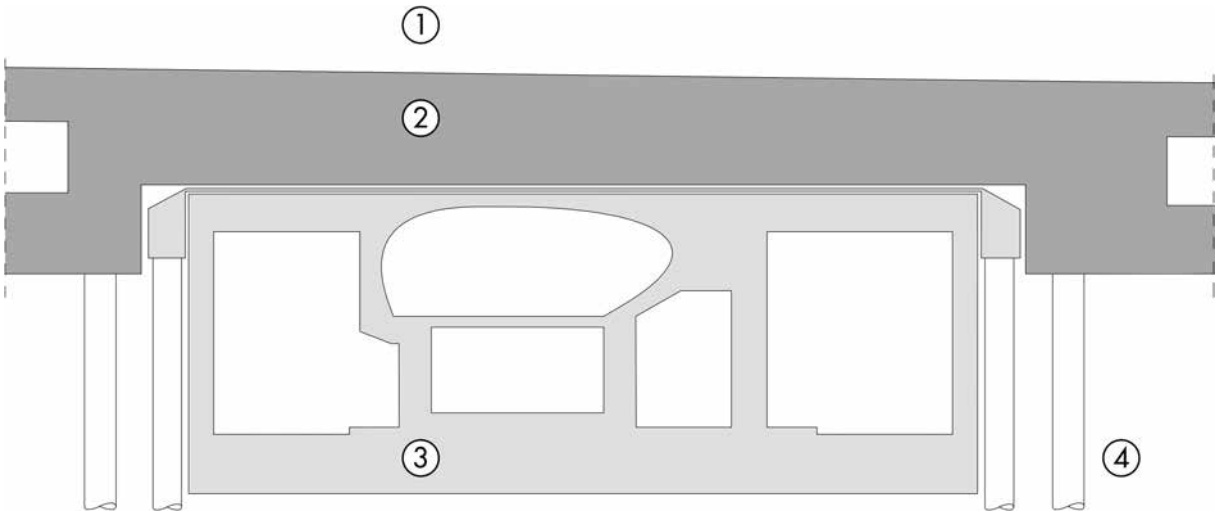


Bild 6 Längsschnitt durch die S-Bahn-Querung (Bahnsteig ohne Kelchstütze): 1) Bahnsteig, 2) Konstruktionsbeton S-Bahn-Querung, 3) bestehender S-Bahn-Tunnel, 4) Bohrpfahlwand
© Werner Sobek, Stuttgart

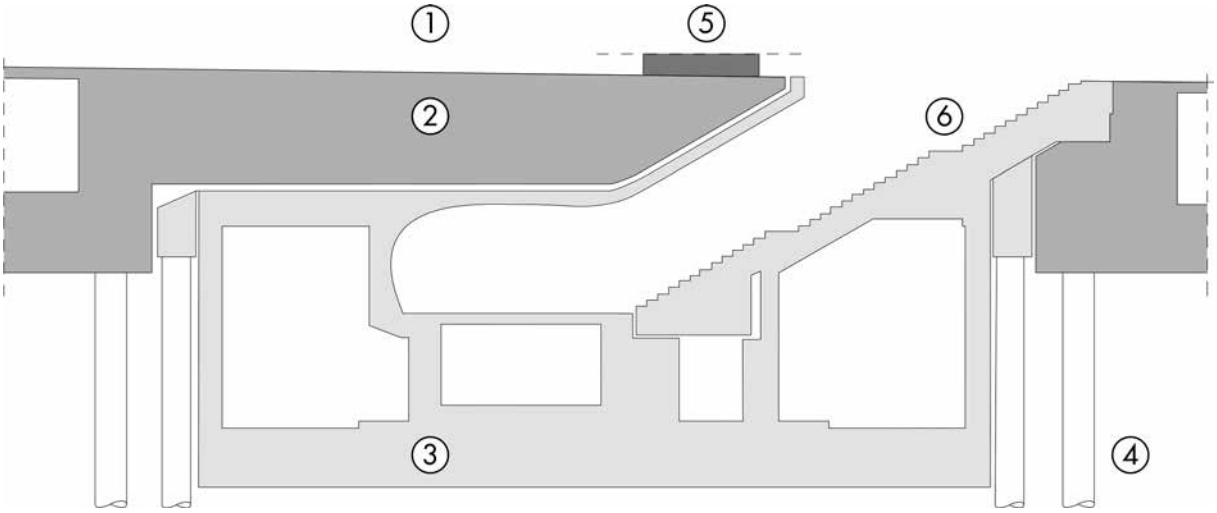


Bild 7 Längsschnitt durch die S-Bahn-Querung (Bahnsteig mit Kelchstütze): 1) Bahnsteig, 2) Konstruktionsbeton S-Bahn-Querung, 3) bestehender S-Bahn-Tunnel, 4) Bohrpfahlwand, 5) Kelchstütze, 6) Treppenabgang
© Werner Sobek, Stuttgart

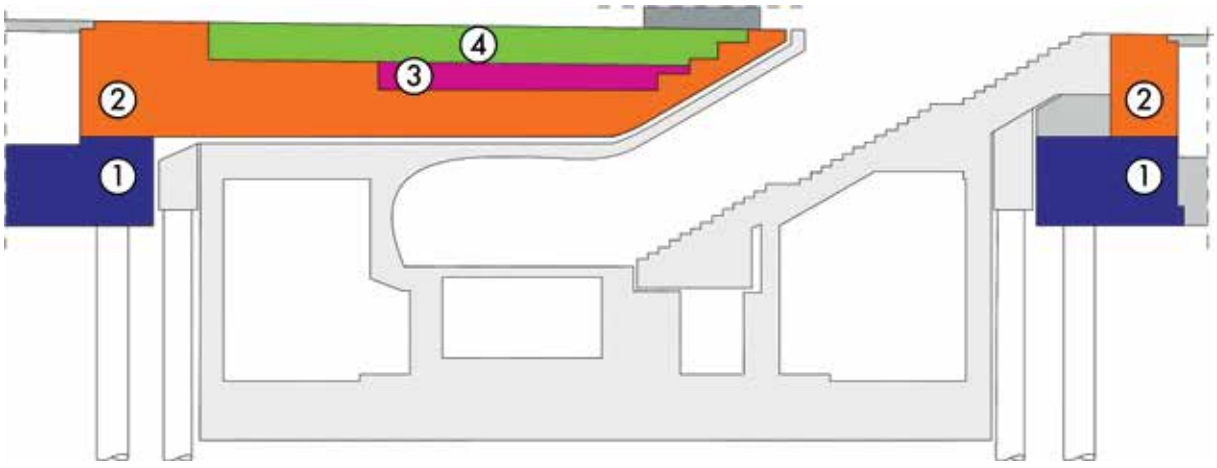


Bild 8 Typische Betonierabschnitte der S-Bahn-Querung
© Werner Sobek, Stuttgart

z. B. nach Bau des Schalendachs sowie vor Herstellung der monolithischen Verbindung der Brückenkonstruktion mit den benachbarten Bodenplatten. Darüber hinaus können auch die bis zum Ende der Rohbauarbeiten eintretenden Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen durch erneutes Vorspannen kompensiert werden.

2.3.2 Einwirkungen und statische Systeme

Bestimmender Faktor für die Bemessung der S-Bahn-Querung sind die hohen Lasten aus dem Eigengewicht der zwei Kelchstützen sowie aus dem Schalendach und dessen Erdauflast. Weitere (jedoch deutlich untergeordnete) Einwirkungen stellen die Verkehrslasten auf den Bahnsteigen, der Zugverkehr in den Gleisbereichen sowie nach oben wirkender Wasserdruck dar. Für die Bemessung wurden darüber hinaus auch Temperatur- und Erdbebenlasten sowie Effekte aus Kriechen und Schwinden angesetzt. Bei den Temperaturlasten wurde zwischen Bau- und Endzustand unterschieden, da die Brückenkonstruktion während des Bauzustands der Witterung ausgesetzt ist.

Je nach Bauzustand wurden der Bemessung unterschiedliche statische Systeme zugrunde gelegt. Im Bauzustand spannt das Brückenbauwerk zwischen den beiden Pfahlkopfbalken und stellt somit einen Einfeldträger mit einseitig verschieblichem Lager (Gleitlager im Bauzustand) dar. Aufgrund ihrer Geometrie wurde die Brücke aber nicht als simpler Träger, sondern als Rahmen modelliert. Unter diesem statischen System werden neben den o. g. Lasten die Frischbetonlasten der verschiedenen Bauabschnitte aufgebracht. Sobald Brücke und Schalendach vollständig hergestellt sind, wird die Brücke an ihren beiden Längsenden monolithisch mit den angrenzenden Bodenplatten der Bahnhofshalle verbunden. Hierdurch entsteht für das Brückentragwerk eine Durchlaufwirkung.

2.3.3 Bauablauf

Die Herstellung der S-Bahn-Querung erfolgt bei laufendem S-Bahn-Betrieb. Vor Erstellung der Bodenplatte wurden vorbereitende Gründungsarbeiten durchgeführt. Dazu gehören auch die beiden o. g. Bohrpfahlwände und Pfahlkopfbalken. Die Brücke wird anschließend in mehreren Teilen auf dem vorhandenen S-Bahn-Tunnel betoniert. Zwischen der Decke des S-Bahn-Tunnels und dem Brückenbauwerk dient eine 10 cm dicke Schicht aus einem Sand-Kies-Gemisch als „Schalung“.

Teile des S-Bahn-Tunnels sollen entsprechend der ursprünglichen Belastung aus Überbauung und Erdüberschüttung nur eine Last abtragen, die einer Betonierhöhe von 1,3 m entspricht. Die einzelnen Abschnitte werden daher zunächst nur bis zur jeweils zulässigen Höhe betoniert, d. h. bis zu einer Höhe von 1,3 m in Feldmitte und von 3 m bzw. 3,3 m in den Auflagerbereichen. Letztgenannter Wert entspricht bereits der endgültigen Dicke des Tragwerks.

Die unteren Betonierabschnitte sind insgesamt in neun Areale unterteilt: Zunächst werden die Bahnsteigbereiche betoniert, anschließend die Gleisbettbereiche. Nach Erhärten des unteren Betonierabschnitts und nach Aufbringen eines Teils der vorgesehenen Vorspannung wird das Sand-Kies-Gemisch abgesaugt. Hierdurch entsteht die für den Endzustand erforderliche Fuge zwischen den beiden Bauwerken. Die Decke des S-Bahn-Tunnels wird dadurch nicht mehr durch das Brückentragwerk belastet. Dieses lagert seitlich auf den Pfahlkopfbalken der Bohrpfahlwände. Hierbei ist, wie bereits dargelegt, auf der einen Seite ein Gleitlager zwischen Brücke und Pfahlkopfbalken angeordnet. Dieses stellt sicher, dass das Brückentragwerk während der sukzessiven Spannarbeiten alternierend zur Herstellung der restlichen Betonierabschnitte einseitig verschieblich gelagert ist und so keine Spannkräfte in die Gründung abfließen.

Das Schalendach wird in mehreren Schritten betoniert: Zunächst werden die Kelchfüße hergestellt, dann die oberen Bereiche der Kelche. Das Schließen der Schwindgassen zu den benachbarten Kelchachsen erfolgt im Anschluss. Die Fuge zwischen den Pfahlkopfbalken und den benachbarten Bodenplatten wird erst nach Fertigstellung des Schalendachs sowie den letzten Spannvorgängen geschlossen. Dann verliert auch das beschriebene Gleitlager seine Funktion.

Die Vorspannung wird während des Bauablaufs sukzessive mit der Laststeigerung aufgebracht, um in allen Bauzuständen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. In den ersten beiden Spannvorgängen werden diejenigen Spannglieder angespannt, die benötigt werden, um das Eigengewicht der eigentlichen Brückenkonstruktion aufzunehmen. Einige Spannglieder werden bereits vorher im Rahmen einer Schwindvorspannung angespannt. Im dritten Spannvorgang wird so viel Spannkraft aufgebracht, dass die Verformungen aus dem Bau der Kelchfüße kompensiert werden und die Konstruktion etwas überhöht

wird. Dies wird auch in Bezug auf die Bautoleranzen abgestimmt. Der dritte Spannvorgang muss in mehrere Abschnitte unterteilt werden, da die beiden Kelche auf der S-Bahn-Querung nicht gleichzeitig betoniert werden. Im vierten Spannvorgang werden die während des Baus der Kelche eingetretenen Verformungen ausgeglichen. So wird auch für das Schließen der Schwindgassen sichergestellt, dass die Kelche die richtige Lage zu den benachbarten Bauabschnitten aufweisen. Auch dieser Spannvorgang muss in mehrere Abschnitte unterteilt werden, entsprechend dem zeitlichen Ablauf der Herstellung der beiden Kelche auf der Brücke. Der fünfte und letzte Spannvorgang findet nach Schließen der Schwindgassen im Schalendach statt. In diesem Spannvorgang werden zum einen durch das Betonieren der Schwindgassen entstandene Verformungen ausgeglichen und zum anderen Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen des Betons kompensiert. Zuletzt werden die beiden Fugen zwischen den Pfahlkopfbalken und den benachbarten Bodenplatten geschlossen.

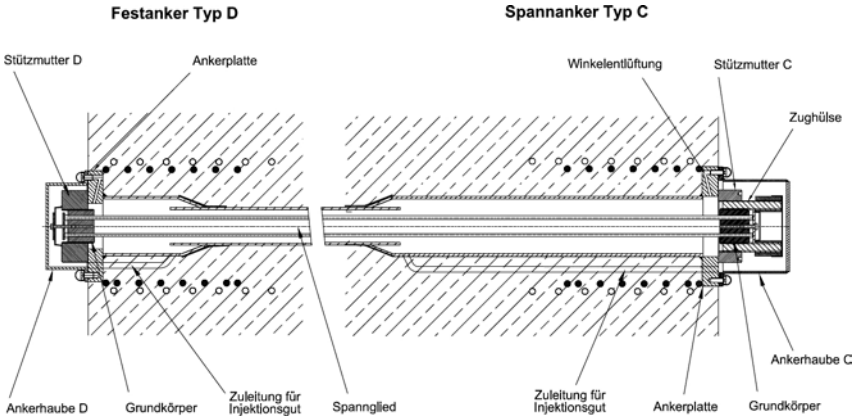


Bild 9 Spannglied „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ im Endzustand, Auszug aus [3], Anlage 3

© DYWIDAG-Systems International GmbH, Königsbrunn

3 Interne Vorspannung ohne Verbund

3.1 Spannverfahren

Vom Tragwerksplaner wurde eine Anwendung von internen Spanngliedern mit Spannverfahren ohne Verbund vorgesehen, um den Anforderungen aus Herstellung und Belastung Rechnung zu tragen. Wesentliche Unterschiede der internen Spannverfahren ohne Verbund gegenüber den Spannverfahren mit nachträglichem Verbund sind:

- Während Spannglieder ohne Verbund einen werkseitigen Korrosionsschutz besitzen, wird der Korrosionsschutz bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erst durch das Verpressen der Hüllrohre mit Zementmörtel auf der Baustelle hergestellt.

- Bei Spanngliedern ohne Verbund können im Gegensatz zu Spanngliedern mit nachträglichem Verbund keine tangentialen Kräfte entlang der Spannglieder aufgenommen werden. Dadurch ergeben sich bei Spanngliedern ohne Verbund geringere Zusatzdehnungen aus den Einwirkungen und eine daher größere Menge an Betonstahlbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

- Die Hüllrohre der Spannglieder ohne Verbund sind auch im Endzustand eine Schwächung der Druckstreben, während dies bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nur für den Bauzustand gilt.

- Spannglieder ohne Verbund können auch im Endzustand nachgespannt werden, Spannglieder mit nachträglichem Verbund können nur im Bauzustand vor dem Verpressen ausgetauscht und nachgespannt werden.

3.1.1 Längsvorspannung

Für die Längsvorspannung kommt das Spannverfahren „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ Spanngliedtyp CD-84, St 1570/1770, Spannkraft $P_{0,max}$ = 4123 kN [2], [3] zum Einsatz. Die Spannglieder bestehen aus 84 kaltgezogenen und jeweils 7 mm dicken Spannstahldrähten mit rundem glattem Querschnitt sowie deren Verankerungen (Bild 9). Die Spannstahldrähte sind in einem Hüllrohr angeordnet und werden im Herstellwerk mit einem Korrosionsschutz versehen, der aus einem mit Korrosionsschutzmasse verpressten PE-Hüllrohr besteht. Die Verankerung der Spannstahldrähte erfolgt über kalt aufgestauchte Köpfchen. Für das Spannverfahren „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ liegen bereits Erfahrungswerte aus mehreren Pilotprojekten für die Anwendung als interne Längsvorspannung ohne Verbund bei Straßenbrücken vor [4].

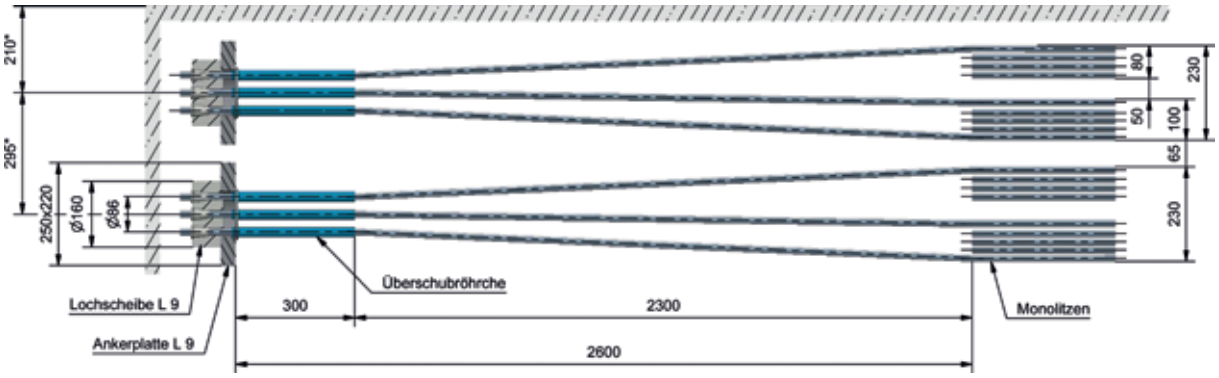


Bild 10 Spannglied „BBV Litzenspannverfahren Typ Lo9 ohne Verbund“, [5], Anlage 11
© BBV Systems, Bobenheim-Roxheim

3.1.2 Quervorspannung im Bereich unter den Kelchstützen

Eine Quervorspannung wird nur im Bereich unter den Kelchstützen vorgesehen. Es wird das Spannverfahren „BBV Litzenspannverfahren Typ Lo ohne Verbund“ [5], [6] eingesetzt. Die Spannglieder Lo9 bestehen aus neun 7-drähtigen Spannstahllitzen St 1668/1860 mit 150mm² Nennquerschnitt und einer Spannkraft $P_{0,max}$ = 1944 kN. Weitere Bestandteile des Spannverfahrens sind die Korrosionsschutzmasse, der PE-Mantel sowie die Verankerung (Bild 10). Für dieses Spannverfahren liegen bislang Erfahrungen im Straßenbrückenbau als Querspannglied für vorgespannte Fahrbahnplatten, im Behälterbau sowie im Hochbau für vorgespannte Deckenkonstruktionen vor.

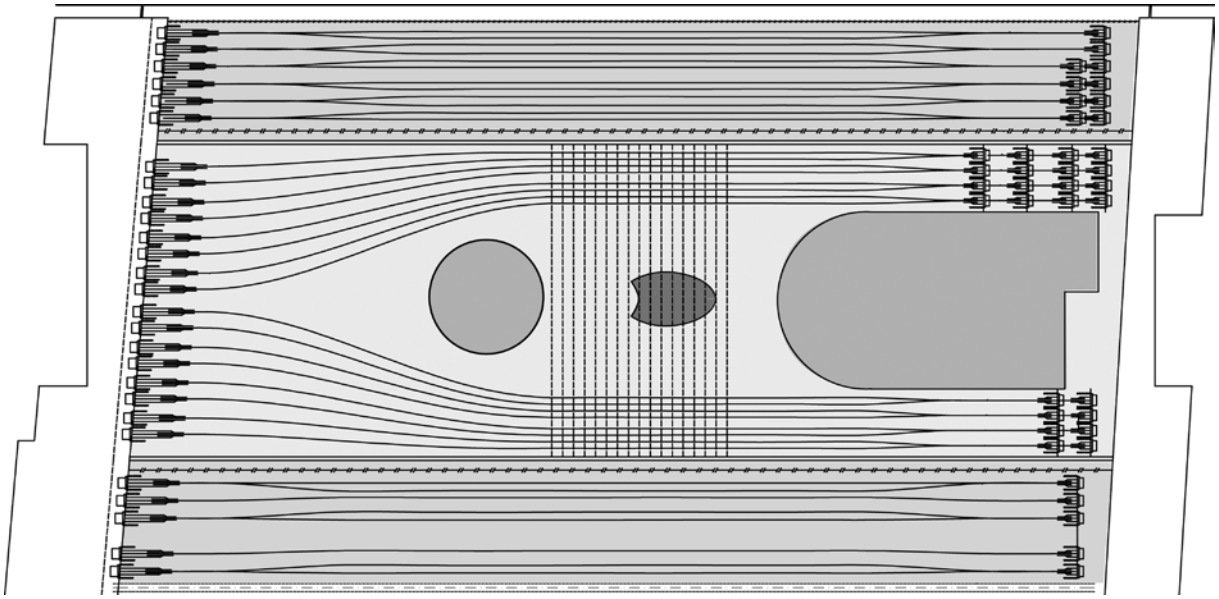


Bild 11 Spanngliedführung – Grundriss Achse AE © Werner Sobek, Stuttgart

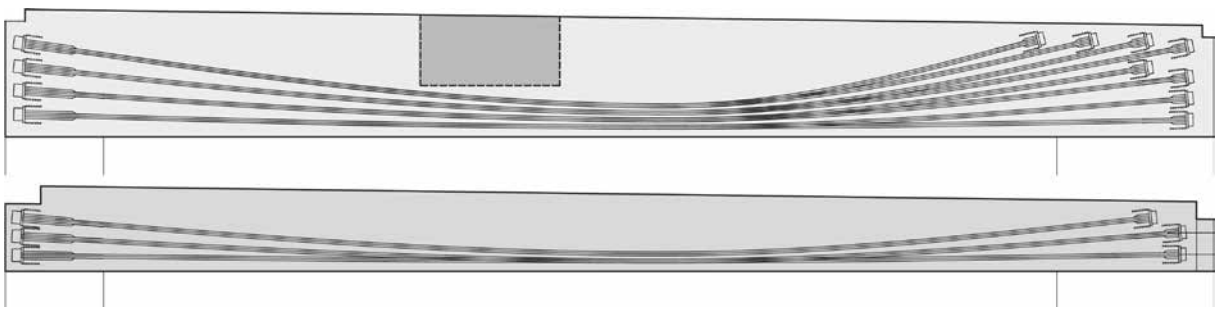


Bild 12 Spanngliedführung – Längsschnitte © Werner Sobek, Stuttgart

3.2 Spanngliedführung

3.2.1 Längsrichtung

Die Spanngliedführung und die Anzahl der Spannglieder ergeben sich aus den statischen Anforderungen an Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie aus den geometrischen Randbedingungen (Bilder 11 und 12). Im Bereich der Treppenabgänge werden die Spannglieder in den Bahnsteigen horizontal verschwenkt und in Richtung BA 12 konzentriert in mehreren Festankerreihen verankert. Die Spannanker werden in den Bahnsteigen ausnahmslos auf der Seite in Richtung BA 10 angeordnet und sind vom Wartungsgang aus zugänglich.

3.2.2 Querrichtung

Die Anordnung der Quervorspannung erfolgt in den Bahnsteigbereichen unterhalb der Kelchstützen. Die Spannglieder verlaufen im Grundriss gerade, in Vertikalrichtung gekrümmt und werden mit Spann- bzw. Festankern an den Bahnsteigkanten verankert (Bilder 13 und 14).

3.3 Bemessungsansätze und konstruktive Maßnahmen

Für die Bemessung vorgespannter Eisenbahnbrücken gelten die in der ELTB eingeführten Normen und Richtlinien, insbesondere [7]. Zusätzliche Anforderungen für Brücken mit interner Vorspannung ohne Verbund enthält [8]. Bei der Nachweisführung wurde folgenden Aspekten in besonderem Maße Rechnung getragen:

- Die interne Vorspannung ohne Verbund ist keine Regelbauweise der DB AG.
- Durch die eingeschränkten Inspektionsmöglichkeiten ergeben sich besondere Anforderung, da insbesondere die Unterseite des Tragwerkes nicht zugänglich ist.

Die nachfolgend beschriebenen Maßnahmen zur Kompensation der eingeschränkten Inspektionsmöglichkeiten im Rahmen der Bemessung haben folgende Zielsetzungen:

- Schaffung zusätzlicher Sicherheiten/Tragreserven,
- Minimierung einer Rissbildung unter planmäßigen Lasten,
- robuste Ausbildung des Tragwerkes.

3.3.1 Bemessungsansätze in Längsrichtung

In Längsrichtung werden folgende Verschärfungen der Bemessungsansätze vorgenommen:

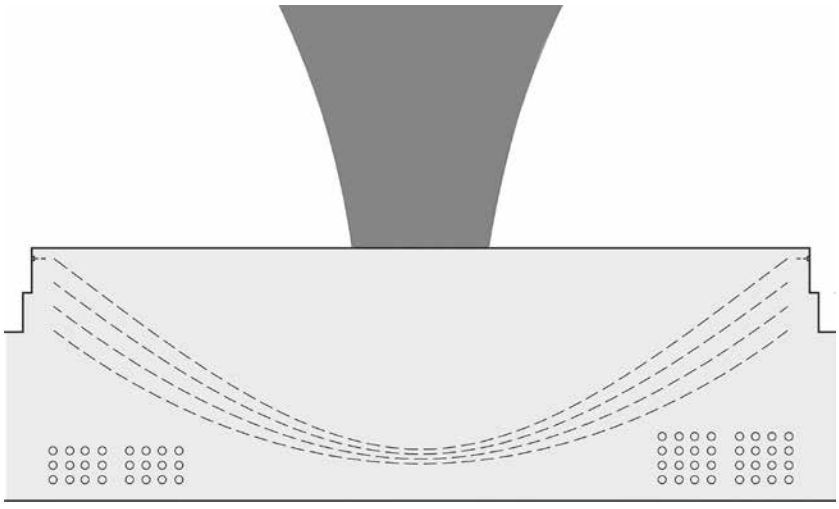


Bild 13 Querschnitt Spanngliedführung – Quervorspannung – im Bahnsteigbereich © Werner Sobek, Stuttgart

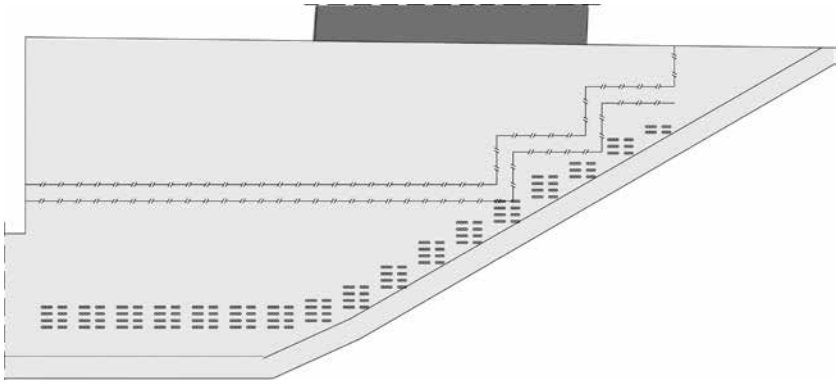


Bild 14 Querschnitt Quervorspannung im Bahnsteigbereich in Achse Kelchstütze © Werner Sobek, Stuttgart

a) Festlegung einer Druckspannungsreserve beim Dekompressionsnachweis

Gemäß [7], Tabelle 7.102DE ist der Dekompressionsnachweis bei verbundloser Vorspannung mit einer geforderten Randspannung von 0 N/mm² unter der quasi ständigen Einwirkungskombination mit einem Lastanteil der Eisenbahnverkehrslasten von 0,2 zu erbringen. Anstelle des Dekompressionsnachweises wird hier eine Druckspannungsreserve von mindestens –0,5 N/mm² unter der häufigen Einwirkungskombination vorgesehen. Da so ein deutlich größerer Anteil veränderlicher Lasten abgedeckt ist als in der quasiständigen Einwirkungskombination, wird das Risiko einer Rissbildung deutlich reduziert.

b) Erhöhung des Bewehrungsgrades durch eine Festlegung des Vorspanngrades

Die erforderliche Betonstahlmenge ergibt sich zunächst aus den geforderten Nachweisen der Tragfähigkeit, dem Robustheitsnachweis und dem Nachweis der Rissbreitenbegrenzung gemäß DIN EN 1992-2 einschließlich der Nationalen Anhänge [7] und [9]. Zusätzlich wird der Nachweis der Biegebewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Ansatz eines Ausfalls von Spanngliedern vorgesehen. Als Ausfallgrad wird ein Wert von 25 % der Spannkraft angesetzt. Im Ergebnis führt dies zu einer Erhöhung der erforderlichen Betonstahlbewehrung und zu einer Erhöhung der Robustheit der Konstruktion.

3.3.2 Bemessungsansätze in Querrichtung

a) Einwirkungskombination beim Rissbreitennachweis in Querrichtung

Die Quervorspannung ist nur lokal zur Lastabtragung unter den Kelchstützen vorgesehen, so dass grundsätzlich die Nachweise des Tragwerkes in Querrichtung als Stahlbetonbauteil nach [7], Tabelle 7.102DE zu führen sind. Durch die Lage im Grundwasser ergibt sich der Rechenwert der zulässigen Rissbreite gemäß ZTV-ING [10] zu 0,15 mm.

Wegen der fehlenden Inspektionsmöglichkeiten und der Abweichung von der Regelbauweise der DB infolge der Verwendung der internen Spannglieder ohne Verbund wird der Rissbreitennachweis in Querrichtung nach [7], Tabelle 7.102DE als Kompensationsmaßnahme nicht in der häufigen Einwirkungskombination, sondern in der seltenen Einwirkungskombination mit dem Rechenwert der zulässigen Rissbreite von 0,15 mm geführt. Damit wird die Stahlspannung der Bewehrung wesentlich reduziert und die Gefahr von großen Rissbreiten vermindert. Um analog zur Brückenlängsrichtung zusätzliche Tragreserven im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Betonstahlbewehrung zu schaffen, werden die Nachweise für die Bügel- und Biegebewehrung unter Berücksichtigung eines theoretischen Spanngliedausfalls von mindestens 15 % geführt.

3.3.3 Nachspannbarkeit und Austauschbarkeit von Spanngliedern

Die Anforderungen hinsichtlich der Nachspannbarkeit und Austauschbarkeit der internen Längsspannglieder ohne Verbund sind in [8], Kapitel 3.2 geregelt.

Bei den Längsspanngliedern ist grundsätzlich eine Kontrolle der Spannkraft, eine Kraftregulierung sowie ein Austausch möglich. Die erforderliche Zugänglichkeit der Spannanker ist nach dem Rückbau der Vorsatzschale für alle Spannglieder gegeben. Weiterhin ergeben sich bzgl. der Nachspannbarkeit konstruktive Randbedingungen hinsichtlich der folgenden Punkte:

- ❑ Arbeitsraum für Pressen,
- ❑ Arbeitsraum und Möglichkeit zum Einschrauben der Spannspindel.

Bei den Querspanngliedern ist eine Spannkontrolle mittels Abhebeversuch und ein Nachspannen nach Abtrennen der Litzenüberstände nicht möglich, aber nach [8] auch nicht gefordert. Darüber hinaus ist aufgrund der geringen Spanngliedlänge der Querspannglieder der Nachspannweg so gering, dass der Mindestabstand des Keileinbisses von 15 mm nicht eingehalten wäre.

Entsprechend den Anforderungen nach [8] ist ein Austausch des Spannstahls der Längsspannglieder mit dauerhafter Wiederherstellung des Korrosionsschutzes zu ermöglichen. Nach [2] ist dies beim Spannsystem SUSPA Draht intern gegeben. In der Literatur (z. B. in [11]) sind mehrere Brücken dokumentiert, bei denen die Austauschbarkeit durch Ausziehversuche erfolgreich belegt wurde. Für die hoch belasteten Bahnsteigbereiche wird hier ein Grad der Austauschbarkeit von 90 %, für die Gleisbereiche von 100 % erreicht.

Die Monolitzen und die Korrosionsschutzmasse der Querspannglieder sind prinzipiell

austauschbar. Hierfür liegen in der Literatur dokumentierte Erfahrungswerte aus Pilotprojekten vor, z. B. in [12]. Nach Entfernen der Betonvorsatzschalen auf beiden Verankerungsseiten, dem Freilegen der Anker und dem Entspannen des betroffenen Spanngliedes kann der litzenweise Austausch durch Ankoppeln der neuen an die alte Litze und Durchziehen erfolgen. Die Korrosionsschutzmasse bleibt im Wesentlichen an den Litzen haften und wird dadurch beim Einziehen der neuen Litze ausgetauscht und nachfolgend durch Nachverpressen mit Korrosionsschutzfett komplettiert.

4 Monitoring

4.1 Anlass

Die Brückenuntersicht des Bauwerks ist nicht inspizierbar, da der Abstand zur Oberseite der darunter liegenden S-Bahntunneldecke nur rd. 10 cm beträgt und diese Fuge im Grundwasser liegt. Die Feststellung einer Rissbildung infolge möglicher Überlastung des Bauteils oder infolge möglicher Spannstahlausfälle ist somit auf herkömmlichem Wege nicht möglich.

Die fehlende Inspizierbarkeit an der Brückenunterseite wird deshalb durch eine Dauerüberwachung in Form eines Monitorings ersetzt, welches aus verschiedenen, sich ergänzenden Messsystemen besteht und der Erreichung der gleichen Sicherheit dient. Vom Eisenbahnbundesamt wurde diesbezüglich eine Zustimmung im Einzelfall und von der Deutschen Bahn eine unternehmensinterne Genehmigung erteilt.

Die einzelnen Messsysteme beziehen sich auf die Überwachung der Längsvorspannung, der Quervorspannung und des Brückenüberbaus im Gesamten.

4.2 Datenverarbeitung

Die Messdaten sämtlicher Monitoringsysteme werden automatisch erfasst und gespeichert. Die Datenaufnahme, -speicherung, -bewertung und Generierung von Alarmwerten erfolgt in vier Stufen (Bild 15).

In Stufe 1 werden die Messdaten von speziellen Messrechnern aufgenommen und analysiert (z. B. Schallemissionsmessungen und faseroptische Messungen). Stufe 2 bildet ein Edge-Server, in dem sämtliche Messdaten fusioniert, gespeichert und weitergehend analysiert werden. Stufe 3 bildet ein spezielles Dashboard. Hier werden die Daten visualisiert. Sie sind für einen ausgewählten Personenkreis einseh-, aber nicht manipulierbar. Im Dashboard erfolgen auch das Reporting und der Datenexport für weitergehende Analysen (Stufe 4), z. B. an die Tragwerksplaner. Daten externer Analysen können dann in den Edge-Server und das Dashboard zurückgeführt werden.

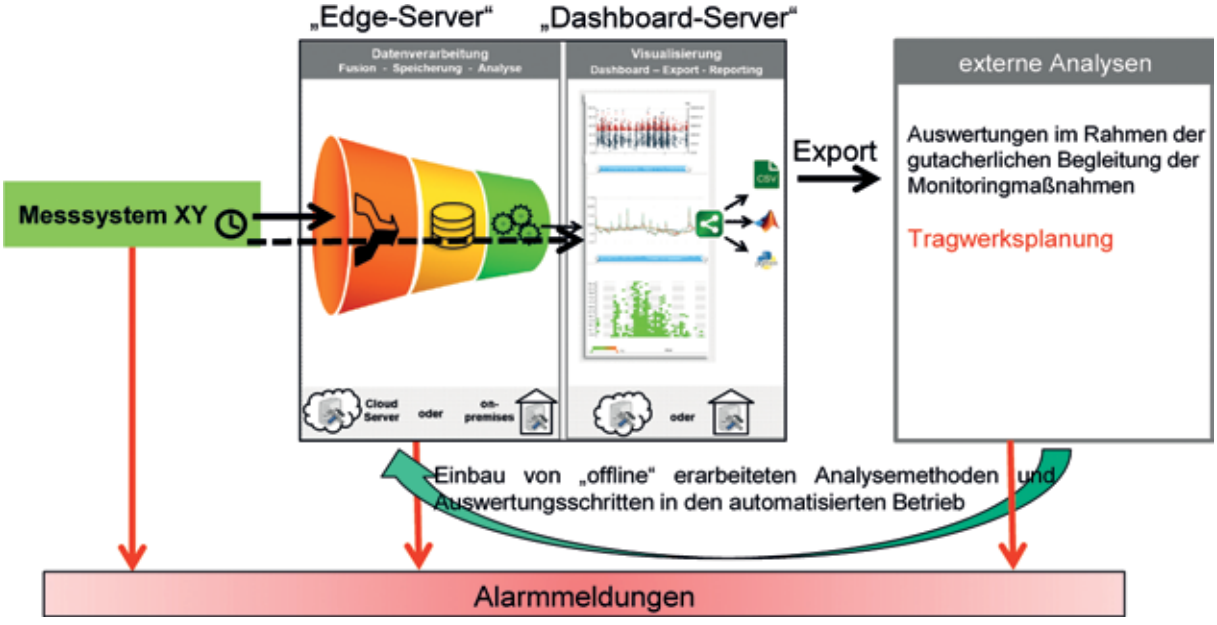


Bild 15 Schema der Datenverarbeitung und Generierung von Alarmmeldungen

© Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, Vallen Systeme GmbH

4.3 Schallemissionsmessungen

4.3.1 Grundlagen

Mit dem Messverfahren Acoustic Emission (AE) werden Schallemissionen (SE) gemessen, welche sich als elastische Wellen bei spontaner Energiefreisetzung in Festkörpern ausbreiten. Weitere Informationen und Praxisanwendungen an Brückenbauwerken sind z. B. [13, 14, 15] zu entnehmen. Bei Schallereignissen in Festkörpern entstehen drei unterschiedliche Wellenarten: Kompressionswelle/Longitudinalwelle/p-Welle, Scherwelle/s-Welle sowie Oberflächenwelle/Rayleigh-Welle/R-Welle. Jede Wellenart weist eine andere Ausbreitungsgeschwindigkeit auf; dies muss in der Sensoranordnung und der Auswertung von Schallsignalen berücksichtigt werden.

Bei Schallereignissen muss zwischen Quellen innerhalb des Bauwerks und Quellen außerhalb des Bauwerks unterschieden werden. Schallquellen innerhalb des Bauwerks (interne Quellen) sind z. B.:

- ❑ Spannstahlbrüche, Betonstahlbrüche,
- ❑ Rissentstehung im Beton oder Stahlbauteilen,
- ❑ Verbundversagen zwischen Bewehrung und Beton,
- ❑ Reibung von Spannstahl in unverpressten Hüllrohren [14].

Schallquellen außerhalb des Bauwerks (externe Quellen) sind z. B.:

- ❑ Arbeiten am Bauwerk (Ausführung von Bohrungen, Arbeiten mit mechanischen Hämmern etc.),
- ❑ Unfall- bzw. Anpralleignisse.

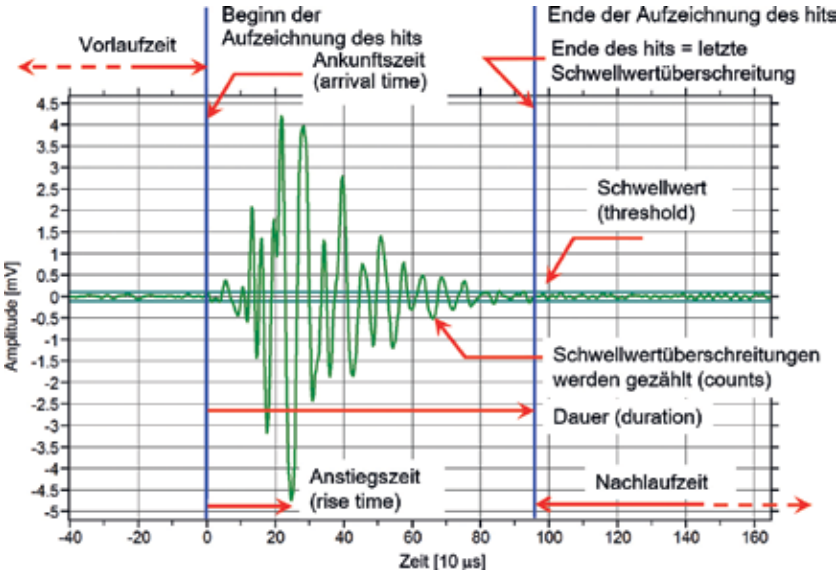


Bild 16 Schallsignal bei einem Spannstahlbruch (Amplituden-Zeit-Verlauf) mit Darstellung wesentlicher Schallparameter [13]
© Vallen Systeme GmbH, Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

Eine exakte Zuordnung stellt das Herzstück jeder Schallanalyse dar, ist mitunter jedoch schwierig. Werden durch ein Schallereignis vorab eingestellte Schwellwerte überschritten, beginnt die Datenspeicherung. Anhand bestimmter Parameter wird dann analysiert, ob es sich bei diesem Schallereignis um einen Spannstahlbruch

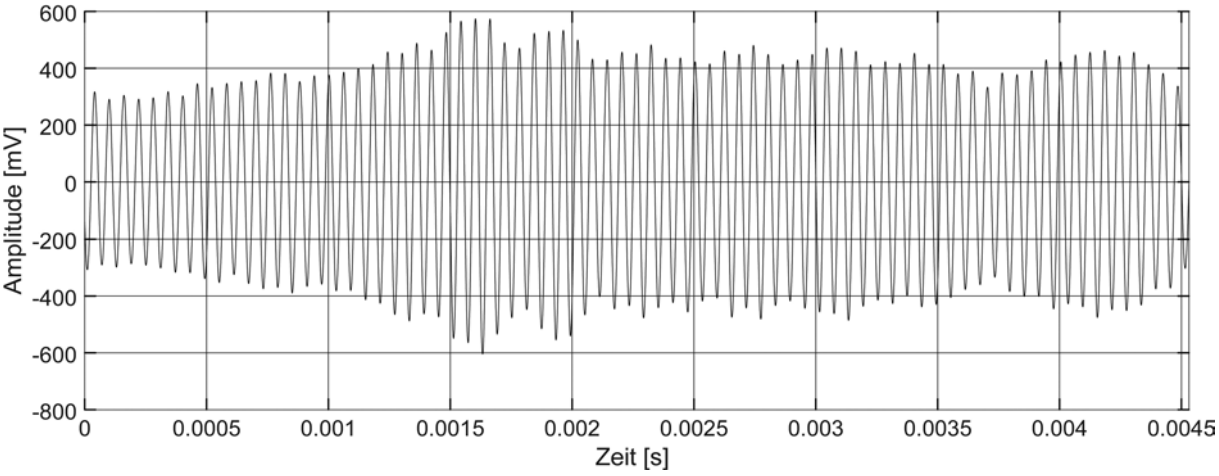


Bild 17 Schallsignale eines Schlagbohrers [13] © Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

handelt oder das Schallereignis eine andere Quelle hat. Bild 16 zeigt das Schallsignal eines Spannstahlbruchs (interne Quelle), Bild 17 die Schallsignale von Arbeiten an einem Bauwerk mit einem Schlagbohrer (externe Quelle).

4.3.2 Schallemissionen am Bauwerk

Die Brücke ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt; bezüglich der Quervorspannung gibt es keine Sensoren, welche die Spannkraft direkt messen könnten. Aus diesem Grund wird die Quervorspannung mit Schallsensoren auf etwaige Bruchereignisse hin überwacht. Die Schallsensoren werden jeweils im geometrischen Schwerpunkt von vier Spannankern wechselseitig auf beiden Bahnsteigseiten angebracht. Bei einem Bruchereignis ist dann eine Zuordnung zu einer bestimmten Vierergruppe möglich (Bild 18). Da die eigentliche Betonoberfläche nach der Betonage nicht mehr zugänglich ist, werden die Schallsignale über Wave Guides, an deren Ende die Schallsensoren befestigt sind, nach außen geleitet (Bild 19).

4.4 Verformungsmessungen

Durch automatisierte Verformungsmessungen wird das Tragverhalten des Bauwerks fortlaufend überprüft. Hierzu werden kennzeichnende Punkte im Bahnsteig- und Gleisbereich mit motorisierten Totalstationen fortlaufend überwacht. Die gemessenen Verformungen werden mit rechnerisch ermittelten Verformungen abgeglichen und bewertet. Für diese Bewertung müssen alle Einflüsse auf das Bauwerk erfasst und rechnerisch berücksichtigt werden. Maßgebenden Einfluss haben hierbei der Grundwasserdruck von bis zu 0,4 bar und die Temperaturverteilung über den Querschnitt. Beide Einflussgrößen erreichen die Größenordnung der lastbedingten Verformungen.

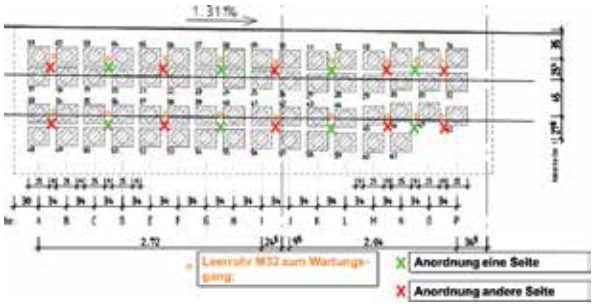


Bild 18 Schematische Anordnung der Schallsensoren jeweils im geometrischen Schwerpunkt einer 4-er Gruppe von Spannankern © Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH (Ankerköpfe: Werner Sobek, Stuttgart)

4.5 Temperaturmessungen

Die Temperaturen werden an verschiedenen Stellen der Bahnsteig- und Gleisbereiche jeweils über die gesamte Querschnittshöhe gemessen. Die Messungen erfolgen durch Temperatursensoren, welche der jeweiligen Bauteilhöhe angepasst sind und jeweils 6 bzw. 8 einzelne Temperaturfühler PT 1000 aufweisen. Die Kabel sind im Inneren eines Trägerrohres verlegt; die Temperaturfühler werden an der jeweiligen Messhöhe nach außen geführt (Bild 20). Der Temperatursensor wird dann in ein einbetoniertes Leerrohr, welches mit einem speziellen Wärmeleitfett gefüllt ist, eingeführt.

4.6 Verformungsmessungen mit Glasfaseroptik

Die Unterseite des Brückenquerschnitts wird durch Dehnungsmessungen mit Glasfaserleitungen (Lichtwellenleiter), welche auf der untersten Bewehrungslage befestigt sind, auf eine mögliche Rissbildung überwacht. Zum Einsatz kommt hierbei das OFDR-Verfahren



Bild 19 Wave Guide zur Weiterleitung von Schallsignalen © Vallen Systeme GmbH

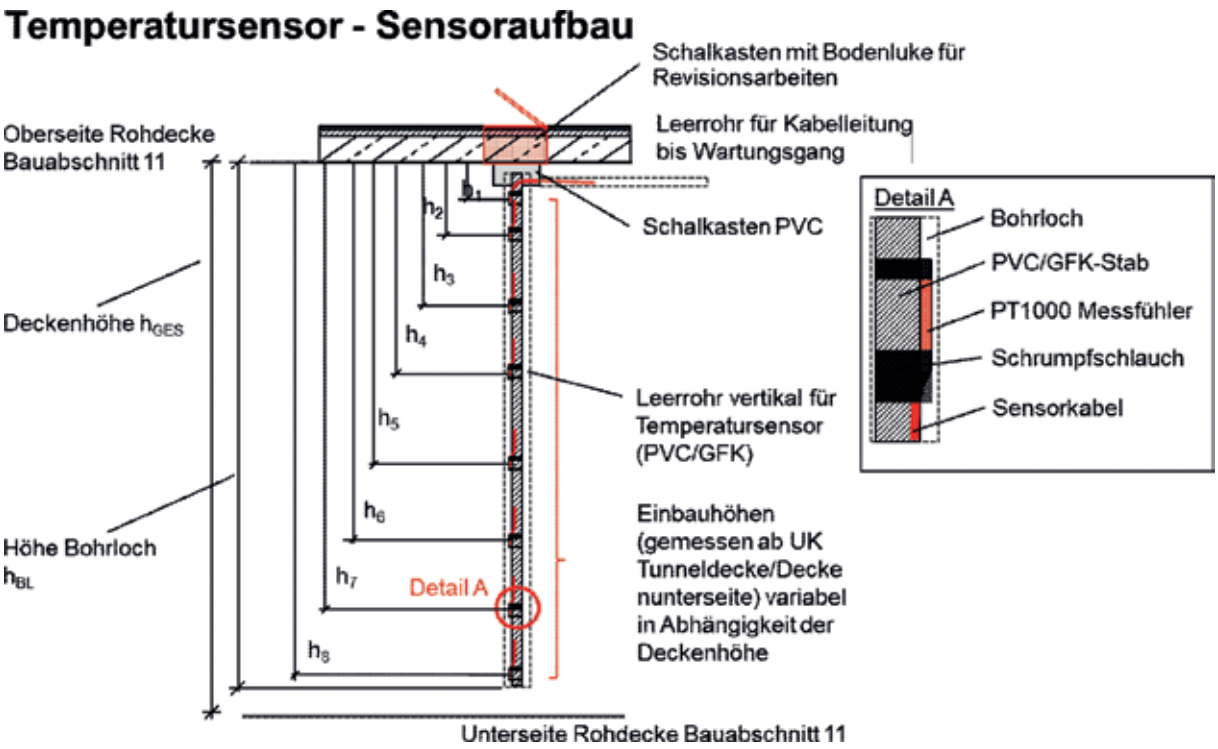


Bild 20 Schematischer Aufbau eines Temperatursensors

© Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

(Optical Frequency Domain Reflectometer), welches mit einer Frequenzanalyse arbeitet und die Rayleigh-Streuung verwendet. Während der Messung werden Lichtsignale von einem Messgerät in die Glasfaserleitungen eingeleitet; die rückgestrahlten Signale werden mit demselben Messgerät gemessen und ausgewertet. Mit dem OFDR-Verfahren kann die Dehnung entlang des gesamten Lichtleiters/Messkabels ortsverteilt gemessen werden.

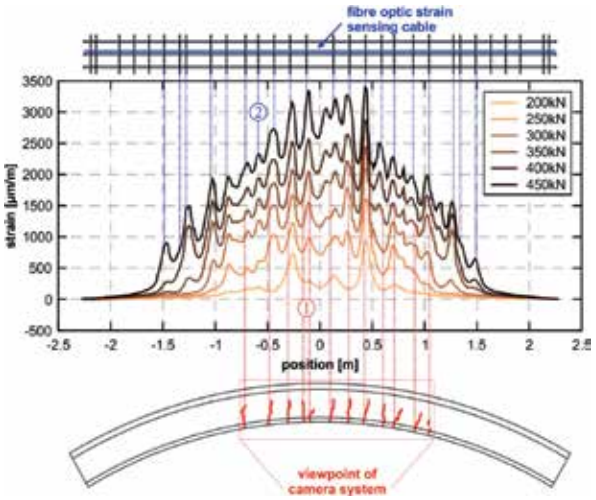


Bild 21 Laborversuch an einem Tübbing zur Detektion von Rissen mit dem OFDR-Verfahren © Christoph Monsberger und Werner Lienhart, TU Graz [07]

Die Ortsauflösung liegt im Millimeter- bis Zentimeterbereich, die Messzeit ist mit Abtastraten von bis zu 250 Hz sehr gering. Die Messungen erfolgen mit einem Dehnungsinkrement von 10 mm. Dies bedeutet, dass die Dehnung jeweils auf eine „virtuelle" Messkabellänge von 10 mm bezogen wird. Dadurch kann die Dehnungszunahme infolge eines Risses in dem gemessenen Inkrement jeweils eindeutig bestimmt werden. Durch den parallelen Einbau von speziellen Glasfaserkabeln zur Temperaturmessung werden Temperatureinflüsse auf die Dehnungsmessung kompensiert. Bild 21 zeigt einen Laborversuch der TU Graz, bei dem die Rissbildung mit dem OFDR-Verfahren eindeutig nachgewiesen wurde. Für weitere Informationen s. z. B. [16].

5 Schlussbemerkung

Der neue Tiefbahnhof Stuttgart ist ein technisch komplexes Bauwerk mit zahlreichen innovativen Komponenten. Neben den Kelchstützen wird insbesondere bei der Überbrückung der S-Bahn-Tunnel technisches Neuland betreten. Wegen der hohen Vertikallasten aus den Kelchstützen und den Anforderungen aus

dem Bauablauf wird hier erstmals bei einem Projekt der DB AG die interne verbundlose Vorspannung eingesetzt. Zur Kompensation der fehlenden Zugänglichkeit zur Inspektion des Bauwerks wird eine verschärfte Bemessung vorgenommen sowie ein komplexes Monitoringsystem verwendet. Mit dem innovativen Vorspannsystem und der permanenten Überwachung des Tragwerks wird langfristig eine uneingeschränkte Nutzung der Konstruktion sichergestellt.

Literatur

[1] Bechmann, R.; Schmid, A.; Noack, T.; Sobek, W.: Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 5, S. 346–355

[2] Z-13.2-109: SUSPA-Draht intern ohne Verbund. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 5.3.2019

[3] Z-13.3-139: SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 30 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 13.4.2018

[4] Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken. 3. Aufl., Berlin: Springer Vieweg, 2014

[5] Z-12.3-70: BBV Litzenspannverfahren Typ Lo 140 mm² und 150 mm² ohne Verbund. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 16.7.2015

[6] Z-12.3-84: Spannstahllitzen St 1660/1860 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten mit Nenndurchmesser: 6,9-9,3-11,0-12,5-12,9-15,3 und 15,7mm sowie Korrosionsschutzsysteme für die Nenndurchmesser: 12,5 – 12,9 – 15,3 und 15,7mm. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 17.9.2018

[7] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.

[8] DIN EN 1992-2/NA Anhang NA.UU. Ergänzungen für Brücken mit internen Spanngliedern ohne Verbund in Längstragrichtung.

[9] DIN EN 1992-2:2010-12: N Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.

[10] Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke. Bergisch-Gladbach, 2018

[11] Haupt, R.; Henneck, M.: Pilotprojekt Roßriether-Graben-Brücke. In Zilch, K. (Hrsg.): Massivbau 2006, Forschung, Entwicklung und Anwendung, Berlin, 2006

[12] Zilch, K.; Göger, G.; Roos, F.; Gläser, Ch.: Fertigteilbrückenbau mit Hochleistungsbeton B 85 und verbundloser interner Längsvorspannung (Ortsumgehung Bad Griesbach – St 2116). Bauingenieur 76 (2001) 4, S. 157–161

[13] Sodeikat, Ch.; Groschup, R.; Knab, F.; Obermeier, Ph.: Acoustic Emission in der Bauwerksüberwachung zur Feststellung von Spannstahlbrüchen. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 10, S. 707–723

[14] Müller, A.; Sodeikat, Ch.; Schänzlin, J.; Knab, F.; Albrecht, L.; Groschup, R.; Obermeier, Ph.: Die Gänstorbrücke in Ulm – Untersuchung, Probebelastung und Brückenmonitoring. Beton- und Stahlbetonbau (Aufsatz angenommen, Veröffentlichung 02/2020 geplant)

[15] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 2, S. 85–94

[16] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 3, S. 150–159

[17] Monsberger, C.; Lienhart, W.: In-situ Deformation Monitoring of Tunnel Segments using High-resolution Distributed Fibre Optic Sensing. In: Chan, T.; Mahini, S. (Hrsg.): Structural Health Monitoring in Real-World Application – Proc. of the 8th Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-8), 5.–8.12.2017 in Brisbane (Australien), Red Hook (NY): Curran Associates, Inc., 2018, S. 109–120

Wir bauen Brücken in eine Zukunft ohne Korrosionsschäden



Foto: RS Ingenieure



Foto: Lisa Luib



Wartungsarme Fertigteilbrücken aus Carbonbeton

- Hohe Lebensdauer > 100 Jahre
- Geringere Instandhaltungskosten da korrosionsfrei
- Bis zu 50 % weniger Beton
- Bis zu 30 % weniger CO_2 Emission in der Herstellung
- Hohe Oberflächenqualität
- Schnelle und einfache Montage

solidian ist der führende Hersteller von nicht-metallischen Bewehrungen aus Carbon- und Glasfasern für den Betonbau. Die Bewehrung kommt beim Bauen mit Textilbeton im Möbel-, Ingenieur- und Architekturbau zum Einsatz und ermöglicht eine korrosionsfreie, leichte und nachhaltige Bauweise. Auch in der Instandsetzung bietet die Bewehrung dauerhafte und praktikable Lösungen. Von der Entwicklung und Herstellung der Bewehrungen bis hin zur Anwendungsberatung und Bauteilberechnung bietet solidian alles aus einer Hand.

solidian GmbH
Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt

Dr. Sergej Rempel
sergej.rempel@solidian.com
Telefon: +49 7431 10-3216

www.solidian.com

Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton

Dr.-Ing. Sergej Rempel[1], Dipl.-Ing. (FH) Eugen Kanschin[2]

Zusammenfassung

Bei der Planung von Brücken werden mehrere Anforderungen gestellt. Es wird immer mehr auf den umwelt- und ressourcenschonenden Einsatz von Baustoffen geachtet, um zum einen den CO_2-Fußabdruck so gering wie möglich zu halten und zum anderen Nachhaltigkeit zu gewährleisten. Ein weiterer Punkt, der immer wichtiger wird, ist eine reduzierte Bauzeit der Brückenbauwerke. Die damit verbundenen Verkehrsstörungen können einen volkswirtschaftlichen Schaden anrichten, den es gilt, so gering wie möglich zu halten. Mit der innovativen Carbonbetonbauweise können die genannten Anforderungen erfüllt werden, was die realisierten Straßenbrücken in Margrethausen, Pfeffingen und Gaggenau belegen.



Bild 1: Ansicht der Carbonbetonbrücke in Margrethausen
Foto: solidian GmbH



Bild 2 Ansicht der Carbonbetonbrücke in Pfeffingen
Foto: solidian GmbH

1 Einleitung

Carbonbeton ist ein Verbundwerkstoff aus den beiden Komponenten Beton und Carbonbewehrung. Für die Herstellung der Bewehrung werden technische Textilien aus Carbonfilamenten verwendet. Ein maßgebender Vorteil ist die Korrosionsbeständigkeit der Faser, wodurch die Betondeckung auf wenige Millimeter reduziert werden kann. Im Gegensatz zum Stahlbeton können so schlanke Betonbauteile produziert werden [1]–[4]. Zusätzlich kann im Vergleich zu herkömmlichen Stahlbetonbauten auf bituminöse Beschichtungen auf der befahrbaren Oberfläche der Brücke verzichtet werden, da die korrosionsresistente Bewehrung keinen Schutz gegen Chloride benötigt [5], [6]. Folglich werden Sanierungsarbeiten erheblich reduziert, da der übliche Austausch der Bitumenabdichtung nicht erforderlich ist. Besonders Brückenbauwerke profitieren von den Vorteilen. Ein Beispiel dafür sind die ersten hybriden Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen aus Carbonbeton (Bilder 1 und 2).

Wenn die Betondeckung bei Stahlbetonbauwerken zu gering ausgeführt wird, können

[1] *solidian GmbH, Albstadt*
[2] *Grötz GmbH, Gaggenau*

Schäden infolge von Stahlkorrosion auftreten. Die Folge sind Risse und Betonabplatzungen, die nicht nur optische Mängel darstellen, sondern auch die Tragfähigkeit gefährden können. In einigen Fällen sind die dafür notwendigen Instandsetzungskosten so hoch, dass ein Neubau wirtschaftlicher ist. Ein Beispiel dafür sind die Straßenbrücken in Gaggenau (Bild 3). Die ursprünglichen Brücken mussten aufgrund erheblicher Schäden durch neue Bauwerke ersetzt werden.



Bild 3 Ansicht der Unterseite einer der Brücken in Gaggenau
Foto: RS Ingenieure



Bild 4 Carbonbewehrung solidian GRID Q95/95-CCE-38 der Firma solidian GmbH
Foto: solidian GmbH

Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Herstellung von Brücken ist die Bauzeit. In vielen Fällen ist eine kurze Baustellenphase nicht nur wünschenswert, sondern auch erforderlich. Besonders bei Straßensperrungen wird der Verkehr behindert und eine umständliche Umleitung wird erforderlich. Das kann zu höheren Kosten führen und verärgert die betroffenen Bürger. Eine kurze Bauzeit kann mit Fertigteilen realisiert werden. Für diese Bauweise ist der Carbonbeton ausgesprochen geeignet. Infolge der vorgefertigten Carbonbewehrung kann der Einbau im Fertigteilwerk schnell und kostengünstig erfolgen. Ein weiterer Vorteil sind die leichteren Bauteile, die für eine Reduzierung der Transportkosten sorgen. Die Fertigteilbauweise wird wegen der geringeren Betondeckung und der damit einhergehenden geringeren Toleranz für den Carbonbeton sogar empfohlen.

2 Materialien

2.1 Textile Bewehrung

Die textile Bewehrung besteht aus Carbonfilamenten und wird in gitterartigen Strukturen hergestellt (Bild 4). Die Gelege erreichen hohe Zugfestigkeiten von teilweise über 4000 N/mm² [7]. Zudem besitzen sie eine gute Dauerstandfestigkeit [8], [9]. Gleichzeitig ist die Bewehrung korrosionsbeständig und optimal für Bauwerke mit Chloridangriff geeignet. Aus diesen Gründen wurde bei den hier vorgestellten Brücken das Gelege solidian GRID Q95/95-CCE-38 verwendet (Bild 4). Eine detaillierte Beschreibung der Herstellung und der Materialeigenschaften der textilen Bewehrungen geben z. B. Gries et al. [10], [11].

Die verwendete Bewehrung hat eine Maschenweite von 38 mm und ist mit Epoxidharz getränkt. Das Harz sorgt dafür, dass die inneren Filamente beim Lastabtrag durch die Verklebung direkt mitwirken können. Dies erzeugt einen homogenen Querschnitt. Der dadurch entstehende maßgebende Vorteil ist die höhere Zugfestigkeit, die im Vergleich zu ungetränkten Bewehrungen fast dreimal so hoch liegt [12], [13]. Somit können wirtschaftliche Bewehrungselemente produziert werden. Gleichzeitig sind getränkte Bewehrungen robust und vereinfachen das Arbeiten damit. Das ist für einen praxistauglichen Masseneinsatz notwendig. Die wichtigsten Materialeigenschaften der verwendeten Carbonbewehrung sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1 Eigenschaften der eingesetzten Carbonbewehrung solidian GRID Q95/95-CCE-38 [14]

Eigenschaften		
Fasermaterial	Carbon	
Faserstrang	Hersteller	solidian GmbH
	Bezeichnung	GRID Q95/95-CCE-38
	E-Modul (Mittelwert) [N/mm²]	205.000
	Bruchspannung (Mittelwert) [N/mm²]	3.200
	Bruchdehnung (Mittelwert) [‰]	15,6
	Querschnittsfläche [mm²]	3,62
Bewehrungsmatte	Querschnittsfläche je Meter[mm²/m]	95
	Abmessungen [m × m]	5,0 × 1,2
	Abstand Faserstrang [mm]	38
Tränkung	Epoxidharz	

2.2 Beton

Aufgrund der korrosionsresistenten Carbonbewehrung kann auf eine Schutzschicht verzichtet werden. Somit wird die Betonoberfläche direkt befahren. Aus diesem Grund war es wichtig, dass die Expositionsklasse XF4 für eine Umgebung mit hoher Wassersättigung mit Taumittel eingehalten wird. Die Realisierung erfolgte nicht mit dem oft verwendeten Luftporenbeton (LP), sondern durch die hohe Dichtheit der Betone. Damit einhergehend stieg auch die Festigkeit der Betonsorten. Während bei den Brücken in Margrethausen und Peffingen eine mittlere Festigkeit von 90 N/mm² erreicht wurde, konnte beim Bauwerk in Gaggenau eine Druckspannung von 78 N/mm² erzielt werden.

Bei der Entwicklung der Rezeptur für die Brücken in Gaggenau wurde darauf geachtet, dass die Norm EN 206 [15] eingehalten und somit ein sogenannter Normbeton verwendet wird. Das hat zum Vorteil, dass auf aufwendige Baustoffuntersuchungen verzichtet werden kann. Zum einen werden dadurch Kosten reduziert und zum anderen kann der Beton sofort eingesetzt werden. Ein anderer wichtiger Punkt war das Größtkorn. Aufgrund der geringen Maschenweite der Carbonbewehrung musste der Durchmesser auf 8 mm begrenzt werden, um eine gute Betonierbarkeit sicherzustellen. Die wichtigsten Materialeigenschaften des Betons sind in der Tabelle 2 zusammengefasst.

3 Brückendaten und Konstruktionsdetails

3.1 Straßenbrücken in Gaggenau

Die zwei baugleichen Straßenbrücken in Gaggenau sind Überführungen über den Eckbach in Gaggenau. Der Unterbau ist ein U-Profil, das nach oben hin offen ist und aus herkömmlichem Stahlbeton hergestellt wurde. Der Überbau besteht aus einer reinen Carbonbetonplatte, die gelenkig auf dem Unterbau positioniert

Tabelle 2 Materialeigenschaften der verwendeten Betonsorten

Eigenschaften		**Pfeffingen und Margrethausen**	**Gaggenau**
Festigkeitsklasse		C70/85	C50/60
Betonsorte	Hersteller	Max Bögl	Grötz GmbH
	Größtkorn [mm]	5	8
	Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm²]	90	78
	Expositionsklasse	XF4	XF4

wird. Für die Übertragung der Bremskräfte werden für die Verbindung der beiden Bauteile Schubdollen eingesetzt (Bild 5). Alle Bauteile waren Fertigteile und wurden in dem Werk der Firma Grötz GmbH hergestellt.

Die Brücken kreuzen den Bach in einem Winkel von 61 gon, weshalb die Bewehrung verdreht eingebaut worden ist (Bilder 6 und 7). Die Schnittgrößen wurden ebenfalls mit dem gedrehten Koordinatensystem ermittelt. Das Bauwerk hat eine Länge von 7 m und eine Breite von 3,1 m. Die Stärke der Platte beträgt 40 cm, wovon ein Zentimeter als Verschleißschicht angesetzt wird. Die Betondeckung beträgt 2 cm.

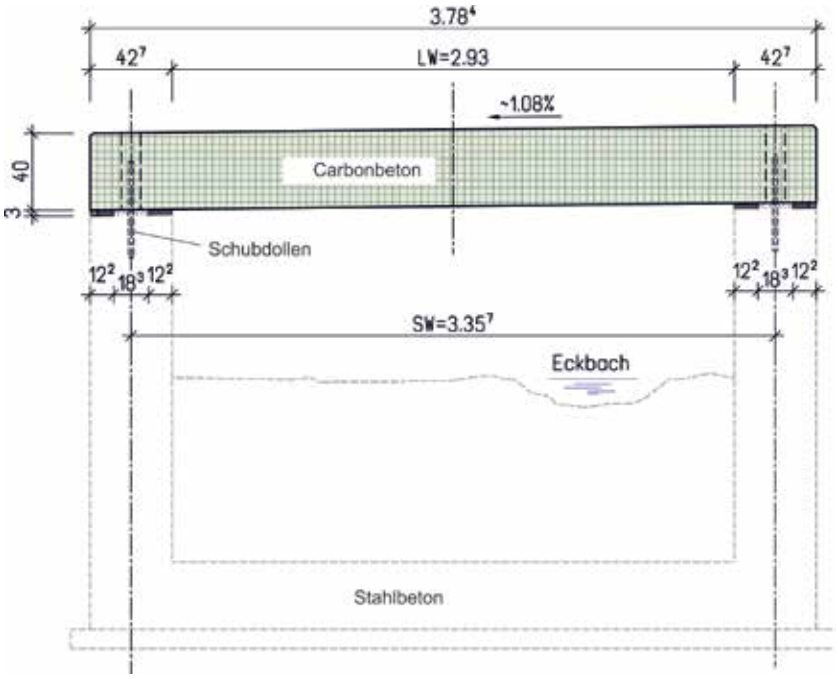


Bild 5 Querschnitt von Unter- und Überbau Zeichnung: R+S Ingenieure

Die Brücken wurden für das Lastmodell 1 (LM1) nach EC 1 [16] bemessen. Infolge der hohen Lasten konnte die Querkrafttragfähigkeit nicht ausschließlich mit der Längsbewehrung nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen University eine Querkraftbewehrung entwickelt. Hierfür wurden modifizierte Doppel-C-Profile aus der Bewehrung Q95/95-CCE-38 hergestellt und alle 40 cm eingebaut [17] (Bild 8).

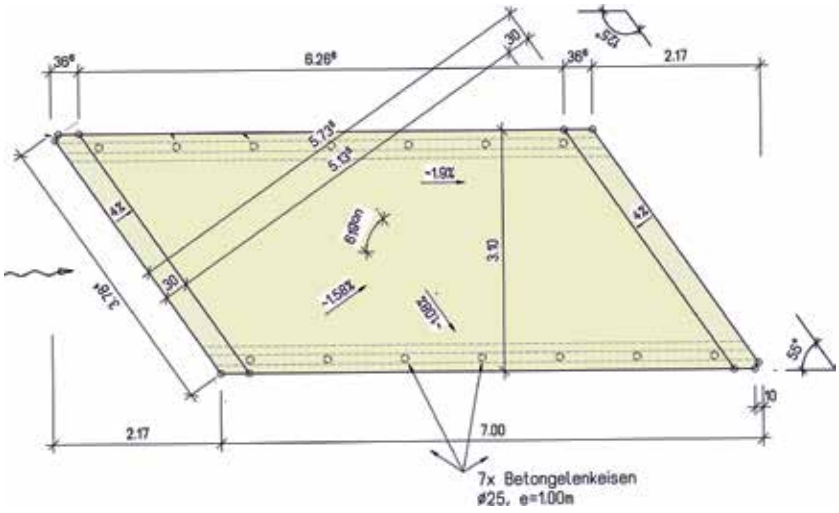


Bild 6 Draufsicht der Carbonbetonplatte Zeichnung: R+S Ingenieure

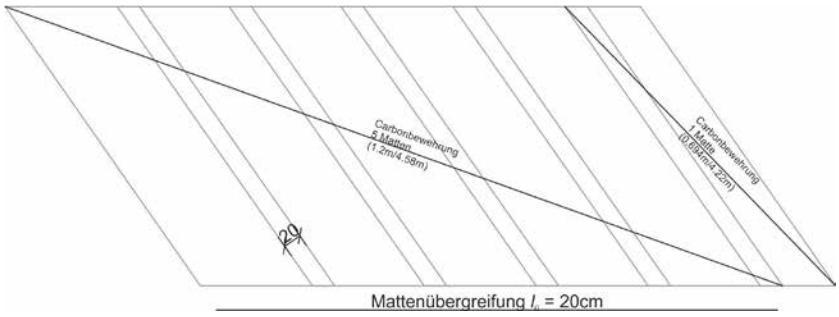


Bild 7 Bewehrungsplan der Carbonbetonplatte
Zeichnung: solidian GmbH

Der Unterbau wurde in konventioneller Stahlbetonbauweise mit der Betonfestigkeitsklasse C 30/37 hergestellt und nach der Stahlbetonnorm EC 2 [18] bemessen. Eine Herstellung aus Carbonbeton war aus technischer Sicht möglich und auch erwünscht, allerdings hätten die Nachweise für das Rahmeneckmoment nur experimentell geführt werden können. Die dafür notwendige Zeit war in diesem Projekt nicht gegeben. Auf die Bemessung und Herstellung des Unterbaus

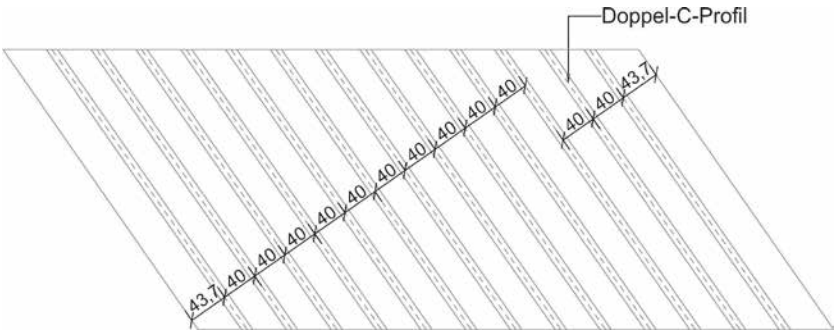


Bild 8 Verlegeplan der Doppel-C-Profile Zeichnung: solidian GmbH

in bewährter Stahlbetonbauweise wird in diesem Beitrag nicht eingegangen.

3.2 Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen

Die Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen mussten infolge der vorhandenen Schäden abgerissen werden. Die alte Tragkonstruktion aus Holzbohlen und Asphaltschicht wurde durch eine neue und dauerhafte Hybridlösung ersetzt. Sie besteht aus Stahlträgern, die in Längsrichtung den Lastabtrag sichern, und der in Querrichtung tragenden Carbonbetonplatte. Die Verbindung der Elemente erfolgt nachträglich und nur punktuell, um die Bremskräfte abtragen zu können. Eine Verbundwirkung wurde hier ausgeschlossen. Die Abmessungen der zwei Brücken unterscheiden sich, das Tragsystem ist identisch (Bilder 9 und 10).



Bild 9 Modell der Brücke in Margrethausen
Zeichnung: IMB RWTH Aachen

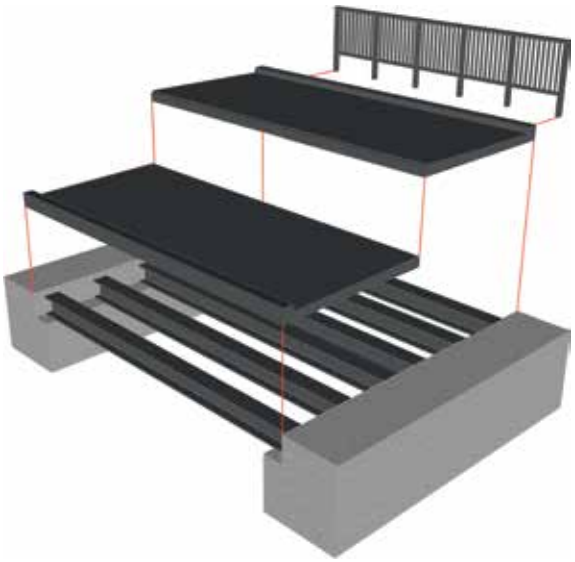


Bild 10 Modell der Brücke in Pfeffingen
Zeichnung: IMB RWTH Aachen

Die Carbonbetonplatten wurden zur Sicherstellung der Entwässerung in Querrichtung gevoutet hergestellt. Sie sind an der dünnsten Stelle lediglich 140 mm hoch und wachsen zur Mitte hin auf 180 mm an. Am Rand befindet sich ein 100 mm hohes Schrammbord, um eventuell abirrende Fahrzeuge zu stoppen. Die Brücke in Margrethausen ist ca. 6,5 m lang und 5,7 m breit und für ein 24-Tonnen-Fahrzeug zugelassen. Im Gegensatz dazu ist die Schwesterbrücke in Pfeffingen knapp 4 m länger und etwa 2 m schmaler und ist für eine zulässige Gesamtlast von 40 Tonnen ausgelegt. Die Brücke passt sich den örtlichen Randbedingungen an und wurde rautenförmig hergestellt [19].

4 Tragfähigkeitsnachweise

4.1 Straßenbrücke in Gaggenau

Aufgrund der noch fehlenden bauaufsichtlichen Regelungen für die Verwendung von Textil- bzw. Carbonbeton musste der Bau der Carbonbetonbrücken im Rahmen einer ZiE genehmigt werden. Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit erfolgte durch eine iterative Biegebemessung [20]. Bei diesem Verfahren wird die Dehnungsebene variiert, bis Kräfte- und Momentengleichgewicht eintritt (Bild 11). Hierfür sind Materialgesetze notwendig, um von der Dehnung auf die Spannung und abschließend auf Kräfte schließen zu können. Das Materialgesetz für den Beton konnte der Norm EC 2 [18] entnommen werden, da es sich hierbei um einen sogenannten Normbeton handelt. Bei der Carbonbewehrung wurde für die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie der standardisierte Faserstrangzugversuch verwendet, der den Empfehlungen in [21] folgt. Die Berechnung der Bemessungs-

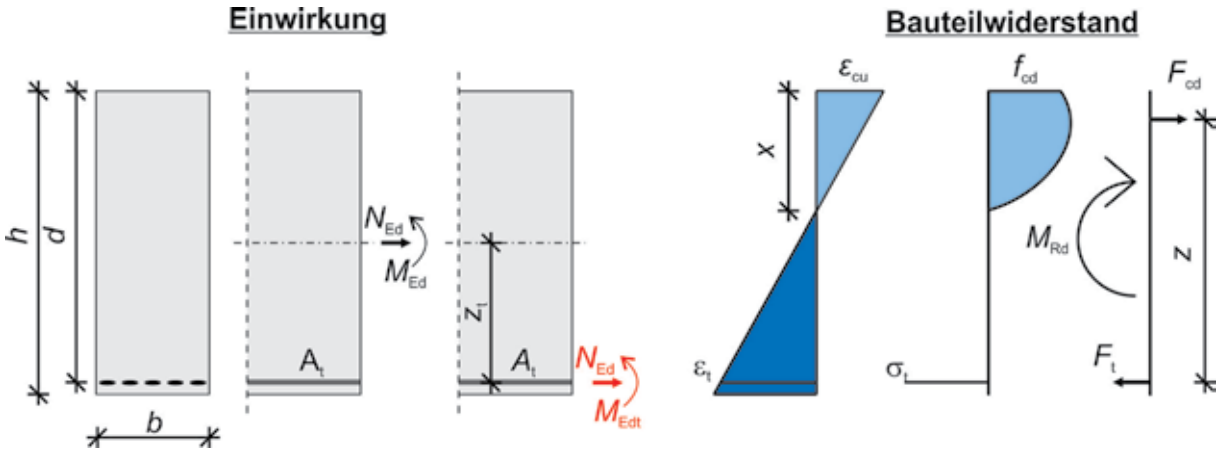


Bild 11 Iterativer Ablauf der Biegebemessung Grafik aus [21]

spannung erfolgte mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_t = 1,3. Die hier zugrundeliegenden probabilistischen Berechnungen können [22] entnommen werden. Die Bemessungsbiegetragfähigkeit auf der Unterseite beträgt m_{Rd} = 122 kNm/m in Kettrichtung (Hauptlastabtragsrichtung). Hierfür wurden vier Matten für die Biegezuglängsbewehrung eingebaut. Auf der Oberseite befinden sich zwei Matten, womit sich ein rechnerisches m_{Rd} = 62 kNm/m in Kettrichtung ermitteln lässt. Auf eine Stabbewehrung wurde verzichtet, da die Tragfähigkeit für die Biegetragfähigkeit rechnerisch ermittelt worden ist und dafür Materialkennwerte notwendig waren. Diese waren für die Stabbewehrung zu Beginn der Planungsphase nicht ausreichend vorhanden. Zusätzliche experimentelle Untersuchungen waren aus zeitlichen Gründen nicht möglich.

Für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit wurden Untersuchen am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführt. Hierfür wurden 4,5 m lange, 0,8 m breite und 0,39 m hohe Plattenstreifen im Werk hergestellt [17]. Die Bewehrung wurde wie im späteren Bauteil eingebaut. Die Querkraftbewehrung, die aus den C-Profilen besteht, wurde in einem Abstand von 0,4 m eingesetzt (Bild 12).

Die ersten Querkraftversuche wurden mit einer Schubschlankheit von a/d = 4,0 durchgeführt. Dabei kam es zu einem Biegeversagen, das sich durch den Bruch der Längsbewehrung zeigte. Um die Querkrafttragfähigkeit zu ermitteln, wurde das a/d-Verhältnis auf 3,0 herabgesetzt. In diesem Fall trat ein Biegeschubversagen bei einer mittleren Querkraft von v_{Rm} = 378 kN/m ein (Bild 13). Bei einem zugehörigen Variationskoeffizienten von v_x = 0,03 und einem Teilsicherheitsbeiwert von γ = 1,5 errechnet sich eine Bemessungsquerkraft von v_{Rd} = 207 kN/m.

Ein Versagen der Querkraftbewehrung (C-Profile) trat bei den Untersuchungen nicht ein. Ebenfalls konnte kein Verankerungsversagen beobachtet werden. Im Vergleich zu ähnlichen Versuchen konnte festgestellt werden, dass die Querkraftprofile (C-Profile) einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit haben [17].

Zusätzlich zu den statischen Versuchen wurden auch zyklische Belastungen durchgeführt. Nach den 1.000.000 Lastwechseln wurde die Resttragfähigkeit ermittelt. Es konnten keine signifikanten Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit und die maximale Durchbiegung beobachtet werden [17].

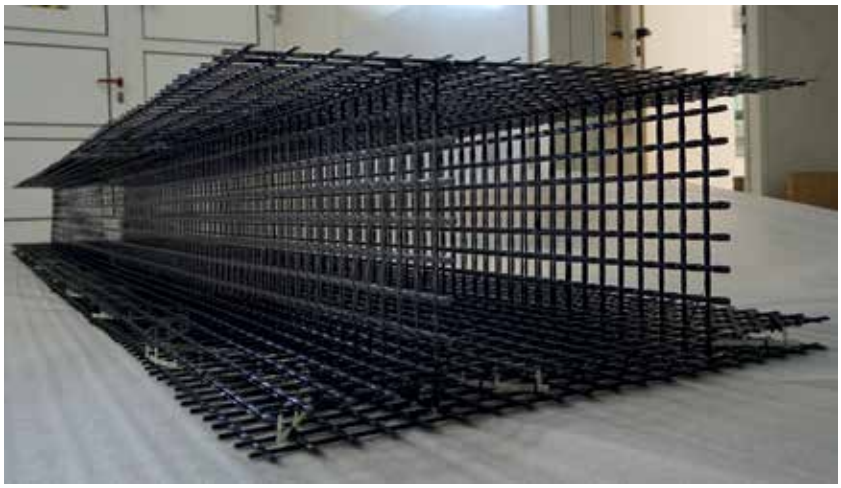


Bild 12 Ansicht der Längs- und Querkraftbewehrung
Foto: solidian GmbH



Bild 13 Versuchskörper im Bruchzustand Foto: Sarah Bergmann, IMB RWTH Aachen [17]

4.2 Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen

Für die notwendige Zustimmung im Einzelfall wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm zur Beurteilung der Tragfähigkeit der Konstruktion durchgeführt. Anhand von großformatigen Versuchskörpern mit Querschnittsabmessungen im Originalmaßstab wurden das Biege- und Querkrafttragverhalten untersucht. Von besonderer Bedeutung war der Ermüdungsversuch. Bei einer Lebenserwartung von 80 Jahren wurde eine Lastwechselzahl von 100.000 LKWs ermittelt (Bild 14). Im Versuch wurde die Platte mit der vollen LKW-Last be- und entlastet. Der im Anschluss durchgeführte Resttragfähigkeitsversuch zeigte, dass durch die aufgebrachte zyklische Beanspruchung die Resttragfähigkeit nicht reduziert wurde [19].



Bild 14 Ermüdungsversuch
Foto: IMB RWTH Aachen

5 Herstellung

5.1 Straßenbrücke in Gaggenau

Die Bewehrungselemente wurden von der Firma solidian GmbH gemäß den Bewehrungsplänen hergestellt und zum Fertigteilwerk Grötz GmbH geschickt. Zu diesen Bewehrungspositionen gehörten die flächigen Matten, aber auch die geformten C-Profile sowie die Randstecker (Bild 15). Das Binden des Korbes erfolgte im Werk. Die dafür benötigte Zeit betrug etwa zwei Manntage. Nach der Fertigstellung konnte der 150 kg schwere Korb in die Schalung gehoben werden (Bild 16). Die anschließende Betonage erfolgte auf einem Rütteltisch. Die Rutschfestigkeit wurde mit einem Besenstrich sichergestellt.

Nach dem Ausschalen wurde der Brückenüberbau zur Baustelle geliefert und auf den dort schon vorhandenen Unterbau gesetzt. Dieser wurde ebenfalls als Fertigteil im Werk der Grötz GmbH hergestellt. Im nächsten Schritt wurden die Dorne platziert und der Hohlraum mit einem Mörtel verfüllt. Anschließend konnte die fertiggestellte Brücke für den Verkehr freigegeben werden. Für die gesamte Baumaßnahme musste die Straße nur wenige Tage gesperrt werden. Es war nicht notwendig, auf optimale Wetterbedingungen zu warten, da die Bauteile im Fertigteilwerk hergestellt wurden und nur der Aufbau vor Ort im ungeschützten Bereich stattfand.

5.2 Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen

Auch für die Straßenbrücken in Margrethausen und Pfeffingen wurden die Bewehrungselemente von der Firma solidian GmbH gemäß den Bewehrungsplänen hergestellt. Anschließend erfolgte der Zusammenbau des Bewehrungskorbes für die Brückenelemente. Diese Arbeiten fanden ebenfalls im Werk der solidian GmbH statt. Nach der Fertigstellung wurden die Körbe zum Fertigteilwerk von Max Bögl geschickt und in die Schalungen gehoben. Die anschließende Betonage erfolgte mit einem selbstverdichtenden Beton (SVB), sodass keine Rüttelarbeiten notwendig waren. Auf Wunsch wurde die Platte „auf dem Kopf“ hergestellt. Somit ist die begehbare Fläche die hochwertige Schalseite. Für die Sicherstellung Rutschfestigkeit wurde eine entsprechende Matrize in die Schalung gelegt.

Nach dem Ausschalen wurde die Platte gedreht und mit den Längsträgern verbunden. Anschließend wurden die hybriden Fertigteilelemente zur Baustelle nach Margrethausen bzw. Pfeffingen geliefert und dort auf die frisch sanierten Widerlager gelegt (Bild 17). Nach der Befestigung des Geländers konnte die Brücke für den Verkehr freigegeben werden. Die gesamte Maßnahme inklusive der Instandsetzung der Widerlager dauerte weniger als zwei Wochen. Für den Betrieb in Pfeffingen bedeutete das somit keine Behinderung, da die Arbeiten in den Betriebsferien ausgeführt werden konnten.

Die Brücken in Margrethausen und Peffingen wurden bereits 2016 realisiert und zeigen bis zum heutigen Tag keine nennenswerten Mängel. Beide Bauwerke sind für einen gerissenen



Bild 15 Bewehrungskorb während des Zusammenbaus
Foto: solidian GmbH



Bild 16 Fertiggestellter Bewehrungskorb Foto: solidian GmbH

Zustand bemessen worden, allerdings konnten bisher keine Risse beobachtet werden.

6 Fazit

Durch den Einsatz der korrosionsresistenten Carbonbewehrung können ressourcenschonende Brückenbauwerke realisiert werden, die gleichzeitig schlank und dauerhaft sind. Gleichzeitig kann auf die Asphaltschutzschicht verzichtet werden, womit die Instandhaltungskosten reduziert werden können. Die Fertigteilbauweise sorgt für eine Reduktion der Bauzeit und ist fast vollständig unabhängig von den Witterungsbedingungen. Die realisierten Straßenbrücken zeigen das Potential der innovativen Bauweise mit Carbonbeton.

Dank

Die vorgestellten Brücken konnten nur in Zusammenarbeit mit den beteiligten Partnern Max Bögl (Sengenthal), Knippers Helbig (Stuttgart), Institut für Massivbau der RWTH Aachen, R+S Ingenieure (Achern), Regierungspräsidium Tübingen und Reck+Gass Ingenieurbüro (Horb a. N.) realisiert werden. Ein großer Dank geht an die Gemeinden Albstadt und Gaggenau, die die Umsetzung erst ermöglichten.

Literatur

[1] Hegger, J.; Kulas, C.; Horstmann, M.: Spatial Textile Reinforcement Structures for Ventilated and Sandwich Facade Elements. Advances in Structural Engineering 15 (2012) 4, Special Issue: SI, S. 665–675

[2] Stark, A.; Kueres, D.; Hegger, J.: Sandwichelemente mit UHPC-Deckschichten und geschäumten PUR-Kernschichten. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), S. 816–827

[3] Ehlig, D.; Schladitz, F.; Frenzel, M.; Curbach, M.: Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), S. 777–785

[4] Scheerer, S.; Chudoba, R.; Garibaldi, M. P.; Curbach, M.: Shells Made of Textile Reinforced Concrete – Applications in Germany. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures 58 (2017) 1, n. 191, S. 79–93 – https://doi.org/10.20898/j.iass.2017.191.846

[5] Helbig, T.; Rempel, S.; Unterer, K.; Kulas, C.; Hegger, J.: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. Die weltweit erste ausschließlich carbonfaserbewehrte Betonbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), S. 676–685 – DOI: 10.1002. ISSN: 0005-9900.

[6] Hegger, J.; Goralski, C.; Kulas, C.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton – Sechs-



Bild 17 Montage der Brücke in Pfeffingen Foto: solidian GmbH

feldrige Fußgängerbrücke mit einer Gesamtlänge von 97 m. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), S. 64–71
[7] Hinzen, M.: Eigenschaften von nicht-metallischen Bewehrungen. TUDALIT Magazin (2019) 21, S. 46
[8] Spelter, A.; Bergmann, S.; Bielak, J.; Hegger, J.: Long-Term Durability of Carbon-Reinforced Concrete: An Overview and Experimental Investigations. Applied Sciences 9 (2019), 1651, 14 S. – DOI: 10.3390/app9081651
[9] Büttner, T.; Orlowsky, J.; Raupach, M.; Hojczyk, M.; Weichold, O.: Enhancement of the durability of alkali-resistant glass-rovings in concrete. In: Brameshuber, W. (Hrsg.): Proc. of the 2nd Int. RILEM Conf. on Material Science (MatSci), 6.–8.9.2010 in Aachen, RILEM Publications S.A.R.L., 2010, S. 333–342
[10] Gries, T.; Veit, D; Wulfhorst, B.: Textile Fertigungsverfahren – Eine Einführung. München: Hanser Verlag, 2015
[11] Gries, T.; Roye, A.; Offermann, P.; Peled, A.: Textiles. In: Brameshuber, W. (Hrsg.): Textile Reinforced Concrete – RILEM Report 36, 2006, S. 11–27
[12] Kulas, C.: Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile. Dissertation, RWTH Aachen University, 2013
[13] Raupach, M.; Orlowsky, J.; Büttner, T.: Epoxy-impregnated textiles in concrete – load bearing capacity and durability. In: Hegger, J.; Brameshuber, W.; Will, N. (Hrsg.): Proc. of the 1st Int. RILEM Conf., 6.–7.9.2006 in Aachen, RILEM Publications S.A.R.L., 2006, S. 77–88
[14] Datenblatt solidan GRID Q95/95-CCE-38: www.solidian.com. Albstadt, 2020
[15] DIN EN 206:2017-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016.
[16] DIN EN 1991-1-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
[17] Bielak, J.; Bergmann, S.; Hegger, J.: Querkrafttragfähigkeit von Carbonbeton-Plattenbrücken mit C-förmiger Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 90 (2019), S. 465–475
[18] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
[19] Rempel, S.; Shams, A.; Hegger, J.: Nächster Schritt zur korrosionsfreien Brücke. In: Tagungsband zum 3. Brückenkolloquium TAE 2018 – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken am 19.–20.6.2018 in Esslingen, 2018, S. 257–264
[20] Rempel, S.; Ricker, M.; Hegger, J.: Biegebemessungsmodell mit einer geschlossenen und iterativen Lösung für Textilbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau, online first: 23.1.2020 – DOI: 10.1002/best.201900086
[21] Rempel, S.; Ricker, M.: Ermittlung der Materialkennwerte der Bewehrung für die Bemessung von textilbewehrten Bauteilen. Bauingenieur 92 (2017), S. 280–288
[22] Rempel, S.; Ricker, M.; Hegger, J.: Zuverlässigkeitsanalyse für biegebeanspruchte Textilbetonbauteile. Bei Beton- und Stahlbetonbau eingereicht – https://doi.org/10.1002/best.201900090









Brücken – immer eine individuelle Herausforderung

Wagenborg GmbH
Hopstener Strasse 21
48477 Hörstel-Dreierwalde
Tel. 05978 91 66-0
Mobil +49 15256758610

www.wagenborg.de

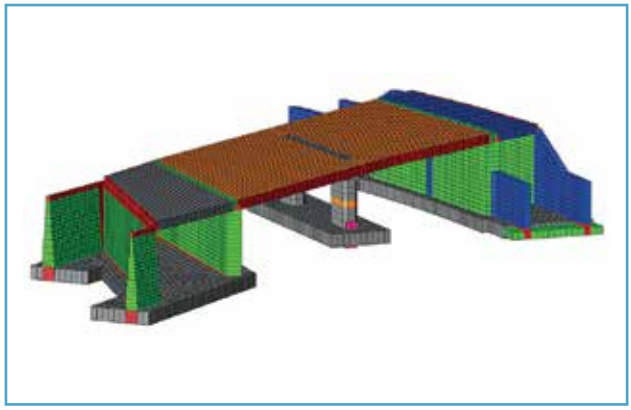
WAGENBORG



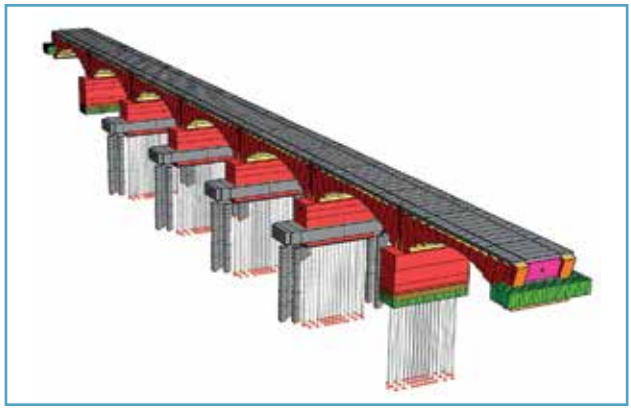


InfoGraph
Software für die Tragwerksplanung





Schüßler-Plan GmbH, Düsseldorf



Curbach Bösche Ingenieurpartner, Dresden

InfoCAD

Software für den Brückenbau

Die speziell für den Brückenbau entwickelten Module des Programmsystems **InfoCAD** erlauben die Berechnung und Nachweise von Stab-, Flächen- und Volumenkonstruktionen. Dabei können alle Bauteile mit und ohne Vorspannung untersucht werden.

- DIN-Fachberichte und EN 1992-2
- Berücksichtigung der nationalen Anhänge
- Brückennachrechnung gem. Nachrechnungsrichtlinie
- Vorspannung und Nachweise für Stab- Flächen- und Volumentragwerke
- Freie elementunabhängige Spannstrangführung
- Beliebige Belastungen und Laststellungen
- Spezielle Aufbereitung der Lastmodelle LM 1 und LMM
- Automatische Kombination der Einwirkungen
- Bau- und Endzustände für alle Kombinationen
- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Dynamische Zugüberfahrten (HSL, ICE etc.)

InfoGraph GmbH
Kackertstraße 10
D-52072 Aachen

Tel.: +49 241 88 99 80
Fax: +49 241 88 99 88 8
info@infograph.de
www.infograph.de

Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken

Dipl.-Ing. Andreas Keil
sbp gmbh schlaich bergermann partner, Stuttgart

Der klassische Brückenbau der vergangenen Jahrzehnte war geprägt durch standardisierte Tragwerkssysteme und Querschnitte sowie durch eine klare Trennung von Über- und Unterbauten. Mit dieser Trennung konnten statische Lastpfade einfach nachvollzogen werden und die Beanspruchungen der Bauteile sehr exakt berechnet werden. Der Einfluss der Steifigkeit war von untergeordneter Bedeutung; eine Interaktion verschiedener Bauteile gab es nicht, da die Systeme keine oder nur eine sehr gering statische Unbestimmtheit hatten. Da die Steifigkeit, insbesondere bei Beton- oder Verbundquerschnitten, durch Rissbildung oder Kriech- und Schwindeffekte nur mit einer gewissen Bandbreite vorausberechnet werden konnte, wurde durch die Eliminierung der Interaktion zwischen Steifigkeit und Beanspruchung das Risiko einer Fehleinschätzung der Beanspruchungen stark reduziert, zumal die statische Berechnung für ‚getrennte' Systeme wesentlich einfacher war und eher den digitalen Möglichkeiten entsprach. Dabei betrifft die Steifigkeit nicht nur die Bauteile selbst, sondern auch die Steifigkeit des Baugrunds, der die Bewegungen einer nicht vom Widerlager getrennten Brücke mehr oder weniger stark behindert und damit auch die Beanspruchungen beeinflusst.

Die für diese Systeme notwendigen Brückenlager wurden immer weiterentwickelt und sind mittlerweile in der Lage, nicht nur große Lasten aufzunehmen, sondern auch große Verschiebewege und Rotationen zu bewältigen.

Mit den Lagern wurden aber auch Bauteile verwendet, die weit mehr und stärker verschleißen als die anderen Bauteile. Ähnliches gilt für die Fahrbahnübergänge, die zudem eine starke Geräuschentwicklung mit sich bringen, was insbesondere bei innerstädtischen Brücken problematisch sein kann. Zudem ist der Aufwand, die Lager und Übergänge zu inspizieren, zu warten und austauschen zu können, nicht unerheblich und führt zu erheblichen Life-Cycle Costs (LCC).

Um Lager inspizieren und auswechseln zu können, bedarf es Platz, um die Pressen für den Austausch ansetzen können. Dies führt neben größeren Stützenköpfen bei großen Brücken auch zu einer Vergrößerung der Stützquerschnitte, da ein Aufgang im Inneren der Stütze untergebracht werden muss. Ein weiterer statischer Nachteil ist, dass die Stützen durch die gelenkige und eventuell auch längsverschiebliche Lagerung am Kopf ein ungünstiges Stabilitätsverhalten haben und dies ebenfalls zu größeren Stützenabmessungen führen kann. Daraus resultieren ein höherer Materialverbrauch und eine stärkere visuelle Präsenz.

Auch wird durch die statische Trennung der Bauteile der Entwurfsspielraum deutlich eingeschränkt, weil Einspannungen in Widerlager und/oder Stützen nicht vorhanden sind und es dadurch nicht möglich ist, mit Steifigkeiten und der damit verbundenen Einflussnahmen auf die Stütz- und Feldmomente so zu ‚spielen', dass schlanke und ausgewogene Querschnitte möglich sind, wodurch ein elegantes und gut proportioniertes Erscheinungsbild der Brücke möglich wird.

Wird auf Lager und Übergänge verzichtet und die Brücke stattdessen in integraler oder semiintegraler Bauweise geplant, so reduziert das nicht nur den Unterhaltsaufwand, sondern eröffnet auch wesentlich differenziertere Möglichkeiten beim Entwurf. An den folgenden Beispielen sollen nicht nur die technischen Besonderheiten dieser integralen Brücken aufgezeigt werden, sondern auch das große Potenzial deutlich gemacht werden, das im Entwurf von integralen Brücken liegt.

Die 300 m lange Brücke über den Neckar in Esslingen (Bild 1) drittelt sich in einen abgehängten mittleren Teil und beidseitige aufgeständerte Rampen (Bild 2) und zeigt, wie auch sehr lange Brücken lagerfrei und verschleißarm ausgebildet werden können. An den Enden ist der Überbau vollständig in die Widerlager eingespannt. Bei Erwärmung oder Abkühlung entziehen sich die Rampen durch seitliches Ausweichen dem Zwang (Bild 3). Das führt zu einer Querbiegebeanspruchung im Überbau und zu einer horizontalen Verschiebung der Stützenköpfe, die allerdings durch ihre Fuß- und Kopfeinspan-



Bild 1 Neckarsteg Mettingen – Übersicht integraler Brückenzug © Rendering: schlaich bergermann partner



Bild 2 Steg Mettingen – aufgeständerte Rampen © sbp/Andreas Keil



Bild 3 Steg Mettingen – Grundrissverformung bei Temperaturerwärmung © schlaich bergermann partner

nung in ihrer Verformung behindert sind. Deshalb hat die Steifigkeit der Stützen selbst eine direkte Auswirkung auf deren Beanspruchung. Bei schlanken Stützen hat die Steifigkeit nur einen untergeordneten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Überbaus. Deshalb ist die Zwangsbeanspruchung des Überbaus unabhängig von der Stütze selbst (Bild 4).

Die Querschnittsausbildung der Stützen hat damit einen großen Einfluss auf die Beanspruchung (Bild 5): Bei geraden Brücken entspricht die Verformungsrichtung der Brückenachse, bei im Grundriss gekrümmten Verläufen kommen noch Querverformungen hinzu. Dann



Bild 4 Steg Mettingen – zentrale Hängebrücke über Neckar © schlaich bergermann partner

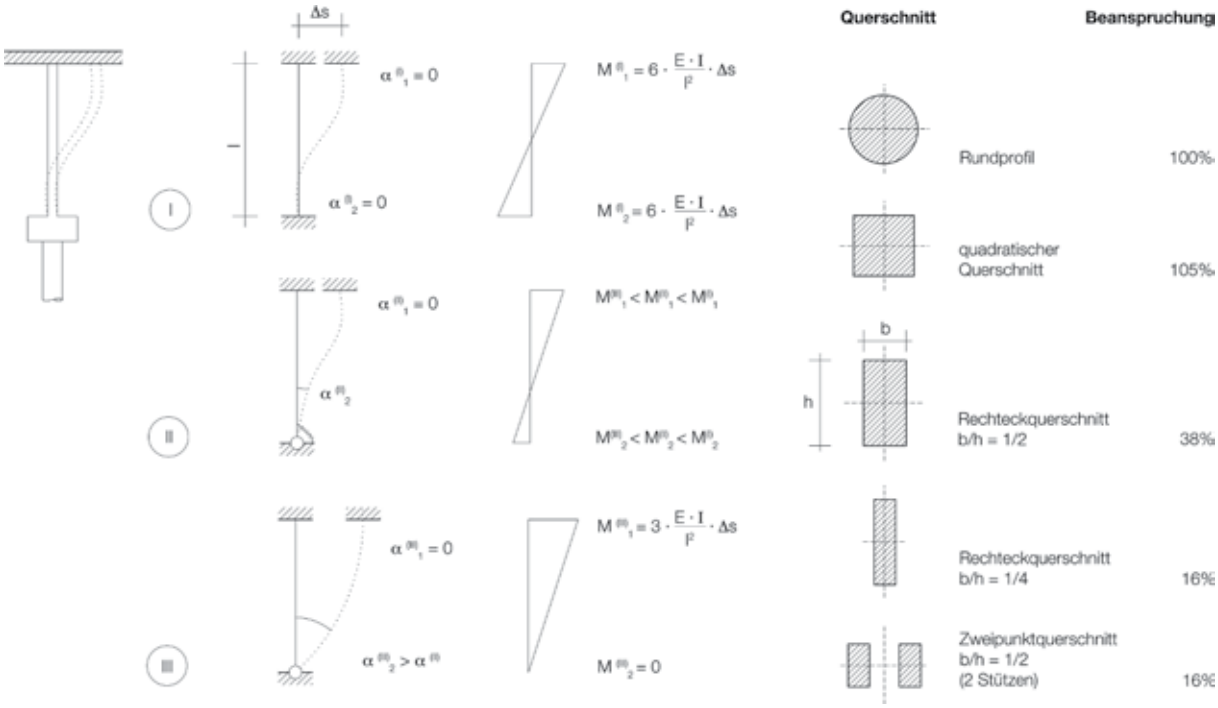


Bild 5 Stützen – Einfluss der Stützquerschnitte auf die Beanspruchung © sbp/Andreas Keil

müssen die Stützen nicht an der Brückengeometrie, sondern am Verformungsverhalten der Brücke ausgerichtet werden. Das kann bedeuten, dass die Stützen gedreht werden müssen, was auf den ersten Blick etwas ungewöhnlich wirken kann und deshalb mit dem Gesamterscheinungsbild in Einklang gebracht werden muss.

Bei einem Steg in Sindelfingen (Bild 6), der ein Werksgelände mit einem Parkhaus verbindet, wurden die Stützen aus reinen stehenden Stahlblechen mit einer Dicke von 40 mm hergestellt. Sie bieten die größtmögliche Flexibilität und erlauben im Bereich der größeren Spannweite sogar eine Y-förmige Ausbildung der Stützen, ohne dass durch diese Verkürzung des unteren ‚flexiblen' Stiels die Zwangsbeanspruchungen zu groß werden.

Ähnliches gilt für die neue Brücke für die Landesgartenschau 2020 in Ingolstadt (Bild 7). Der



Bild 6 Steg Sindelfingen – massive Stahlscheiben als Stützelemente © sbp/Andreas Schnubel

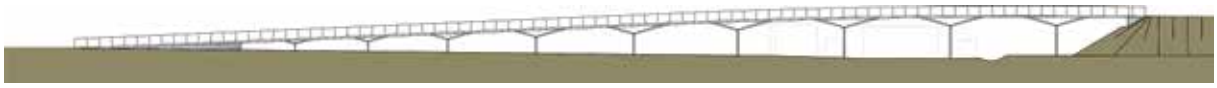


Bild 7 Steg Landesgartenschau Ingolstadt – Ansicht © schlaich bergermann partner

130 m lange Erschließungssteg besteht aus einem besonders schlanken Stahlhohlkasten, der von Y-förmigen Stützen getragen wird. Während der untere Teil der Stützen aus einem flexiblen dünnen Stahlhohlkasten besteht, wird der obere Teil in vier stehende Stahlrippen aufgelöst (Bild 8). Dies schafft zwischen Stützung und Überbau eine große Transparenz, verleiht dem Überbau einen schwebenden Charakter und bietet zusätzlich die Möglichkeit, zwischen den Rippen Leuchtelemente zu installieren. So können Stützen und Überbau mit verschiedenen Farben von unten in Szene gesetzt werden. Am Antrittspunkt am westlichen Widerlager verschiebt sich die Brücke Richtung Ost. Je weiter vom Festpunkt entfernt, desto größer werden die Verschiebungen. Mit den anwachsenden Längen der Stiele entstehen trotz der größeren Verschiebungswege aber keine wesentlich größeren Zwangsmomente (Bild 9). Am östlichen Widerlager wird konsequent die verschiebliche Lagerung in Form einer Federlamelle realisiert – ebenfalls eine integrale Lösung (Bild 10). Sie besteht aus einem vertikalen Stahlblech, das am oberen Ende im Überbau und am unteren Ende im Widerlager eingespannt und zum einen dick genug ist, um die Knickstabilität zu gewährleisten, zum anderen dünn und lang genug ist, um die auftretenden Längsverschiebungen mit geringer Beanspruchung aufnehmen zu können, sowie breit genug ist, die auftretenden Querlasten abzutragen. Diese robuste Lagerung stellt eine konsequente Lösung für die semi-integrale Brückenkonstruktion dar.

Bei gekrümmten Brücken ist oft eine vollintegrale Lösung möglich, das heißt der Überbau kann fest und ohne Lagerelemente mit den Widerlagern verbunden werden. Diese Art der Lagerung kann auch genutzt werden, um dem Tragwerk Spannungen einzuprägen, die sich positiv auf die Bemessung und damit auf den Materialeinsatz auswirken. Bei der vollintegralen Brücke im Hafen Grimberg (Bild 11) entstanden durch die einseitige Aufhängung und deren Geometrie an den Brückenenden bereits unter Eigenwicht sehr große Querbiegemomente, die sich bei Verkehrsbelastung noch vergrößerten und die die Bemessung dominierten. Deshalb wurde die Herstellgeometrie des Überbaus so verändert, dass beim Zusammenbau Zwän-



Bild 8 Steg Ingolstadt – Y-Stütze



Bild 9 Steg Ingolstadt – Federlamelle an Widerlager



Bild 10 Steg Landesgartenschau Ingolstadt – Y-Stützen tragen schlanken Überbau

© Bilder 8-10: sbp/Julia Schuler

ADVANCE BRIDGE

Effiziente und leicht zu bedienende Komplettlösung zur Planung und Berechnung von Fuß- und Radweg-, Straßen- und Eisenbahnbrücken

- Überbauberechnung
- Gründungen
- Rahmenbauwerke
- Vorspannung
- Stahlverbund
- Fertigteil
- Eisenbahnbrücken
- Erdbeben
- Nachrechnung
- Militär- und Sonderlasten
- Lehrgerüst

GRAITEC

GRAITEC Innovation GmbH
Tel. +49 (0)511 / 4 10 27-0
info.germany@graitec.com
www.graitec.de

www.sandstrahl-schuch.de

SANDSTRAHL SCHUCH

• STAHL • BETON • STEIN

- Anwendung diverser Strahlverfahren
- Korrosions- und Brandschutz
- Betoninstandsetzung
- Abdichtung
- Fußbodensanierung
- Rissinjektion
- Bauteilverstärkung
- Steinreinigung & -instandsetzung
- Graffiti - Entfernung & -Schutz



Valentinibrücke Kirchohsen – Ausbesserung Korrosionsschutz



A96, Brücke über die Amper – Bauwerksinstandsetzung mit Austausch FÜK

02826 Görlitz • Holteistraße 10 • Tel. (03581) 8 38 38 • Fax (03581) 70 42 22
02788 Hirschfelde • Siliziumstr. 1/2 • Tel. (035843) 2 74 - 0 • Fax (035843) 2 74 - 44



Bild 11 Steg Hafen Grimberg – einseitige Hängebrücke © sbp/Michael Zimmermann

gungsmomente eingeprägt wurden, die zu einer ausgewogenen Beanspruchung führten und die letztendlich auch einen schlanken eleganten Überbau ermöglichten (Bild 12). Diese Vorgehensweise ist insbesondere bei Stahlbrücken geeignet, da sie kein ausgeprägtes Schwind- und Kriechverhalten besitzen, bedarf aber einer exakten und sorgfältigen Berechnung der einzelnen Montageetappen und einer intensiven Betreuung auf der Baustelle.

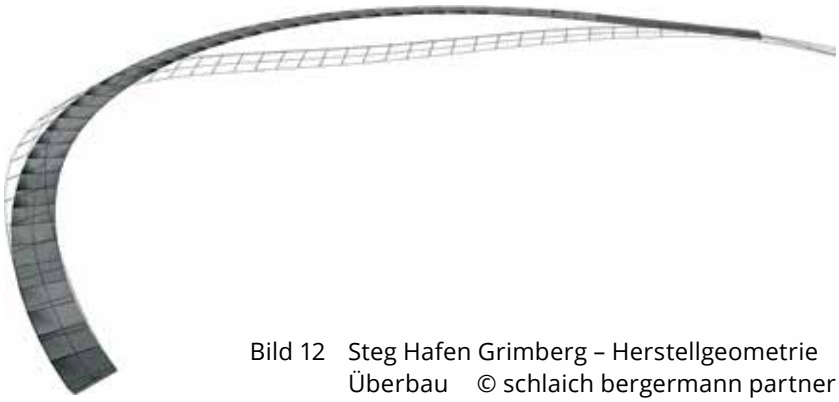


Bild 12 Steg Hafen Grimberg – Herstellgeometrie Überbau © schlaich bergermann partner

Die bei ‚kleinen', weniger hoch belasteten Brücken geltenden Entwurfsprinzipien gelten in gleichem Maße auch für Straßen- und Eisenbahnbrücken. Die Süderelbequerung in Hamburg (Bild 13) ist ein passendes Beispiel für die Umsetzung der semi-integralen Bauweise bei einer Großbrücke. Der gesamte 700 m lange Brückenzug mit den Pendelpfeilern und den beiden Pylonen kann aufgrund der Hochlage integral ausgeführt werden, da die Pfeiler genügend Flexibilität aufweisen (Bild 14). Lediglich an den beiden Endtrennpfeilern am Übergang zu der konventionellen Vorlandbrücke sind Lager vorgesehen.

Die Pylone werden im unteren Bereich in zwei Scheiben aufgelöst, eine sehr effiziente Methode, um einerseits Momente aus dem oberen Schaft zu übertragen, andrerseits aber Zwängungsbeanspruchungen bei Dilatationen des Überbaus zu reduzieren (Bild 15). Durch die monolithische Verbindung zwischen Überbau und dem ersten Vorlandpfeiler können die Zugkräfte aus den Rückhalteseilen direkt und ohne aufwändige Zuglager in die Schäfte eingeleitet werden. Dies führt zu einer sehr wirtschaftlichen Lastabtragung der Kräfte in den Baugrund.

Wie der Statistik der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zu entnehmen ist (Bild 16) dominieren aber nicht die Großbrücken den Brückenbau in Deutschland, sondern die Brücken mit kleineren Längen. 80 % der Brücken sind kürzer als 100 m und damit in einem Längenbereich, der für integrale Lösungen interessant ist.

So wurde die Bleichinselbrücke in Heilbronn (Bild 17) mit einer Länge von 90 m als eine vollintegrale, sehr robuste Lösung ausgeführt. Der 22 m breite Verbundquerschnitt wird von Schrägstielen getragen, die im Überbau und im Fundament eingespannt sind. Die Enden des Überbaus sind in den Widerlagern integral verankert. Für die statischen Berechnungen wurde das Gesamtsystem modelliert (Bild 18) und



Bild 13 Süderelbequerung Hamburg – integrale Schrägkabelbrücke © Dissing+Weitling architecture

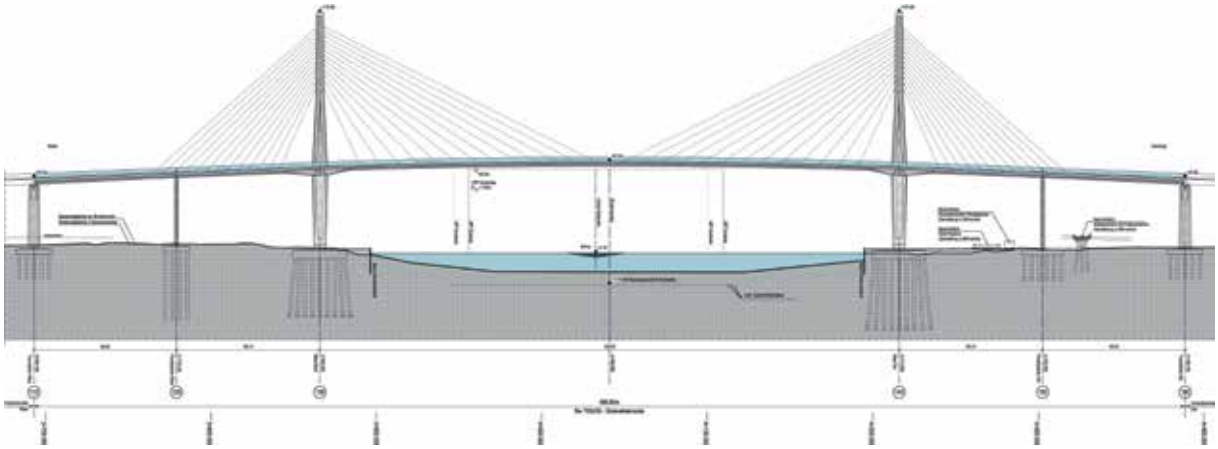


Bild 14 Süderelbequerung Hamburg – Ansicht © schlaich bergermann partner



Bild 15 Süderelbequerung Hamburg – integrale Süderelbequerung © Dissing+Weitling architecture

die Steifigkeiten des Baugrunds mitberücksichtigt, über Grenzwertbetrachtungen flossen Schwankungen im Baugrund in die Bemessung ein. Durch die Nachgiebigkeit der Widerlager bauen sich wiederum Zwangsbeanspruchungen ab. So entsteht ein sehr robustes Tragwerk, das durch seine monolithischen Verbindungen zu schlanken und wohl proportionierten Stützkonstruktionen führt, die dadurch die sonst unansehnlichen und häufig dunklen Bereiche unter der Brücke attraktiv und erlebbar machen, (Bild 19), Insbesondere in innerstädtischen Bereichen, in denen Brücken oft als Fremdkörper und notwendiges ‚funktionales' Übel angesehen werden, können integrale Lösungen neue Möglichkeiten für ingenieurtechnisch und architektonisch gelungene Lösungen aufzeigen und die Akzeptanz für sensibel integrierte Brückenbauwerke erhöhen.

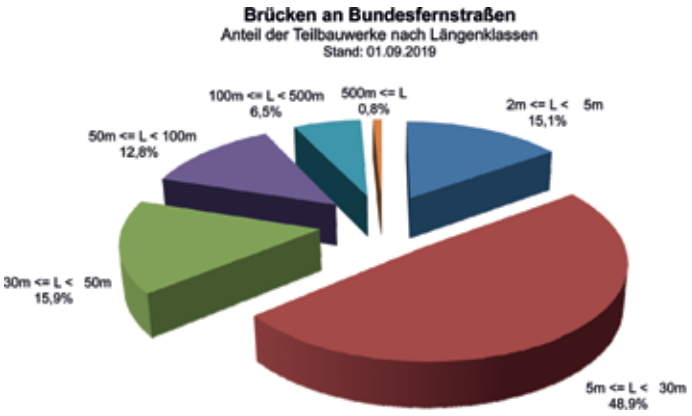


Bild 16 Verteilung der Straßenbrücken nach Länge
Quelle: https://www.bast.de/BASt_2017/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?_blob=publicationFile&v=13

Eine ähnliche Aufgabenstellung lag bei dem Ersatzneubau des Roten Steigle über die BAB 8 in Stuttgart vor (Bild 20). Eigentlich eine typische Bauaufgabe, die man auch mit einer der vielen möglichen Standardlösungen für Autobahnüberführungen hätte lösen können. Das Regierungspräsidium entschied sich jedoch für eine Lösung, die sich von den gewöhnlicheren Planungen im Detail abhob und die damit das Potential für eine besondere gestalterische Qualität bei vermeintlich einfachen Aufgabenstellungen zeigt. Der im Querschnitt veränderliche Stahlbogen setzt sich aus ebenen dünnen Hohlkästen zusammen. Zum Bogenscheitel hin verbreitert sich der Querschnitt, wird aber gleichzeitig auch dünner. Dies hat zur Folge, dass der Stahlquerschnitt des Bogens annähernd gleich bleibt, was auch die

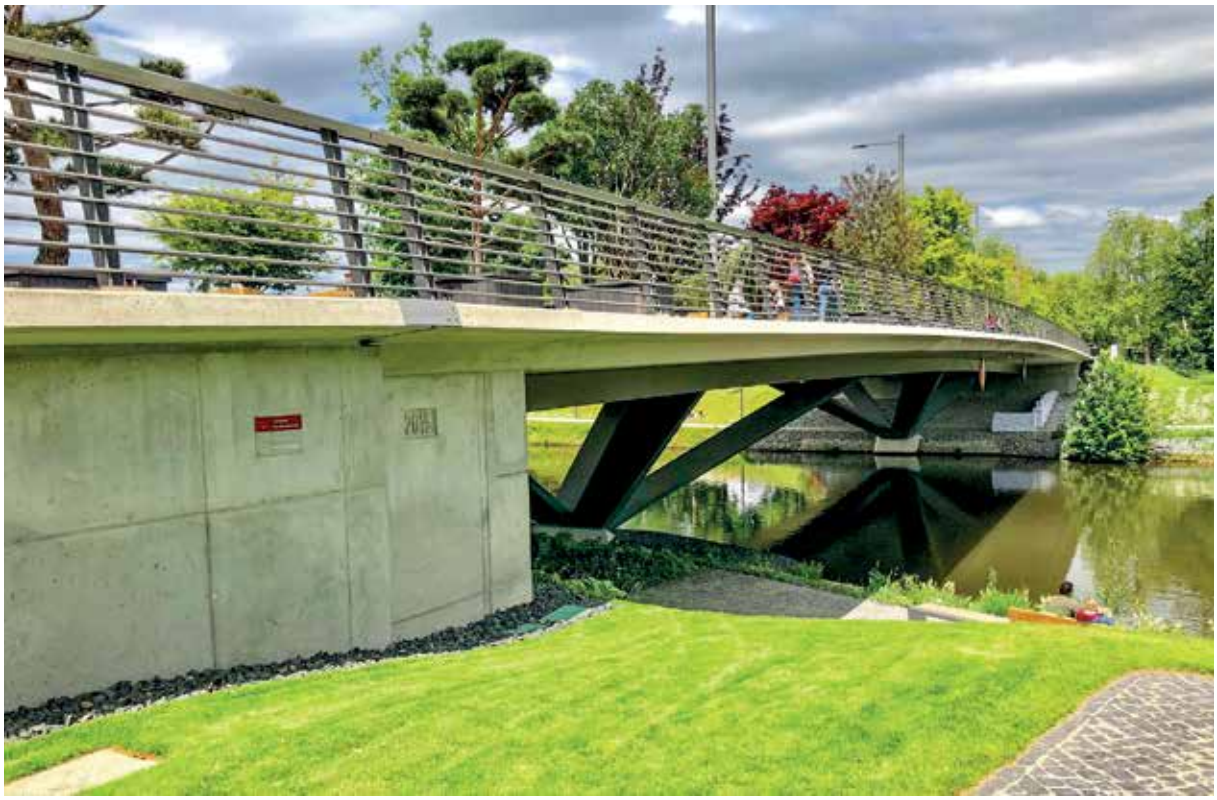


Bild 17 Bleichinselbrücke Heilbronn © schlaich bergermann partner

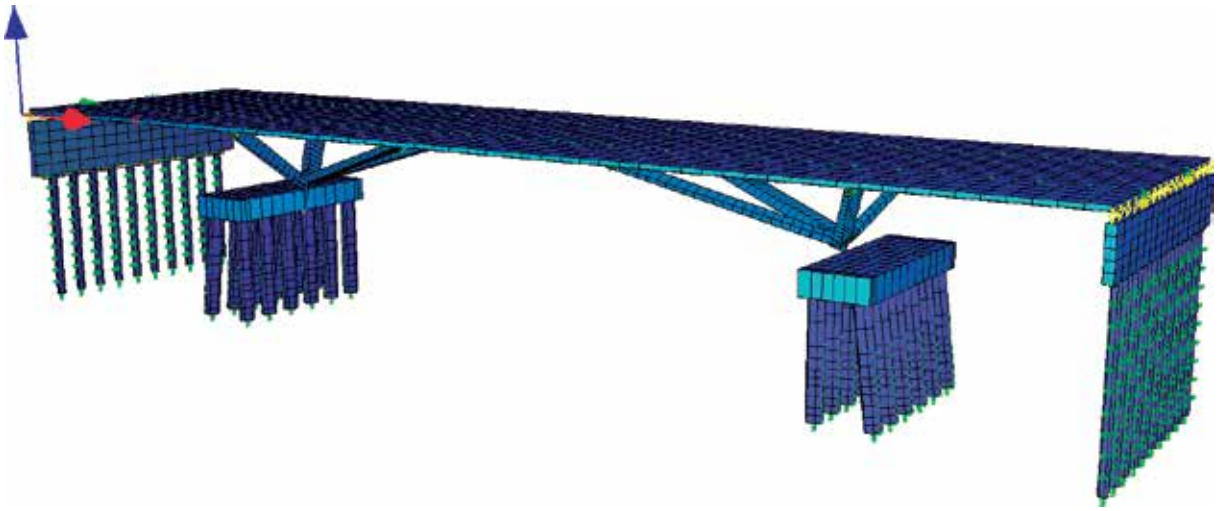


Bild 18 Bleichinselbrücke Heilbronn – Computermodell © schlaich bergermann partner

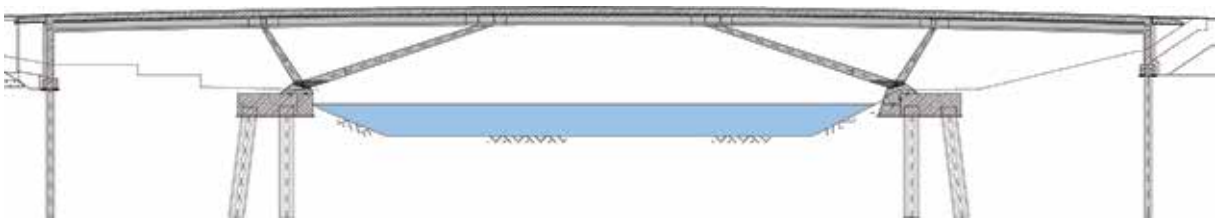


Bild 19 Bleichinselbrücke Heilbronn – Längsschnitt © schlaich bergermann partner

konstante Druckbeanspruchung des Bogens widerspiegelt. Obwohl Bogen und Überbau im Scheitel zu einem Querschnitt verschmelzen, wird der Bogen optisch etwas abgesetzt, um so die Durchgängigkeit des Bogens visuell stärker zu betonen und wahrnehmbar zu machen. Die Brücke erhält folgerichtig dort auch ihren Festpunkt. Die Längenausdehnungen werden im Bogenbereich durch schlanke Ständerbleche, an den Widerlagern mit Federlamellen ermöglicht (Bild 21). Zur Vermeidung von Einspannmomenten wird der Bogen an den Kämpferpunkten mit wartungsfreien Edelstahlkippleisten gelenkig aufgelagert. Mit ihren ausgewogenen Proportionen und ihrer schlichten Eleganz fällt die Brücke auch denjenigen positiv auf, die sich normalerweise nicht mit der Gestaltung von Brücken beschäftigen. Der Verzicht auf verschleißanfällige Lager und Übergänge entspricht den Zielsetzungen des Bauherrn und der Planer.

Auch wenn der Anteil der sehr langen Brücken mit kleineren Spannweiten gering ist, haben auch sie ein großes Potential für wirtschaftliche und robuste semi-integrale oder gar vollintegrale Lösungen. Bei semi-integralen Lösungen hängt die Länge des integralen Teils von der ‚Verformbarkeit' der Stützen ab. Bei dem 800 m langen Brückenzug der A11 in Belgien weist der integrale Teil eine Länge von 600 m auf (Bild 22). Der Brückenzug quert mehrere Straßen und Eisenbahnstrecken und ist eine der längsten integralen Brücken weltweit. Die biegesteife Verbindung ermöglicht sehr schlanke Pfeiler und ein für Beton ungewöhnlich leichtes Gesamttragwerk, welches sich harmonisch und unaufdringlich in seine Umgebung einfügt.

Die Zugangsbrücke zum Mont Saint Michel in der Normandie wurde aus sieben integralen Segmenten, die jeweils eine Länge von 112 m aufweisen, zusammengefügt. Der Verbundüberbau lagert auf dünnen (d = 250 mm) Stahlstützen, die die Temperaturausdehnungen ‚mitmachen' (Bild 23). Jede Stahlstütze ist in einer Tiefe von ca. 10 m in einem Bohrpfahl von 150 cm Durchmesser verankert. Durch den alten Zugangsdamm zum Weltkulturerbe fand eine allmähliche Verlandung der Bucht statt, die durch die neue Brücke und deren Durchlässigkeit nach und nach wieder ausgeglichen werden soll. Durch das Wegspülen des abgelagerten Sediments werden die Stützen sukzessive freigelegt, und die Brücke erhält in einigen Jahren ihren Charakter eines Stegs auf langen dünnen Stelzen. Für das Verankern der ‚integralen' Stahlstützen in den Betonpfählen wurde ein sehr effizientes Herstellverfahren entwickelt, indem die Bohrpfähle in zwei



Bild 20 (oben) Brücke Rotes Steigle über die A8
© Andreas Schnubel



Bild 21 (rechts) Brücke Rotes Steigle – Federlamelle
© sbp/Frank Schächner

Abschnitten von oben betoniert wurden. Der erste Abschnitt beinhaltete den Bohrpfahl bis zur UK Stahlstütze, der zweite den ca. 2 m langen Verankerungskörper der Stütze selbst, der nach ihrer Ausrichtung betoniert wurde.

Bei Eisenbahnbrücken spielt die Interaktion zwischen Schiene und Bauwerk eine wichtige Rolle.

Da die Schiene selbst ein unverschiebliches, starres (vollintegrales) System ist und die Re-



Bild 22 Brücke A11 Belgien © Kris Provoost



Bild 23 Brücke zum Mont Saint Michel – integrale Stahlverbundbrücke © sbp/Michael Zimmermann

lativverschiebungen zwischen Bauwerk und Schiene begrenzt sind, müssen entweder die integralen Abschnitte längenmäßig begrenzt werden, oder die Brücke selbst muss ebenfalls vollintegral hergestellt sein und darf sich nicht bewegen, bildet also eine Einheit mit dem Gleiskörper.

Die Gänsebachtalbrücke (Bild 24) wurde abschnittsweise integral hergestellt mit Längen von 120 m, um die Schienenspannungen in einem zulässigen Rahmen zu halten. Da die Stützen zu weich sind, um die horizontalen Bremslasten aufnehmen zu können, erhält jeder Abschnitt einen mittigen Bremsbock.



Bild 24 Gänsebachtalbrücke DB – integrale Segmente mit Bremsböcken © Hajo Dietz, Nürnberg Luftbild



Bild 25 Brücke Auerbachstraße – vollintegral © Gert Elsner

Bei vollintegralen Systemen muss zwischen verschieblichen und starren Systemen unterschieden werden. Bei verschieblichen Systemen kann sich der Überbau bewegen, und die Stützen und Widerlager müssen so ausgebildet werden, dass sie möglichst zwängungsfrei Längsdilatationen mitmachen können. Bei der Auerbachbrücke in Stuttgart (Bild 25) wurde durch eine exakte Berechnung ermittelt, wie sich die Interaktionen Widerlager – Stützen – Baugrund – Überbau auf die Beanspruchungen auswirken. Da die bodenmechanischen Eigenschaften streuen können, wurden Grenzwertbetrachtungen durchgeführt und der jeweils ungünstigste Wert für die Bemessung herangezogen.

Für eine neue Metrolinie in Paris (Bild 26), die einen 5 km langen aufgeständerten Bereich aufweist, wurde von uns, gemeinsam im Team mit Dissing+Weitling und Silvio d'Ascia Architecture eine vollintegrale starre Lösung vorgeschlagen (Bild 27). Diese Lösungen sind bei sehr langen Brücken sinnvoll, weil die Kosten für die hoch beanspruchten und damit sehr aufwändigen Widerlager – deren Beanspruchung im Übrigen unabhängig von der Brückenlänge ist – durch die Einsparungen bei den Stützen und beim Überbau mehr als kompensiert werden können. Mit einer solchen Lösung kann komplett auf Lager, Trennfugen und Schienenauszüge verzichtet werden. Bei geraden Brücken machen die Stützenköpfe keinerlei Verformun-



Bild 26 Neue Metrolinie 18, Paris – vollintegraler Flyover © Silvio d'Ascia Architecture



Bild 27 Neue Metrolinie 18, Paris – vollintegraler Flyover © Silvio d'Ascia Architecture



Bild 28 Neue Metrolinie 18, Paris – schlanke, integrale Stützkonstruktion © Silvio d'Ascia Architecture

gen, sodass sie keine Zwangskräfte erhalten und damit extrem schlank (Bild 28) ausgebildet werden.

Der Überbau selbst erhält dabei eine Zusatzspannung von:

$$\sigma = \Delta T \cdot \alpha_t \cdot E.$$

Am Widerlager kommen axiale Zwangskräfte von:

$$F = A_{ü} \cdot \sigma$$

Diese axialen Kräfte müssen von dem Widerlager verformungsfrei aufgenommen werden können. Oft schließen an solchen aufgeständerten Brücken Dämme an, die gegebenenfalls als Auflast für die Widerlager dienen können und die Gleitlast erhöhen. Bei der Umsetzung dieses Brückentyps ist allerdings darauf zu achten, dass während des Baus gegebenenfalls Bauzustände entstehen, die wegen der dort vorhandenen temporären Verschieblichkeit zu größeren Beanspruchungen führen.

Im Entwurf von integralen Brücken liegt ein enormes Potenzial. Dies beschränkt sich nicht nur auf kleine Brücken mit geringeren Spannweiten, sondern erstreckt sich über lange aufgeständerte Brückenzüge bis hin zu den Großbrücken. Sie sind robust und leisten mit ihren optimierten Bauteilabmessungen einen wesentlichen Beitrag zum ressourcenschonenden, effizienten und wirtschaftlichen Bauen.

Gelingt es uns Ingenieuren, die vorhandenen digitalen Werkzeuge für den Entwurf intelligent zu nutzen, können daraus moderne und sehr leistungsfähige Bauwerke entstehen, die nicht nur unsere Kreativität belegen, sondern auch einen verantwortungsvollen Beitrag für eine lebenswerte Umwelt und letztendlich für die Baukultur leisten.



Entwurfs- und Ausführungsplanung
Bauüberwachung | Projektsteuerung
Bauwerksprüfung | Pfahl- und Ankerprüfung

Tragwerke | Ingenieurbauwerke | Freianlagen
Verkehrsanlagen

Standorte:
Berlin | Cottbus | Leipzig | Plauen | Weimar
www.setzpfandt.de





SETZPFANDT
Beratende Ingenieure
BERATUNG | PLANUNG | BAUÜBERWACHUNG





Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle

Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt[1], Tristan Wolvekamp MSc[2], Dipl.-Des. Marion Kresken[3]

1 Einleitung

Das Gebiet rund um den Bahnhof in Zwolle wird zwischen 2017 und 2025 gründlich transformiert. Das gesamte Areal wird dabei zu einem grünen Campus mit Raum zum Arbeiten und zur Erholung umgestaltet. An beiden Seiten der Gleise entstehen Grünflächen, welche eine direkte Verbindung mit der offenen Flusslandschaft der Ijssel und der Innenstadt ermöglichen. Einer der ersten Eingriffe zur Umgestaltung ist die Verlegung des Busbahnhofs.

Um die verkehrsreiche Nordseite des Gebietes zu entlasten, wurde auf der Südseite des Bahnhofs ein neuer Busbahnhof gebaut. Die Busbrücke wiederum verknüpft den neuen Busbahnhof mit der Innenstadt und dem nördlichen Teil der Stadt (Bild 1).

Ende 2016 gewinnt BAM infra mit dem Entwurf von ipv Delft, BAM infraconsult Gouda und SETZPFANDT Beratende Ingenieure Weimar den Wettbewerb für die Planung und Realisation der Brücke. In der Ausschreibung ist die S-förmige Trasse zum Großteil durch die Lage der Gleise, die verkehrstechnischen Anforderungen und die umringende Bebauung schon festgelegt. Vom Entwurf wurde erwartet, dass die Brücke eine fließende Linie mit optimaler Aussicht auf die Umgebung bildet. Der Entwurf überzeugt die Jury, die Formgebung von ipv Delft ist dabei entscheidend. Besonders die Idee, eine „Stadtpark-Brücke“ verwirklichen zu wollen, wird geschätzt. Das Konzept der „Stadtpark-Brücke“ beruht auf dem Gedanken, eine freundliche, natürliche und städtische Verbindung zu schaffen, passend zur Stadt Zwolle. Neben der angenehmen Ausstrahlung unterscheidet sie sich durch die große Überspannung und die geringe Zahl der Stützen von konventionellen Lösungen. Denn was normalerweise ein Koloss hätte werden können, ähnelt hier einer ranken Girlande, die federleicht auf nur vier Stützen ruht (Bild 2).



Bild 1 Draufsicht Endzustand der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle
Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Sowohl die Busbrücke als auch der Busbahnhof wurden am 9. Februar 2019 festlich eröffnet, die Baukosten der Brücke beliefen sich auf 14 Mio. €.

Der Fokus dieses Beitrages liegt auf der Planung und Ausführung des gekrümmten Stahlüberbaus in Brückenmitte. Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch Victor Buyck Steel Construction aus Eeklo in Belgien. Auftraggeber der Brücke war das für die niederländische Eisenbahninfrastruktur zuständige Unternehmen ProRail. Weiterführende Informationen können [1]–[4] entnommen werden.

[1] *SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Weimar*
[2] *BAM Infraconsult bv, SC Gouda (Niederlande)*
[3] *ipv Delft – creative engineers, Delft, Niederlande*



Bild 2 Untersicht der Brückenmitte aus Richtung Süden Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

2 Grundgeometrie Überbau – Grundriss

Maßgebend für die Grundgeometrie der Brücke und damit des Überbaus waren die vom Auftraggeber vorgegebenen Randbedingungen bezüglich der nutzbaren Grundstücksflächen für die Rampen und die Stützen sowie die beabsichtigte Formgebung.

Sowohl die nordwestliche Rampe als auch die südöstliche Rampe verlaufen annähernd parallel zu den Bahnanlagen. Die geforderte stützenfreie Querung der Gleisanlagen zwischen den Rampen erfolgt daher mit einem in der Überbauachse 82,132 m langen und im Grundriss S-förmig gekrümmten mittleren Brückenfeld (Bild 3). Der Radius der beiden gegenläufigen Krümmungen in diesem Feld beträgt jeweils 50,00 m. Dieser Radius ergab sich aus der Fahrgeometrie der auf der Brücke verkehrenden Busse.

Im Zuge der Optimierung des Entwurfes wurden die Stützen an den Enden des Mittelfeldes (Stützen in den Achsen 3 und 4) so verschoben, dass dieses Feld und die beiden Stützen zentralsymmetrisch zum Punkt des Krümmungswechsels in Feldmitte sind. Dabei wurden die Stützen unter Einhaltung der vorgegebenen Baugeldgrenzen soweit wie möglich an die Bahnanlagen herangeschoben. Im Vergleich zur oben genannten Stützweite in der Überbauachse beträgt der geradlinige Abstand der Lagerpunkte des Mittelfeldes 80,228 m. Durch die zentralsymmetrische Grundrissform ergaben sich deutlich günstigere Schnittgrößen im Mittelfeld gegenüber ebenfalls untersuchten unsymmetrischen Varianten und eine Vereinfachung von Konstruktion und Herstellung.

Die Radien aus dem Mittelfeld werden in den anschließenden Feldern unterschiedlich weit bis zum Anschluss der Rampen weitergeführt. Die Rampe auf der Nordwestseite besitzt im Brückenbereich einen Radius von 475 m, die Rampe auf der Südostseite einen Radius von 420 m. Im Rampenbereich konnte der Überbau nicht mehr zentralsymmetrisch angeordnet werden, da sonst die Widerlager und die anschließenden Böschungen über die vorgegebenen Baufeldgrenzen hinausgegangen wären. Die Anschlusspunkte der Rampen an den neuen Busbahnhof und an die Nieuwe Veerallee/ Willemskade waren durch den Auftraggeber fest vorgegeben.

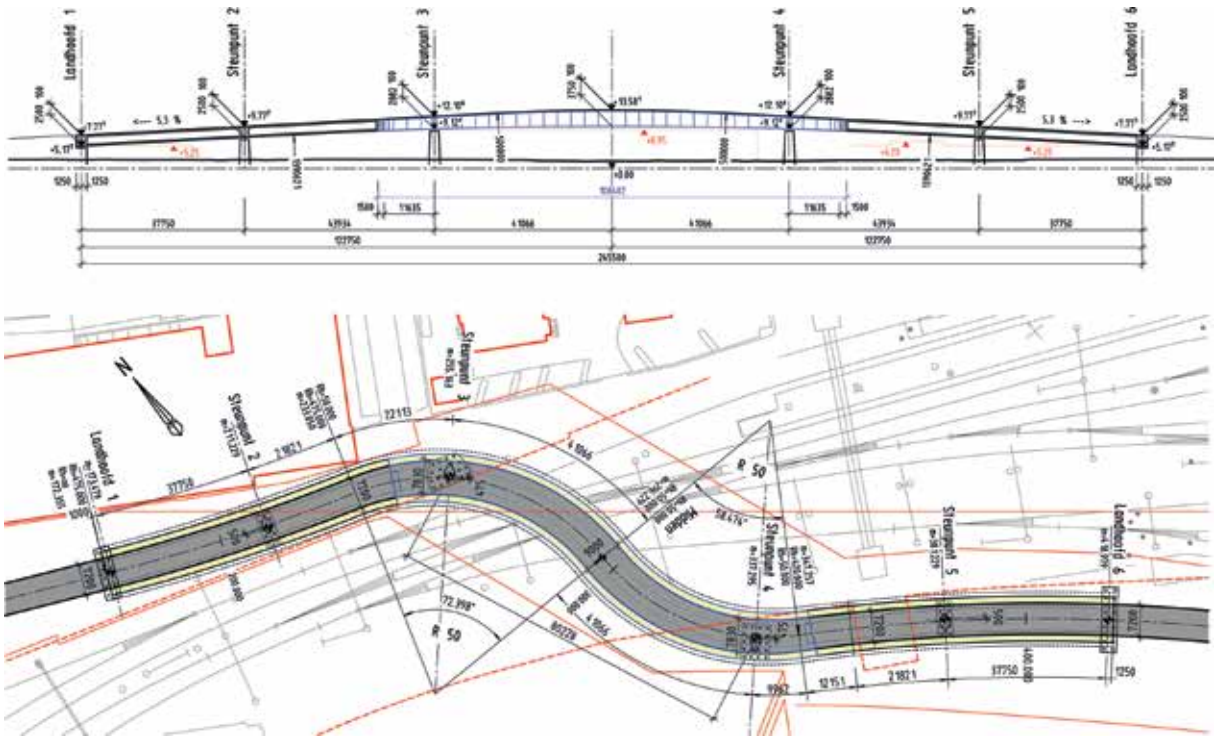


Bild 3 Draufsicht und Längsschnitt Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

2.1 Grundgeometrie Überbau – Längsschnitt

Im Längsschnitt ist die Konstruktion symmetrisch zum Punkt des Krümmungswechsels im Mittelfeld. Das Längsgefälle beider Rampen beträgt 5,3 %. Die Ausrundung der Kuppe im Mittelfeld erfolgt mit einem Radius von 500 m. Die Konstruktionsunterkante wurde in Brückenmitte mit einem Radius von 1.390,621 m ausgerundet. Diese Ausrundung beginnt bereits im Rampenbereich zwischen den Stützen in den Achsen 2 und 3 beziehungsweise 4 und 5.

Durch die längere Ausrundung der Konstruktionsunterkante wird die am Beginn der Rampen gleichbleibende Bauhöhe von 2,60 m an den Achsen 3 und 4 auf 2,982 m vergrößert. In Feldmitte des Mittelfeldes ergibt sich dadurch eine Bauhöhe von 3,85 m. Die Vergrößerung der Bauhöhe im Mittelfeld ist statisch sinnvoll, war aber auch eine Forderung des Architekten, welcher aus gestalterischen Gründen die Zunahme der Überbauhöhe in Richtung Brückenmitte mit einer abnehmenden Breite des tragenden Hohlkastens kombinieren wollte.

Die Gesamtlänge des Überbaus von 245,50 m zwischen den Widerlagerachsen 1 und 6 ergab sich aus der Randbedingung, dass an den Widerlagern die Bauwerksunterkante nicht tiefer als 5,25 m über NAP liegen durfte. Für die Lage der Stützen in den Achsen 2 und 5 gab es keine einschränkenden Randbedingungen, sie wurden nach den statischen Erfordernissen angeordnet. Die Einzelstützweiten betragen 37,75 / 43,934 / 82,132 / 43,934 / 37,75 m.

2.2 Grundgeometrie Überbau – Fahrbahnquerschnitt und Verkleidung

Die Fahrbahnbreite nimmt aus fahrgeometrischen Gründen von 7,60 m im Rampenbereich ab der Mitte zwischen den Achsen 2 und 3 beziehungsweise den Achsen 4 und 5 linear auf 9,00 m in Brückenmitte zu. Der bituminöse Fahrbahnaufbau hat einschließlich der Abdichtung eine Stärke von 10 cm, darunter ist eine 20 cm dicke Stahlbetonplatte vorhanden, welche zwar mitträgt, aber im Wesentlichen zur Anordnung und Befestigung der Entwässerung, der Leerverrohrung und der Absturzsicherung dient. Weitere Gründe zur Anordnung der Stahlbetonplatte waren der fugenlose Übergang der Fahrbahnplatte an der Koppelstelle der Stahl- mit der Betonkonstruktion (siehe unten), ihre Quertragwirkung zwischen den Längssteifen des Fahrbahnblechs, der mögliche Ausgleich von Verformungen beim Stahlbau und das Verhindern des schnellen Durchfrierens der Fahrbahntafel im Winter.

Die Fahrbahn hat auf der gesamten Brückenlänge ein Dachgefälle, die Entwässerung erfolgt in

Längsrichtung im Inneren der Schrammborde aus Polymerbeton (Fabrikat „Envirokerb Bridge“ 220 × 190 mm). Die Bordhöhe beträgt 10 cm. Die seitlichen Notgehwege haben eine gleichbleibende Breite von einem Meter. Die seitliche Absturzsicherung erfolgt durch Betongleitwände („DELTABLOC“-Fertigteile), deren Aufstandsfläche durchgehend eine Breite von 0,615 m besitzt. Es ergibt sich eine Gesamtbreite zwischen den Außenkanten der Fahrbahnplatte von 12,23 in Brückenmitte und 10,23 mm im Rampenbereich.

Der Gesimsbereich des Überbaus hat über die gesamte Länge eine Verkleidung aus gekrümmten Aluminiumpaneelen, welche unterhalb der Kragarme in eine Holzverkleidung übergeht. Die Holzverkleidung besteht aus Bambuspaneelen und ist auf einer stählernen Unterkonstruktion befestigt. In die Aluminiumverkleidung ist auf der Innenseite oberhalb der Betongleitwände die Beleuchtung integriert.

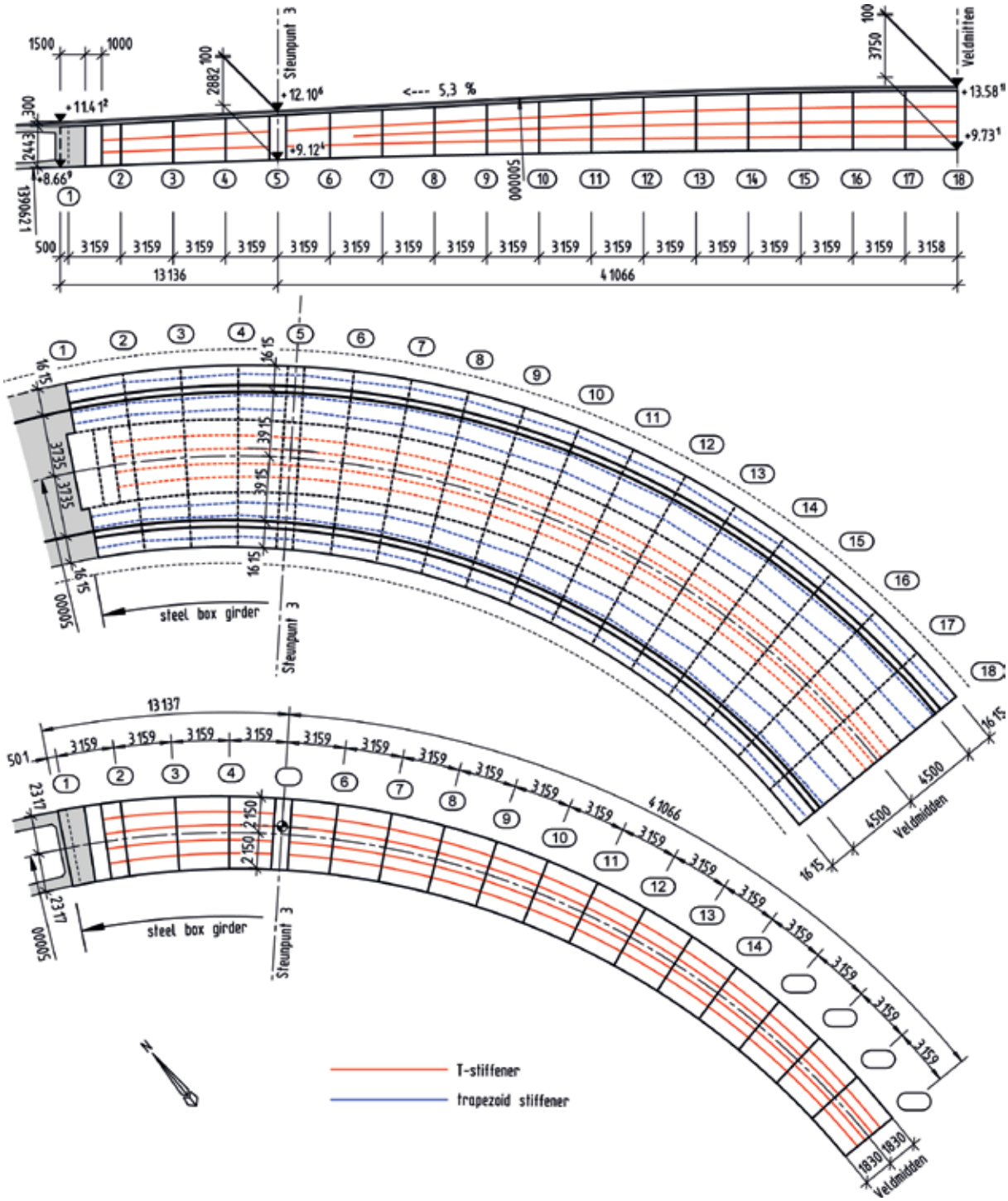


Bild 4 Übersicht über die nördliche Hälfte der Stahlkonstruktion (Längsschnitt, Draufsicht Fahrbahn, Draufsicht Bodenblech) Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure



Bild 5 Querschnittsbreiten und Krümmungen im Mittelfeld Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

3 Materialwahl und grundsätzliche Querschnittsausbildung

Das S-förmig gekrümmte Mittelfeld konnte nur mit einem sehr torsionssteifen Stahlüberbau in Form eines unter der Fahrbahn liegenden Hohlkastens überbrückt werden (Bild 4). Obenliegende Tragwerke waren aus gestalterischen Gründen ausgeschlossen. Da die infolge der Grundrisskrümmung vorhandenen Torsionsmomente nicht durch den üblichen Verbundquerschnitt mit einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton aufgenommen werden können, wurde der tragende Hohlkastenquerschnitt an der Oberseite durch ein Deckblech geschlossen.

In den beiden weniger gekrümmten Rampenbereichen wurde der Überbau zur Kostensenkung als längs beschränkt vorgespannter Spannbetonhohlkasten ausgeführt. Über den Stützen in den Achsen 2 und 5 befinden sich in den Kästen Querträger zur Aufnahme der Lagerkräfte. Die Endquerträger an den Widerlagern wurden auf 9,880 m verbreitert, um die Torsionskräfte aus dem Überbau ohne abhebende Lagerkräfte abtragen zu können. Das Innere der Spannbetonhohlkästen war im Bauzustand für den Ausbau der Schalung und die Vorspannung der Spannglieder durch Montageöffnungen zugänglich, im Endzustand sind diese Öffnungen zubetoniert.

Die Stahlkonstruktion im Mittelfeld und die Spannbetonkonstruktionen in den Rampen sind ungefähr an den Momentennullpunkten 12,636 m außerhalb der Achsen 3 und 4 biegesteif miteinander verbunden und bilden ein durchlaufendes hybrides Tragwerk. Der Stahlüberbau liegt nahezu vollständig im zentralsymmetrischen Bereich des Mittelfeldes, lediglich die letzten 3,174 m bis zur Koppelstelle mit dem Spannbetonkasten der nordöstlichen Rampe befinden sich bereits in der Grundrisskrümmung der Rampe. Die Außenabmessungen des sichtbaren Stahl- und des Betonquerschnittes an den beiden Koppelstellen sind identisch, so dass der Materialwechsel nur am Farb- und Rauigkeitsunterschied der Materialien zu erkennen ist.

Bei der Konstruktion des Überbaus war zu beachten, dass neben der oben bereits beschriebenen Veränderung von Tragwerkshöhe und Überbaubreite aus gestalterischen Gründen die Breite der Unterseite der Kastenquerschnitte von 5,46 m in den Achsen 2 und 5 auf 3,66 in Brückenmitte linear abnimmt (Bild 5). Alle Änderungen der Querschnittsabmessungen erfolgen symmetrisch zur Brückenmitte.

4 Querschnittskonstruktion Stahlüberbau

Wegen der großen Torsionsmomente besteht der Hauptträger aus einem allseits geschlossenen stählernen Kastenquerschnitt. Die Blechdicke des Bodenblechs beträgt 65 mm in Feldmitte und 70 mm an den Stützen, die Blechdicke des Deckblechs 40 mm in Feldmitte und 50 mm an den Stützen. Im Bereich der Momentennullpunkte sind die Blechdicken geringer. Die seitlichen Stege haben eine durchgehende Dicke von 35 mm. Für die gesamte Stahlkonstruktion der Hauptträger wurde S 355 eingesetzt.

Die Aussteifung des Kastenquerschnittes erfolgt über Querrahmen mit einem Abstand von 3,159 m in der Überbauachse. Die Querrahmen bestehen aus einem umlaufenden T-Querschnitt. Jeder zweite Querrahmen wird zusätzlich durch eine Diagonale ausgesteift (Bild 6). Diese Diagonalen bestehen aus Rohren 244,5 × 16 und sind zur Sicherung der Querschnittsform wegen der starken Verwölbung aus Torsion erforderlich. Da die Torsionsbeanspruchung im Endzustand im Wesentlichen durch die Fahrbahnkrümmung hervorgerufen wird, wurden die Diagonalen so angeordnet, dass sie aus dieser Beanspruchung Zugkräfte erhalten. Die Neigung der Diagonalen wechselt daher in Brückenmitte und an den Momentennullpunkten vor den Achsen 3 und 4.

Die Längsaussteifung der Kastenbleche erfolgt über innen angeschweißte T-Profile (s. a. Bild 4). Diese Profile folgen der Krümmung im Grundriss und werden an die unterschiedlichen Kastenbreiten und Kastenhöhen über die Veränderung ihrer Abstände und ihrer Anzahl angepasst. Da die Längsspannungen in den T-Steifen am Boden- und am Deckblech erhebliche Umlenkkräfte verursachen, wurden die Gurte der Steifen zur seitlichen Festhaltung an die Querrahmen angeschlossen.

In der Entwurfsphase wurde unter anderem untersucht, die Kragarme als reine Betonkonstruktionen auszubilden. Dies hätte jedoch ein größeres Eigengewicht und den nachträglichen Einsatz einer festen Schalung oder eines Schalwagens zur Herstellung der Auskragung bedeutet. Die Auskragungen wurden daher ebenfalls als Stahlkonstruktionen ausgeführt.

Die Querträger der Auskragungen haben einen T-Querschnitt und schließen immer oben an die Querrahmen im Inneren des Kastens an. Das Deckblech der Kragarme hat im Fahrbahnbereich eine durchgehende Dicke von 20 mm, im Bereich außerhalb der Fahrbahn nimmt die Dicke auf 15 mm ab. Da die Außenseite der Stahlkonstruktion u. a. durch Spritzverzinkung gegen Korrosion geschützt werden sollte, konnten die im Kasteninneren zur Längsaussteifung angeordneten T-Profile außen nicht vorgesehen werden. Die Aussteifung des Fahrbahnblechs erfolgt dort mit den üblichen Trapezprofilen, die abschnittsweise in Polygonform der Brückenkrümmung angepasst wurden.

Die 20 cm dicke Stahlbetonfahrbahnplatte oberhalb des Deckblechs (C 35/45) ist mittels Kopfbolzendübel so an das Deckblech angeschlossen, dass sie in Brückenlängsrichtung vollständig mitträgt. In Querrichtung übernimmt die Stahlbetonplatte die Querverteilung

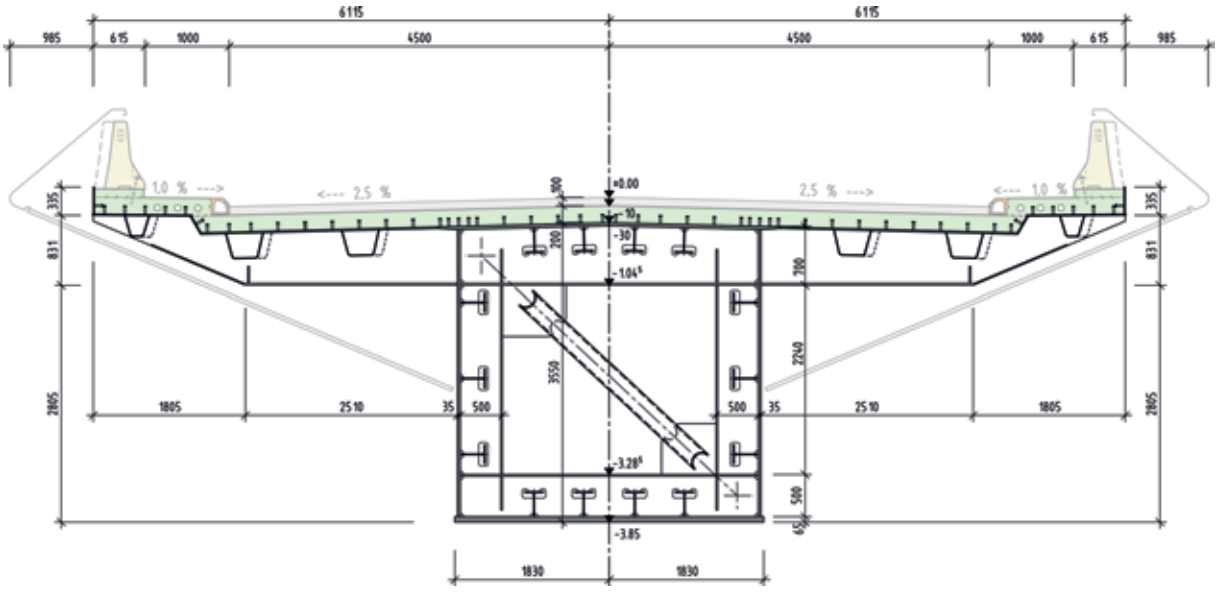


Bild 6 Querschnitt in Feldmitte (am Querrahmen 18) Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

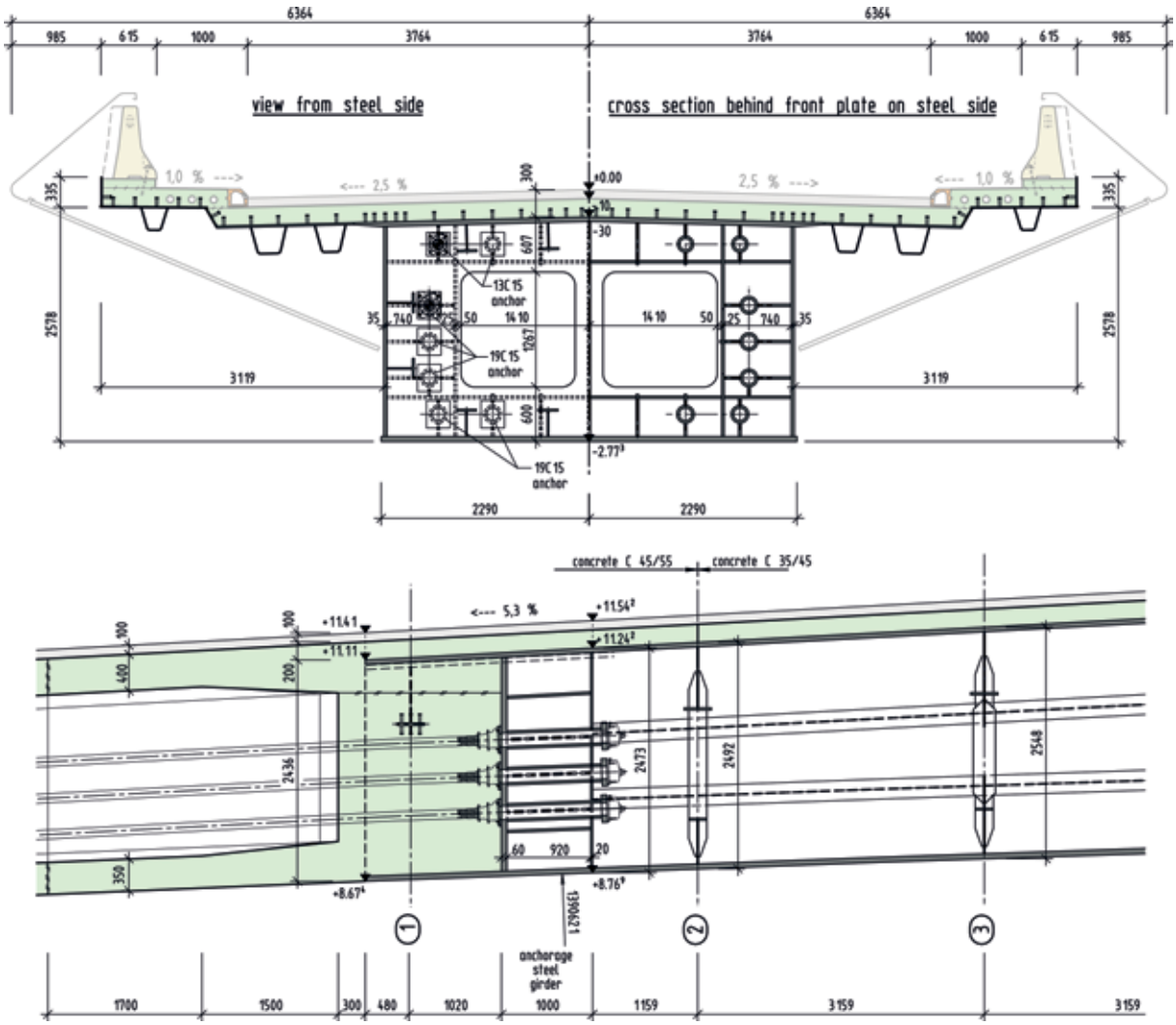


Bild 7 Querschnitt und Längsschnitt an den Koppelstellen Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

der Verkehrslasten auf die Längsrippen und verringert die Verformungen im Fahrbahnblech und in den Rippen. Die Abstände der Fahrbahnaussteifungen konnten daher gegenüber einer reinen orthotropen stählernen Fahrbahntafel vergrößert werden, was die Anpassung an die wechselnden Fahrbahnbreiten erleichterte.

Das Innere der stählernen Hohlkästen war im Bauzustand über Montageöffnungen für die Montagearbeiten und das Vorspannen der Spannglieder an den Koppelstellen zugänglich. Für den Endzustand wurden die Kästen luftdicht verschweißt. Sie besitzen keine Inspektionsöffnungen und im Inneren auch keinen Korrosionsschutz. Die Außenflächen der Stahlkonstruktion wurden durch Spritzverzinkung und Beschichtung gegen Korrosion geschützt. Die sichtbaren Teile an der Unterseite der Kästen wurden mit einer dunkelgrauen Deckbeschichtung in Anpassung an den dunkel eingefärbten Beton versehen.

5 Ausbildung der Koppelstellen

Die biege- und torsionssteife Kopplung der Kastenquerschnitte aus Stahl und Beton erfolgt durch Kopfbolzendübel an der Innenseite des Stahlkastens und durch die Weiterführung der Spannglieder aus dem Spannbetonträger in die Stahlkonstruktion (Bild 7). Die Kopfbolzen übernehmen dabei die Torsionskopplung und die Spannglieder die Kopplung der horizontalen und vertikalen Biegemomente. Der Kopplungsbereich, in dem sich Beton- und Stahlquerschnitt überlappen, hat eine Länge von 1,50 m. Auf der Stahlseite schließt sich daran ein 1,0 m langer stählerner Verankerungsquerträger an, in welchen die Spanngliedverankerungen eingebaut wurden. Dieser Querträger nimmt die Druckkräfte des vorgespannten Betons und die Zugkräfte aus den Spanngliedern auf und überträgt die resultierenden Schnittgrößen auf den Stahlquerschnitt.

Damit die Spanngliedverankerungen im Inne-

ren des Stahlkastens angeordnet werden können, müssen die Spannglieder nach innen verzogen werden. Um dies zu ermöglichen, wurde der Betonquerschnitt innen allseitig angevoutet. Im Stegbereich werden jeweils 3 Spannglieder bis in die Stahlkonstruktion weitergeführt. Jeweils 4 Spannglieder werden im Bereich der Koppelstelle zusätzlich in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte angeordnet, um mit der kleineren Nutzhöhe im Inneren des Stahlhohlkastens alle Kräfte ohne Dekompression in der Verbindungsfuge zwischen Stahl und Beton übertragen zu können.

Der Verankerungsquerträger besteht aus einem umlaufenden Kastenquerschnitt, an den die Spanngliedverankerungen über Querschotte angeschlossen werden. Die Verankerungskräfte der Spannglieder werden an den Außenseiten direkt in die Deck- und Bodenbleche sowie die Stege des Hauptträgers eingeleitet. An den Innenseiten des Verankerungsquerträgers erfolgt dies über dessen Stege. Auf der Betonseite wird der Verankerungsquerträger durch eine im Bereich der Betondruckzonen umlaufend 60 mm dicken Druckplatte abgeschlossen (Bild 8). Außerhalb der Betondruckzonen ist nur ein 15 mm dickes Schott vorhanden.

Außerhalb des Hohlkastens im Bereich der Kragarme erfolgt die Verbindung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt über die Stahlbetonfahrbahnplatte, welche im Anschlussbereich bis Unterkante Stahlquerträger heruntergezogen wurde und mit diesem über Kopfbolzendübel verbunden ist. Zusätzlich geht die auf der Stahlkonstruktion über die gesamte Breite vorhandene 20 cm dicke Stahlbetonplatte im Verankerungsbereich fugenlos in die Fahrbahnplatte des Betonquerschnittes über.

Bei der Herstellung der Spannbetonüberbauten im Rampenbereich wurde jeweils ein 3,50 m langer Teil der Betonkonstruktion im Anschluss an den Stahlüberbau freigelassen. Dieser Koppelbereich wurde erst nach dem Einfahren der Stahlkonstruktion in zwei Betonierabschnitten hergestellt. Der Kragarm der Rampenbrücken wurde bis dahin durch eine Hilfsstütze abgestützt.

6 Lagerung im Endzustand und im Bauzustand

Der Überbau wird auf den Stützen in den Achsen 2, 3, 4 und 5 jeweils punktförmig über ein Kalottenlager aufgelagert. Ein Teil der Torsionskräfte im Überbau wird wegen der Grundrissanordnung der Lager (nicht in einer Linie) durch die vertikalen Lagerkräfte an diesen Stellen

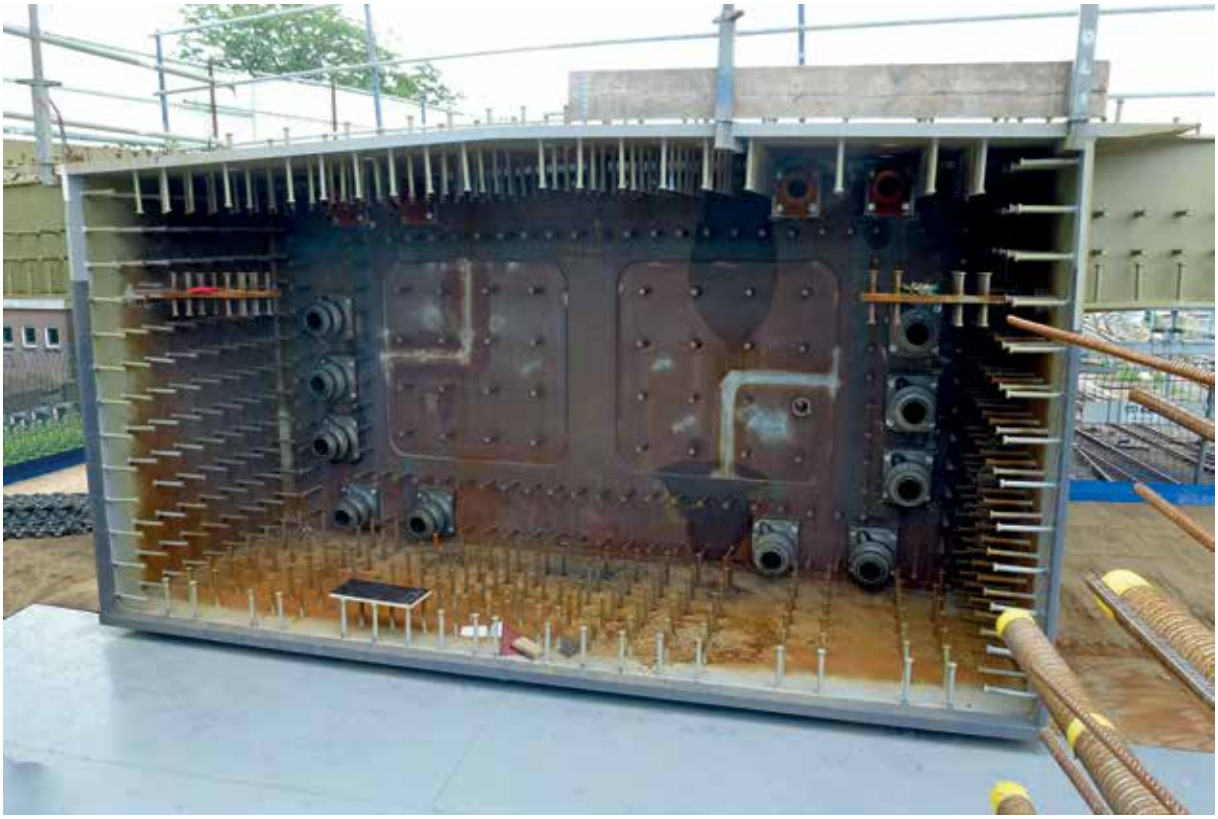


Bild 8 Ansicht einer Koppelstelle Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

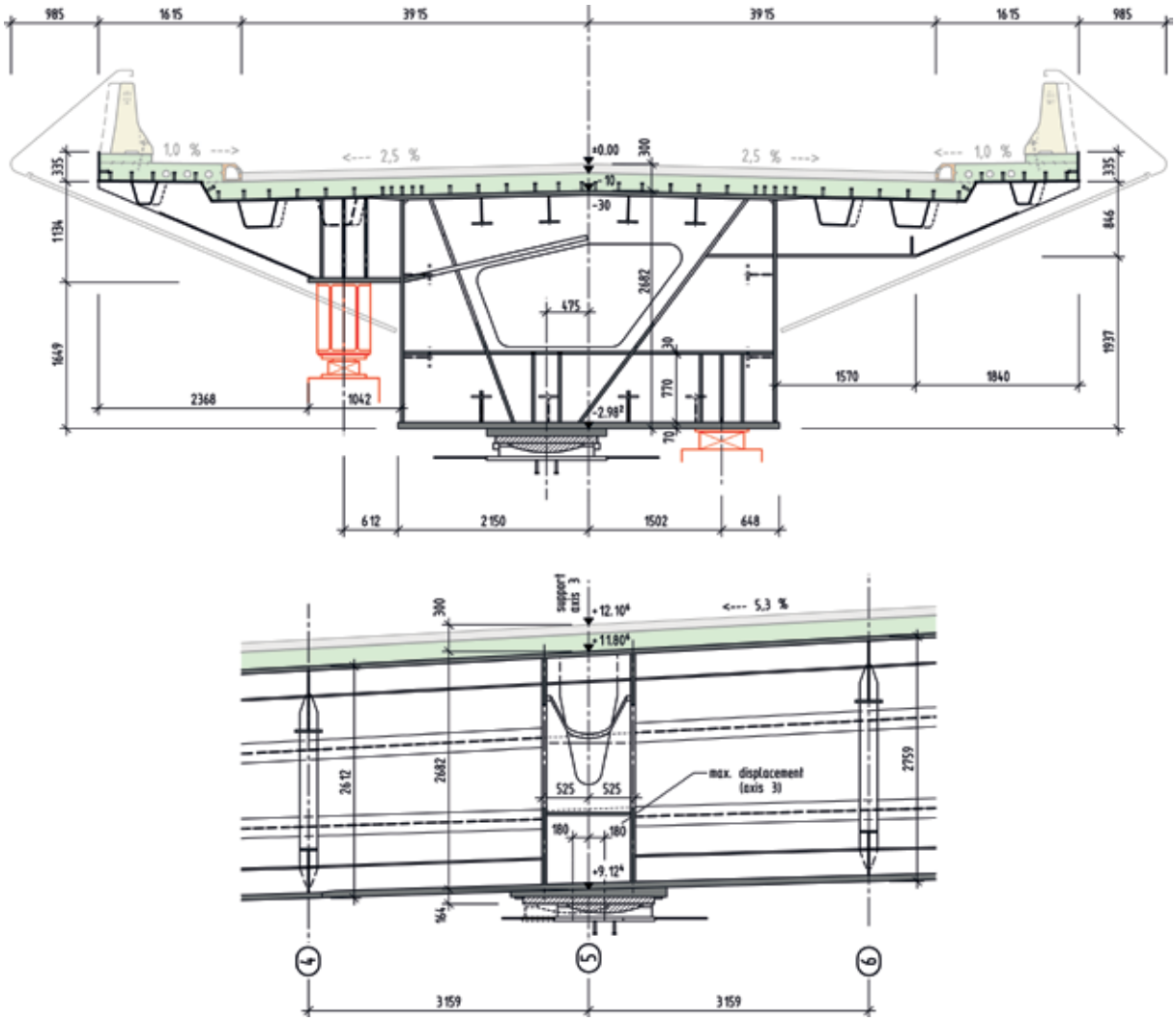


Bild 9 Querschnitt und Längsschnitt am Auflager in Achse 3 (rot: Pressen im Bauzustand und beim Lagerwechsel)
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

bereits abgetragen. Die an den Widerlagern in den Achsen 1 und 6 noch vorhandenen Torsionskräfte werden über die große Lagerspreizung der dort an beiden Enden der Querträger angeordneten Lager aufgenommen, ohne dass abhebende Lagerkräfte auftreten.

Die Lager auf den Stützen greifen am Überbau außermittig an. Die Ausmitte beträgt an den Achsen 2 und 3 500 mm und an den Achsen 4 und 5 jeweils 475 mm. Die Ausmitte korrespondiert am Stahlüberbau mit der Neigung der Stützen und wurde aus gestalterischen Gründen so gewählt, dass die Außenkante der Stützen bündig mit der Außenkante des Hohlkastens abschließt.

Die Längsfesthaltung für den gesamten Überbau erfolgt am Widerlager 6 durch ein mittig in der Brückenachse angeordnetes Lager. Auf diesen Festpunkt sind die Bewegungsrichtungen aller anderen Lager in den Achsen 1 bis 6 radial ausgerichtet. Die Querfesthaltungen dieser Lager wirken jeweils rechtwinklig dazu. Durch diese Lageranordnung werden horizontale Zwängungen aus globaler Temperaturänderung verhindert.

Im Bauzustand nach dem Einfahren des Stahlüberbaus, aber vor der Herstellung der Verbindung mit den Spannbetonquerschnitten und vor dem Verguss der Lager wird der Stahlüberbau an den Achsen 3 und 4 an jeweils zwei Punkten auf einem um die Stützen herum gebauten Traggerüst aufgelagert. Diese Auflagerpunkte am Überbau können im Endzustand als Pressenansatzpunkte für einen eventuellen Lagerwechsel verwendet werden.

7 Ausbildung der Auflagerpunkte

Über den Stützen der Achsen 3 und 4 ist jeweils ein Auflagerquerträger zur Übertragung der

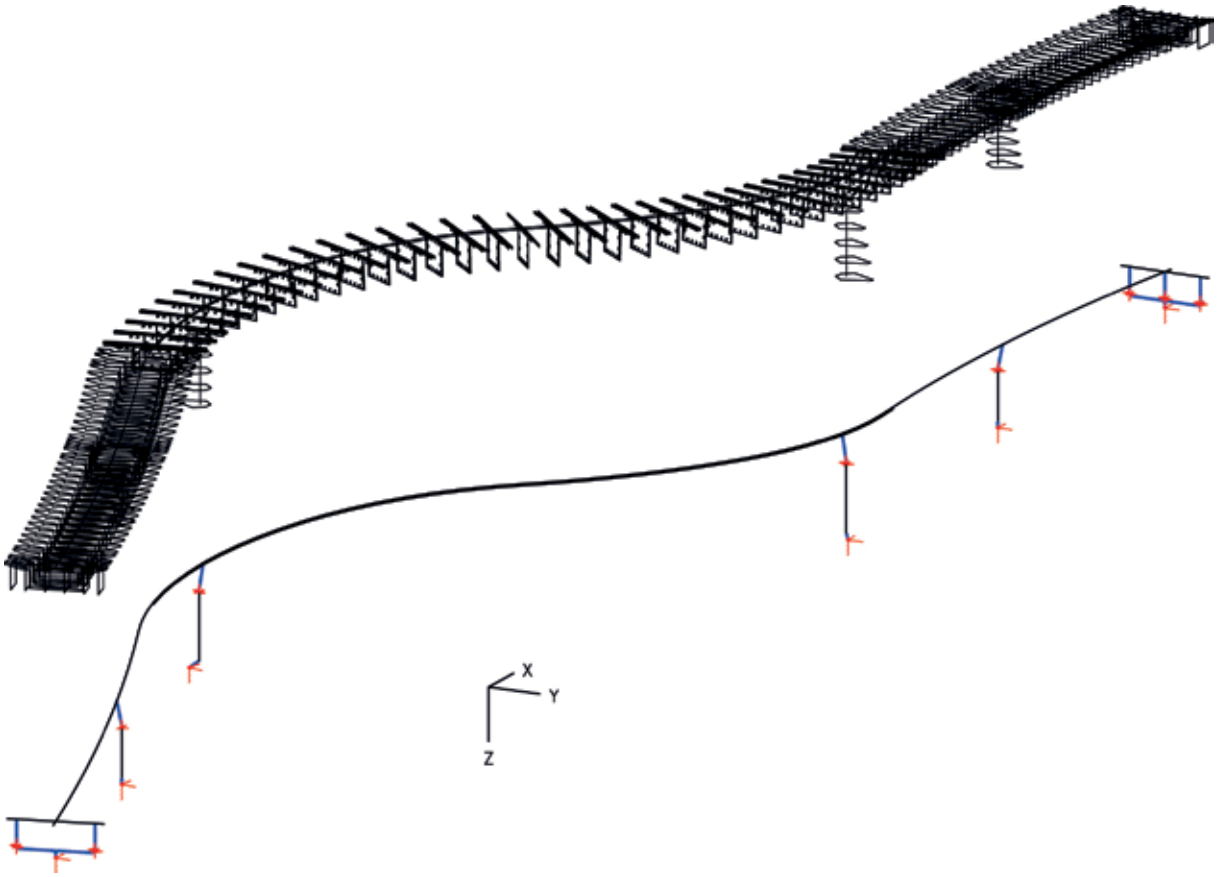


Bild 10 Stabwerkmodell, hier Endzustand für Auflagerkräfte und Spannbetonnachweise (rot: Lager und Federn, blau: starre Kopplungen), unten Stäbe, oben zugehörige Querschnitte
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Lasten aus dem Kalottenlager in den Hohlkasten angeordnet. Der Querträger besteht aus zwei Querschotten (Blechdicke 50 mm) mit einem Achsabstand von 1,00 m und dazwischenliegenden Steifen (Bild 9). Die beiden Schotte und die im Querschnitt schrägen Steifen haben Aussparungen, um die Herstellung zu vereinfachen. Bei der Konstruktion des Querträgers waren die Verschiebungswege der Lager an der Kastenunterseite zu beachten.

Wegen der außermittigen Stützenanordnung liegen die Auflagerpunkte für die Abstützung im Bauzustand und die Pressenansatzpunkte für den Lagerwechsel nur auf der Bogeninnenseite unter dem Kastenquerschnitt. An der Bogenaußenseite musste dazu eine Konsole außen am Kasten angeordnet werden. Diese liegt innerhalb der Holzverkleidung und ist im Endzustand nicht sichtbar.

8 Rechenmodelle Endzustand – globale Nachweise

Zur Ermittlung der Auflagerkräfte und für die Nachweise der Spannbetonkonstruktion im Endzustand wurde ein Stabwerkmodell verwendet. Dieses bestand für den Überbau nur aus einem im Schwerpunkt des Brückenquerschnittes liegenden Stab mit entsprechenden Anschlüssen für die Lager (Bild 10). Die Unterbauten wurden ebenfalls bis zu den Pfahlkopfplatten als Stäbe modelliert, die Gründungen jedoch nur über ihre Federsteifigkeiten berücksichtigt.

In einer Vorberechnung mit vereinfachten Modellen wurde festgestellt, dass das häufig für die Berechnung von Brücken mit Hohlkastenquerschnitten verwendete Dreistabmodell, bei dem vereinfacht beschrieben die Biegesteifigkeit den beiden äußeren Stäben und die Torsionssteifigkeit dem Zentralstab zugeordnet wird, hier wegen der starken Krümmungen fehlerhafte Ergebnisse liefert. Dies betraf besonders die Torsionsbeanspruchungen. Ein vollständiges Modell aus Flächenelementen war dagegen zu aufwendig und für die Spannbetonnachweise unpraktikabel.

Für die globalen Nachweise am Stahlüberbau im Endzustand wurde daher ein kombiniertes Modell aus Stabwerks- und Flächenelementen

verwendet. Dieses war im Bereich der Betonkonstruktion und der Unterbauten identisch mit dem oben beschriebenen durchgehenden Stabmodell. Im Bereich des Stahlüberbaus wurden die in Längsrichtung verlaufenden Bleche des Kastens und der Fahrbahn mit Flächenelementen modelliert (FE-Modell), die aussteifenden Querrahmen und die Längssteifen zur Verringerung des Rechenaufwandes mittels exzentrisch angeschlossener Stäbe. An den Anschlussstellen zum Beton und über den Lagern wurden Querschotte mit den Steifigkeiten der Verankerungs- und Auflagerquerträger vorgesehen. Die Betonfahrbahn wurde als zusätzliche starr gekoppelte Fläche oberhalb des Fahrbahnblechs angeordnet.

An diesem Modell wurden die globalen Nachweise im Grenzzustand der Trag- und der Gebrauchstauglichkeit nach Eurocode NEN-EN 1992-2+C1/NB [5] und NEN-EN 1993-2+C1/NB [6] einschließlich niederländischem Anhang und nach den ergänzenden Vorschriften der niederländischen Eisenbahn OVS00030 [7] geführt. Die Lastansätze erfolgten ebenfalls nach diesen Vorschriften, wobei die Verkehrslasten zur Vereinfachung als Streckenlasten über den Hauptträgerstegen angeordnet wurden.

Alle Berechnungen erfolgten an den globalen Modellen mit dem Programmsystem „Sofistik“ und an den lokalen Modellen mit den Programmsystemen „InfoCAD“ und „Sofistik“.

9 Rechenmodell Endzustand – lokale Nachweise

Für drei Bereiche des Überbaus wurden die Nachweise im Endzustand an lokalen FE-Modellen geführt. Diese drei Bereiche waren das

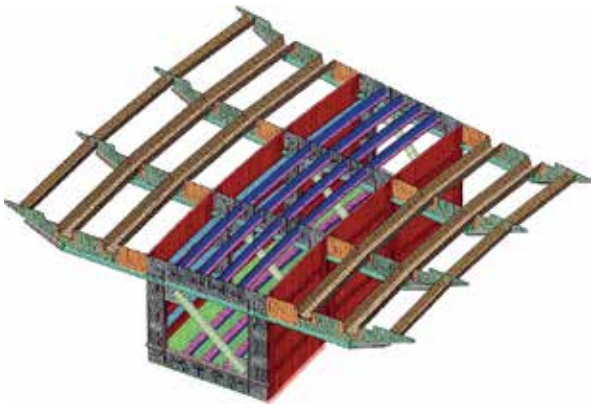


Bild 11 Lokales Modell für die Fahrbahn und den Hauptträger mit Queraussteifungen in Feldmitte (ohne Fahrbahnblech)
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Fahrbahndeck zusammen mit den Querausteifungen, der Auflagerquerträger und der Verankerungsquerträger am Beton.

Das lokale Modell für das Fahrbahndeck und die Querausteifungen bildet alle Stahlbauteile eines drei Querträgerabstände (9,477 m) langen Überbauabschnittes ab (Bild 11). Betrachtet werden wegen der veränderlichen Geometrie zwei Stellen, einmal die Feldmitte mit der breitesten Fahrbahn und dem höchsten Querschnitt und einmal der Bereich vor dem Verankerungsquerträger mit der schmalsten Fahrbahn und dem niedrigsten Querschnitt.

Als Lasten wurden die lokal einwirkenden Lasten und zur Berücksichtigung der Kräfte aus dem nicht modellierten Teil des Haupttragwerks die an den Schnittkanten des Modells angreifenden globalen Kräfte als Streckenlasten entlang der Bleche angesetzt. Dabei wurden nur die vorab ermittelten ungünstigsten Laststellungen der Verkehrslasten berücksichtigt.

Zusätzlich zu den bereits oben beim globalen Modell aufgeführten Nachweisen wurden am lokalen Modell der Fahrbahn und der Querausteifungen zusätzlich alle Ermüdungsnachweise infolge der vorgegebenen Beanspruchung aus dem Busverkehr sowie die Stabilitätsnachweise für die Fahrbahn und die Aussteifungen geführt. Dabei wurde entsprechend Aufgabenstellung von 60 Mio. Überfahrten der tatsächlich in Zwolle vorhandenen Busse während der Nutzungsdauer der Brücke ausgegangen.

Das lokale Modell für den Auflagerquerträger bildet alle Stahlbauteile des zwei Querträgerabstände (7,32 m) langen Überbauabschnittes über den Lagern in den Achsen 3 und 4 ab. Mit diesem Modell wurden alle lokalen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für den Querträger geführt, wobei zusätzlich zu den Randlasten aus dem globalen System die lokalen Verkehrslasten und die Auflagerkräfte im Bau- und im Endzustand betrachtet wurden.

Das lokale Modell für den Verankerungsquerträger an der Verbindung zum Beton bildet alle Stahlbauteile des 5,50 m langen Überbauabschnittes am Ende der Stahlkonstruktion ab. Mit diesem Modell wurden alle lokalen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für die Verbindungskonstruktion zum Beton geführt. Als Belastung wirken die Verankerungskräfte der Spannglieder, die Betondruckkräfte aus dem jeweiligen

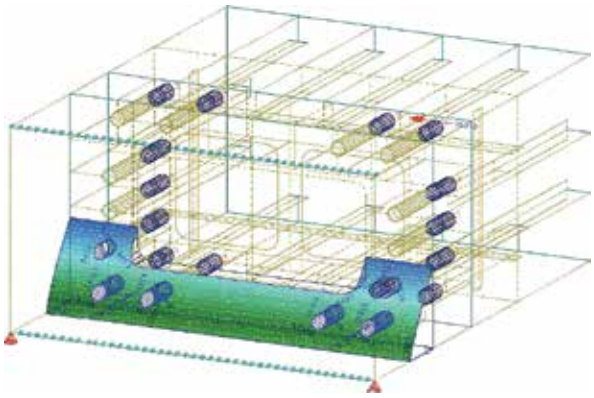


Bild 12 Betondruckkräfte auf den Verankerungsquerträger aus Längskraft und Moment
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Lastfall und die an den Modellenden angreifenden Gesamtschnittgrößen. Die Geometrie und der Spannungsverlauf in der Betondruckzone (Bild 12) wurden für den Lastansatz jeweils in einer separaten Berechnung ermittelt.

10 Rechenmodelle für das Einfahren

Die Stahlkonstruktion wurde ca. 200 m vom Einbauort entfernt auf Geländeniveau aus vorgefertigten Segmenten zusammengebaut. Anschließend wurde sie um 8,40 m angehoben (Bild 13, Phase 0), da das Einfahren oberhalb der Oberleitungsanlagen erfolgte. Das Vorfahren (Phase 1, Bild 14) und das Überbrücken der Bahnanlagen (Bild 13, Phase 2, und Bild 14) wurde durch Ausbildung eines 55 m langen Kragarmes ermöglicht. Der Transport in die Endlage erfolgte dann als Träger auf zwei Stützen (Bild 13, Phase 2, und Bild 15). Für die Bauzustände beim Einfahren des Stahlüberbaus wurden die globalen Nachweise an dem oben bereits erläuterten FE-Modell für den Überbau geführt. Dieses musste dabei aber durch die Modellierung der Traggerüste auf den Transportfahrzeugen, der Transportfahrzeuge mit ihren einzelnen Achsen, des Zusatzballastes und der Baugrundnachgiebigkeit ergänzt werden. Dies erfolgte getrennt für die unterschiedlichen Hilfskonstruktionen in den Verschubphasen 0, 1 und 2. Dabei war zu berücksichtigen, dass in jeder Phase andere Gruppen von Rädern bezüglich der Aufnahme von Vertikallasten hydraulisch verbunden waren. Mit dieser Gruppenbildung wurde jeweils die Stabilität der Gesamtanordnung gesichert, ohne dass zu große Zwängungen auftraten.

Neben den Lasten aus der ca. 1.000 t schweren Stahlkonstruktion und aus 420 t Zusatzballast (Gegengewicht für Kragarm) und geringen Verkehrslasten aus der Montage waren bei den Nachweisen für das Einfahren auch folgende Sonderlasten zu beachten, welche vorab mit der ausführenden Firma Sarens definiert und vom Auftraggeber genehmigt worden waren:

- ❑ Trägheitskräfte aus Bremsen (Nothalt),
- ❑ Kräfte infolge Fahrfehlern (längs und quer),
- ❑ Ungenauigkeiten bei der Ballastierung und der Verteilung des Eigengewichtes,
- ❑ Windlasten beim Fahren und höhere Windlasten beim Standby,
- ❑ Schiefstellungen,
- ❑ Setzungen und Hebungen aus dem Baugrund.

Bei den ungünstigsten Überlagerungen aller möglichen Einwirkungen während des Einfahrens konnten die Nachweise nur erbracht werden, indem abhebende Lager an der Überbauauflagerung und an den Rädern der Fahrzeuge zugelassen wurden. Eine nichtlineare Berechnung unter Einbeziehung abhebender Lager und Räder war wegen der Komplexität des Systems nicht möglich. Für einzelne Lastfälle und Lager wurde aber mit vereinfachten Ansätzen geprüft, dass das Abheben der betroffenen Lager nicht zum Stabilitätsversagen des Gesamtsys-

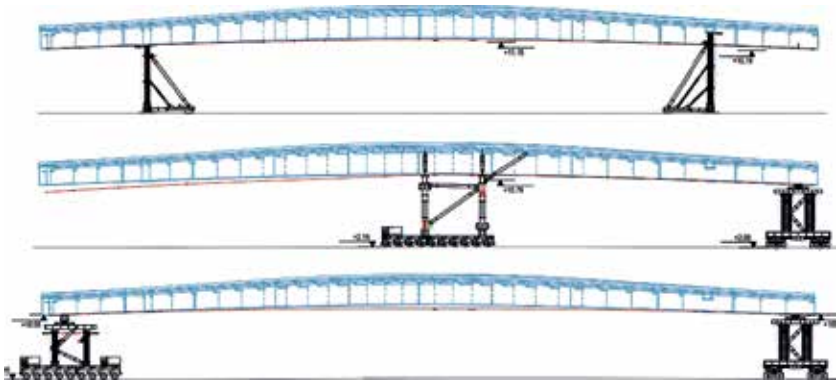


Bild 13 Einfahrphasen, von oben nach unten: 0 (Anheben), 2 (Vorschub über Bahn) und 3 (Positionierung auf den Stützen)
Grafik: Victor Buyck Steel Construction



Bild 14 Einfahren in Phase 1 (Verfahren des Überbaus vom Montageort zur Einbaustelle)
Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

tems führt. Das Abheben von Lagern wurde während des Einfahrens gesondert beobachtet.

Beim Nachweis in Einschubphase 1 (Bild 14) war besonders zu beachten, dass sich durch den Kragarm die Richtung des globalen Torsionsmomentes ändert. Die aussteifenden Diagonalen im Kasten werden damit nicht mehr auf Zug, sondern auf Druck beansprucht.

An den Auflagerpunkten des Überbaus in den einzelnen Einfahrzuständen waren zur Aufnahme der großen Punktlasten lokale Verstärkun-



Bild 15 Einfahren beim Übergang von Phase 1 zu Phase 2 (die Mittelstütze wird ausgefahren)
Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

gen gegenüber den Abmessungen für den Endzustand erforderlich.

11 Zusammenfassung

Die Querung der Gleisanlagen mit einem im Grundriss außergewöhnlich stark S-förmig gekrümmten Überbau, dessen Krümmung stützenfrei im größten Brückenfeld liegt, ermöglicht ein schlank und elegant wirkendes Bauwerk. Die mit dieser Geometrie verbundenen technischen Anforderungen an die Planung und die Bauausführung wurden hier kurz vorgestellt. Die Grundlage für die erfolgreiche Umsetzung der Gestaltungsidee war die gute und enge Zusammenarbeit zwischen den Planungsbüros, den Bauunternehmen und dem Auftraggeber.

Literatur

[1] Setzpfandt, G.; Wolvekamp, T.; Kresken, M.: Die Busbrücke in Zwolle. Brückenbau 11 (2019) 4, S. 6–17

[2] van den Berg, C. D. E.: Busbrug Stationsplein Zwolle – (1): Ontwerpoverweging. Bowen met Staal 269 (2019) 6, S. 18–19

[3] Setzpfandt, G.; Wolvekamp, T. S.: Busbrug Stationsplein Zwolle – (2): Constructief Ontwerp. Bowen met Staal 269 (2019) 6, S. 20–25

[4] Wolvekamp, T.; Bos, K.: Lenig het spoor over. Cement (2019) 3 – online: https://www.cementonline.nl/lenig-het-spoor-over

[5] NEN-EN 1992-2+C1/NB:2009: Betonnen bruggen.

[6] NEN-EN 1993-2+C1/NB:2009: Stalen bruggen.

[7] OVS00030:2016: Ontwerpvoorschrift voor Kunstwerken.

WÜRTH

DAS ZUGELASSENE SYSTEM FÜR DIE NACHTRÄGLICHE BAUWERKSVERSTÄRKUNG

Das Highspeed Reinforcement System RELAST von Würth ist das effizienteste Verfahren zur nachträglichen Erhöhung des Querkraft-, Biege- und Durchstanzwiderstandes. Entwickelt zur Verstärkung von Brücken, Tunneln, Unterführungen, Parkhäusern und Gebäuden.





- Innovatives Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung
- Schnelle und einfache Installation unter Aufrechterhaltung des Verkehrs
- Deutliche Traglaststeigerungen der Querkraft- (bis zu 100 %) und der Durchstanztragfähigkeit (bis zu 50 %) bei geringer Anzahl von Verstärkungselementen
- Deutliche Erweiterung der Nutzungsdauer des Bauwerks
- Verwendung für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke
- Sofortige Belastbarkeit

RELAST

www.wuerth.de/relast
relast@wuerth.com

DEWESoft®

DEZENTRALE MESSDATENERFASSUNG
ROBUST, FLEXIBEL UND ABSOLUT SYNCHRON



MESSDATENERFASSUNG UND AUSWERTUNG

KÜRZERE SENSORLEITUNGEN - HÖHERE SIGNALQUALITÄT

VERTEILTE MESSTECHNIK FÜR:
DMS, KRAFT, WEG, BESCHLEUNIGUNG, TEMPERATUR,
BUSDATEN, STROM, SPANNUNG

STAND ALONE AUSWERTUNG & DATENFERNABFRAGE

KONTINUIERLICHE ZUSTANDSÜBERWACHUNG
VON STRASSEN, GEBÄUDEN UND BRÜCKEN

www.dewesoft.com

Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren

Dipl.-Ing. Ulrich Dähne
DEWESoft Deutschland GmbH, Unterensingen

1 Einleitung

Am 14. August 2018 stürzte die Morandi-Brücke in Genua während eines Wolkenbruchs plötzlich ein. Dabei stürzten Fahrzeuge und Trümmer ca. 50 m tief in den überspannten Fluss, und es starben 43 Menschen [1]. Die Morandi-Brücke war seit 1967 in Betrieb, und ihr Einsturz hat die Sorge um den Zustand von Brücken und anderen Infrastrukturen in Europa, den USA und anderswo wieder aufleben lassen.

In den USA beispielsweise gibt es fast 600.000 Brücken, die größtenteils nach 1945 gebaut wurden [2]. Das Ende der erwarteten Lebensdauer von rund 70 Jahren ist bei vielen Brücken bald erreicht. Tatsache ist, dass die *American Road and Transportation Builders Association* rund 56.000 Brücken mit täglich insgesamt über 185 Millionen Überquerungen als „strukturell mangelhaft" einstuft.

2 Betriebsmodalanalyse (OMA) – ein wichtiges Analyseinstrument für die strukturelle Zustandsüberwachung

Statiker verlassen sich bei der Überwachung des Zustands von Brücken auf Tools wie die strukturelle Zustandsüberwachung (*Structural Health Monitoring,* SHM). SHM ist eine Methode für die Analyse des Zustands von Brücken, Gebäuden und anderen Strukturen und die Implementierung eines Programms zur rechtzeitigen Erkennung von Änderungen und soll dazu dienen, mögliche Katastrophen zu vermeiden.

Am Anfang des Prozesses steht eine Charakterisierung der dynamischen Reaktion der Brücke zur Erstellung eines Referenzdatensatzes, der als Grundlage für die anschließende vergleichende Analyse dient. Bei der Charakterisierung werden Methoden der Strukturdynamik verwendet, um die wichtigsten modalen Parameter wie die Eigenfrequenzen, die Schwingungsformen und die Dämpfungsverhältnisse zu erfassen.

Das Sammeln realer Daten ist für die Kalibrierung des theoretischen Modal-Simulationsmodells unerlässlich; das Modell kann aus den primären Entwurfsgleichungen oder nachträglich per 3D-Analyse eines Finite-Elemente-Modells entwickelt worden sein.

Ein elektromechanischer Shaker kann verwendet werden, um kleine Strukturen mit erzwungenen Schwingungen anzuregen und die Daten direkt zu messen. Diese als Experimentelle Modalanalyse (EMA) bekannte Methode, s. z. B. [3] oder [4], ist bei großen Strukturen wie Brücken jedoch nicht wirklich praktikabel. Stattdessen werden, sobald die Brücke in Betrieb ist, mittels einer Betriebsmodalanalyse (OMA) Daten der vom Verkehr verursachten Schwingungen gesammelt und zur Kalibrierung des theoretischen Modells verwendet.

Die Bewertung des Schwingungsverhaltens von Brücken ist eine relativ neue Praxis, und in den meisten Fällen stehen keine experimentellen Daten zur Verfügung. Theoretische Konstruktionsmodelle gibt es nur von sehr wenigen älteren Brücken, und Schwingungsdaten aus dynamischen Tests sind noch seltener verfügbar. Daher muss in solchen Fällen eine statistische Analyse der OMA-Daten verwendet werden, um die modalen Eigenschaften der Brücke zu bestimmen. Nach der anfänglichen Erhebung werden alle paar Jahre Folgeuntersuchungen durchgeführt, um die Stabilität der Modalparameter zu überprüfen und eventuell frühe Hinweise auf die Notwendigkeit einer eingehenderen Analyse zu erhalten.

3 Zeitliche Beschränkung der Überwachung aufgrund teurer Ausrüstung

Derzeit ist eine Betriebsmodalanalyse ein manueller Vorgang, der je nach Komplexität der Brücke und Anzahl der benötigten Aufnehmer durchaus mehrere Tage dauern kann. Die Ausrüstung ist hochwertig und teuer und umfasst rauscharme, hochdynamische Datenerfassungssysteme und robuste, extrem hochemp-



Bild 1 Tägliche Erfassung mit seismischen IEPE-Sensoren mit ständiger Anwesenheit des Bedieners
Fotos: DEWESoft/MonoDAQ

findliche seismische Beschleunigungssensoren – piezoelektrische Sensoren mit eingebauter Impedanzwandler-Elektronik (IEPE) oder kraftkompensierte Beschleunigungssensoren (FBA), Bild 1.

Nach der anfänglichen Analyse sind regelmäßige Folgeuntersuchungen erforderlich, um den Brückenzustand zu überprüfen. Dabei kommt das gleiche Verfahren zur Anwendung wie bei der ursprünglichen OMA, was erhebliche wiederkehrende Kosten bedeutet.

4 Kontinuierliche dauerhafte Überwachung mit kostengünstigen verteilten MEMS-Beschleunigungssensoren

Kostengünstige Netzwerktechnologie kann eine bessere Lösung bieten. Nach der anfänglichen Analyse kann ein fest installiertes, automatisiertes System weiterhin eine dynamische Überwachung der wichtigsten kinematischen Parameter gewährleisten, ohne dass ein Bediener vor Ort erforderlich ist; die Daten können zur detaillierten Modalanalyse in die Cloud übertragen werden.

MonoDAQ (eine Tochterfirma der DEWESoft-Gruppe) hat für diesen Zweck in Zusammenarbeit mit dem italienischen Ingenieurbüro ESSEBI [5] das MonoDAQ-E-gMeter entwickelt. Dieses Modul umfasst einen dreiachsigen MEMS-Beschleunigungssensor, Signalaufbereitungsschaltungen, Analog-Digital-Wandler (ADC) und eine industrielle EtherCAT-Schnittstelle. In Verbindung mit dem Datenerfassungssoftware-Framework von DEWESoft ermöglicht das System eine kontinuierliche Überwachung im großen Maßstab. Dank der umfassenden Erfahrung von ESSEBI genügt der Beschleunigungssensor in Bezug auf die spektrale Rauschdichte höchsten Ansprüchen (Obergrenze von 25 µg/vHz).



Bild 2 Dreiachsiges MEMS-Beschleunigungssensormodul MonoDAQ-E-gMeter mit A/D-Wandler (direkt an PC anschließbar)
Foto & Zeichnung: DEWESoft/MonoDAQ

Das MonoDAQ-E-gMeter kann Beschleunigungen zwischen ±2 g und ±8 g messen und hat eine typische –3-dB-Bandbreite von 1.000 Hz. Mehrere MonoDAQ-E-gMeter-Module können mit geschirmten (SFTP-) Kabeln mit Knoten-zu-Knoten-Abständen von bis zu 50 Metern durchgeschliffen werden. Das EtherCAT-Netzwerk wird mit einem PC verbunden, der die Daten erfasst. Dieser PC kann

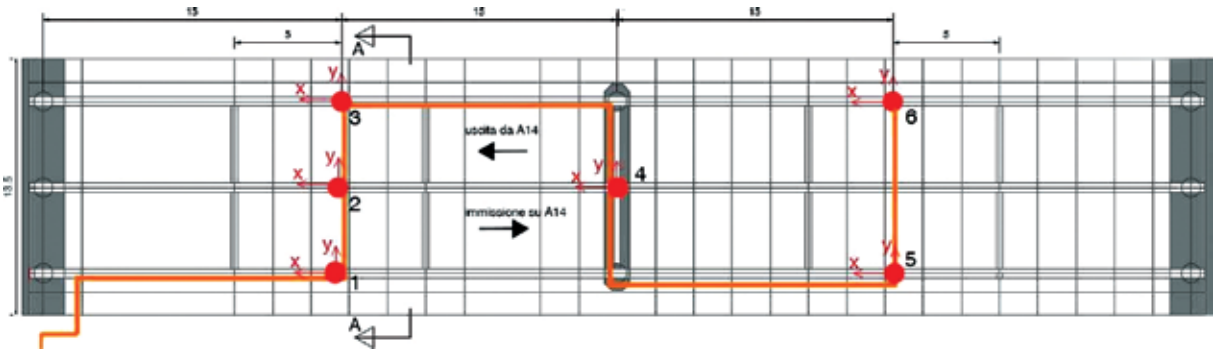


Bild 3 Verteilung der Messpunkte Skizze: DEWESoft/MonoDAQ

dann die Datenanalyse durchführen oder die Informationen an eine Cloud-Infrastruktur übermitteln.

5 Vergleich der anfänglichen OMA mit der permanent überwachenden OMA

Zu Beginn des Prozesses wurde zunächst eine Referenz-OMA an der Brücke mit der oben beschriebenen Technik durchgeführt. Für diese OMA wurden sechzehn Sensoren an Messpunkten auf der Fahrbahnplattform, entlang der seitlichen Träger und in der Nähe der Spurbegrenzungslinien platziert. Die Messsignalkette bestand aus hochempfindlichen, leistungsfähigen IEPE-Beschleunigungssensoren mit rauscharmen Datenerfassungssystemen, 24-Bit-A/D-Wandlung und einem Dynamikbereich von über 150 dB.

Das Permanentüberwachungssystem, so wie in Bild 3 zu sehen, verfügt über sechs Messpunkte, die sich nur im Mittelabschnitt beider Fahrbahnen befinden. Konkret ist das erste Feld mit einem dreiachsigen Beschleunigungssensor für jeden der drei Hauptfahrbahnträger ausgestattet, während das andere Feld nur mit einem dreiachsigen Beschleunigungssensor an jedem der beiden Seitenträger ausgestattet ist.

Beim Permanentüberwachungssystem werden die Sensoren direkt auf den unteren Plattformen der Hauptfahrbahnträger und oben auf dem Mittelpfeiler installiert. Nach der Installation des Permanentsystems wurde eine OMA durchgeführt, indem eine Stunde lang Daten von allen Kanälen erfasst wurden.

Die Bilder 4 und 5 vergleichen die Kreuzleistungsspektren in z-Richtung (vertikal) der Referenz-OMA und der OMA auf Grundlage der einstündigen Datenerhebung mit dem Permanentüberwachungssystem. Das Permanentüberwachungssystem ist einfacher und viel kostengünstiger und seine Leistung entsprechend geringer. Dennoch weisen beide Abbildungen eine ausgezeichnete Korrelation bei Amplitude und Frequenz auf und lassen erkennen, wie wertvoll es ist, jederzeit und ohne Vor-Ort-Einsatz eine On-Demand-OMA durchführen zu können. Darüber hinaus bestätigen sie, dass die vom Permanentüberwachungssystem erfassten Daten zuverlässig sind.

Weiter verbessern lässt sich die Korrelation durch die Erfassung der On-Demand-OMA-Daten über einen längeren Zeitraum und die damit einhergehende progressive Verbesserung des Signal-Rausch-Verhältnisses. Es ist deutlich, dass das Permanentüberwachungssystem sehr nützlich ist, um mit längeren oder kürzeren Intervallen Datensätze zu extrahieren, um eine OMA durchzuführen, wann immer Bedarf besteht.

6 Algorithmus auf Basis der Verkehrsanregung

Neben den Vorteilen, die sich aus der kontinuierlichen Verfolgung einer vorgegebenen Frequenz (z. B. die erste Verbiegung auf vertikaler Ebene) ergeben, kann eine eingehendere Analyse der Daten kinematische Größen ergeben, die wertvolle Hinweise auf ein Schadenspotenzial liefern.

Die durch Fahrzeugverkehr induzierte Partikelschwinggeschwindigkeit ist eine solche Größe. Aufgrund der großen Variabilität in der Größe der induzierten Anregung definieren viele Normen wie ISO 4866 [6], DIN 4150 [7], UNI 9916 [8] und SN640312a [9] maximal zulässige Schwinggeschwindigkeiten, die unter bestimmten Bedingungen gelten.

Obwohl sich diese Vorschriften im Allgemeinen auf Gebäude und die Messung von auf horizon-

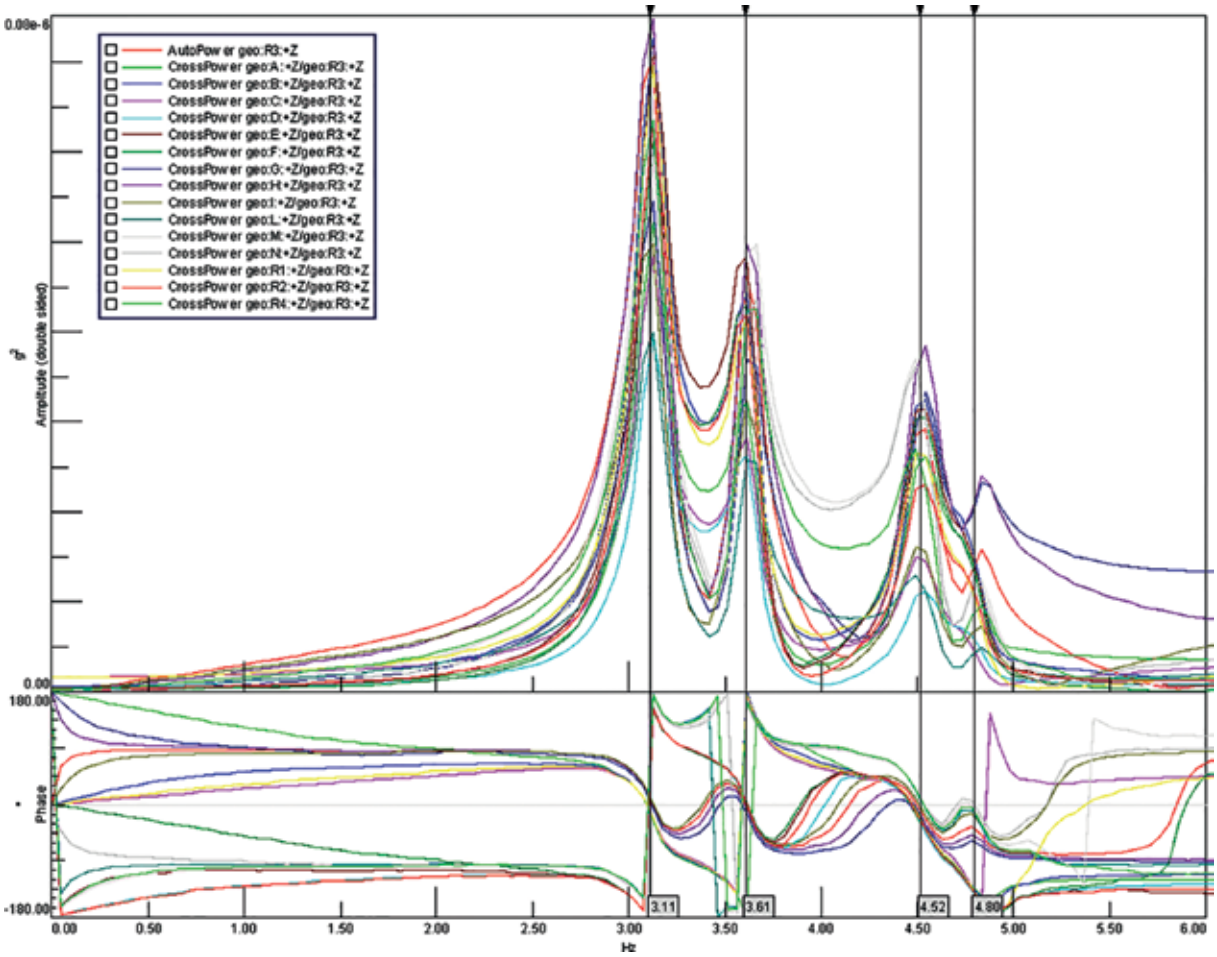


Bild 4 Kreuzleistungsspektren in z-Richtung der anfänglichen OMA mit seismischen IEPE-Beschleunigungssensoren Grafik: DEWESoft/MonoDAQ

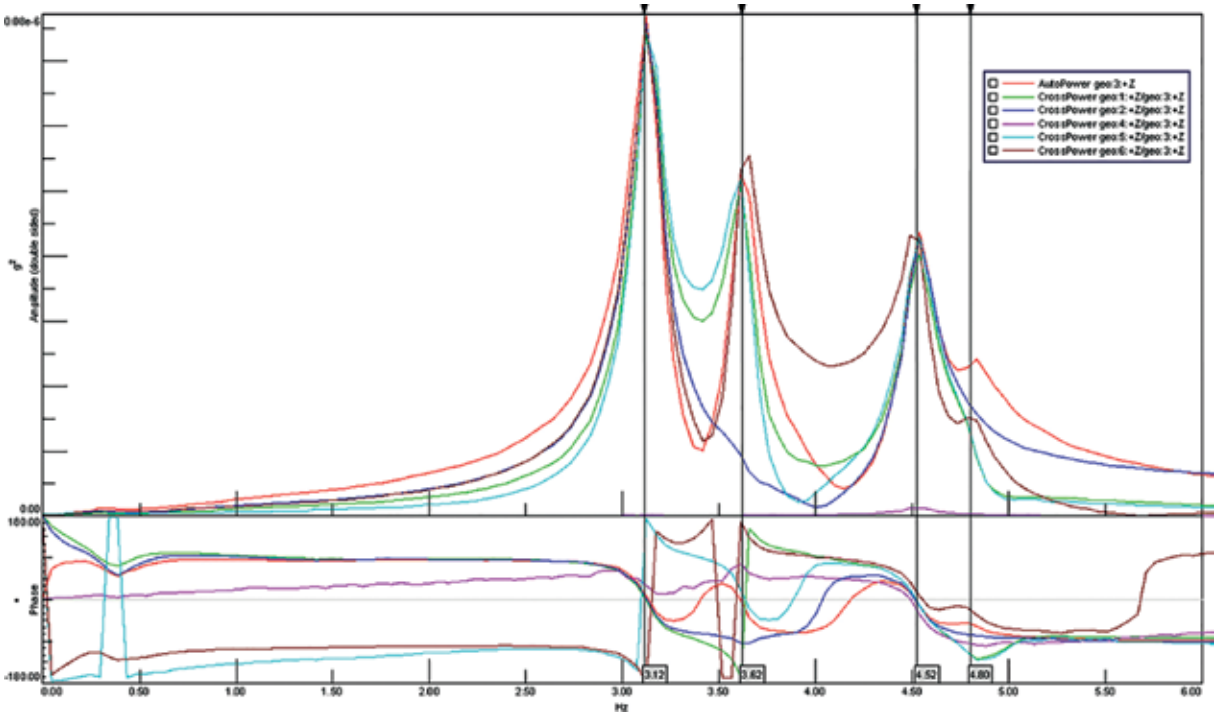


Bild 5 Kreuzleistungsspektren in z-Richtung der OMA auf Grundlage der mit dem Permanentüberwachungssystem (MonoDAQ-E-gMeter) erfassten Daten Grafik: DEWESoft/MonoDAQ

talen Ebenen induzierten Schwingungen beziehen, zeigt eine Brückenfahrbahn ein vergleichbares Ansprechverhalten. Brücken gehören, zumindest was die lokalen (italienischen) Bauvorschriften angeht, in diese Kategorie. Eine Brücke vibriert aufgrund der variablen und zufälligen Einwirkung der sie überquerenden Fahrzeuge dauernd, und die Größe der durch diese Vibrationen induzierten Schwinggeschwindigkeit ist ein hochsensitiver Indikator für das Verhalten der Brücke. ESSEBI hat dieses Prinzip zur Entwicklung eines Algorithmus genutzt, der unabhängig von der Ursache der Schwingung universelle und allgemeine Geschwindigkeitsschwellen generiert. Die DEWESoft-Softwareumgebung ermöglicht eine einfache Implementierung dieser Algorithmen und liefert Echtzeitergebnisse während des Messvorgangs.

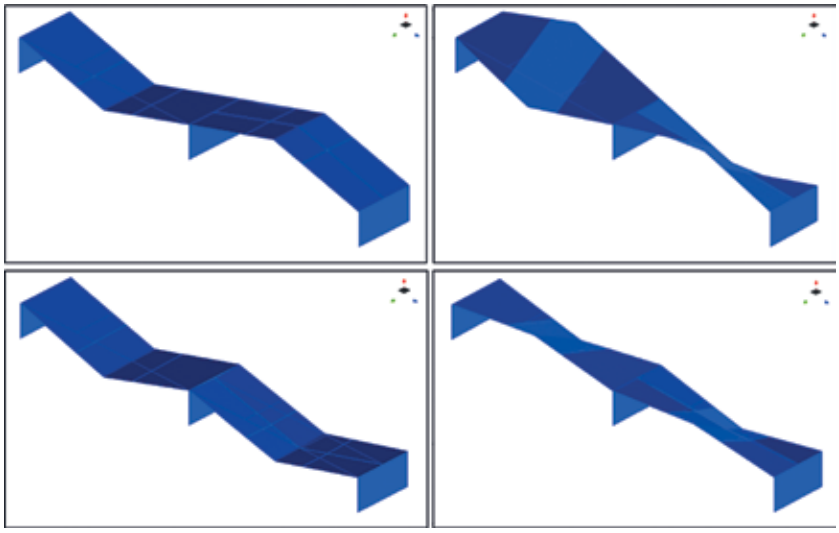


Bild 6 Die ersten vier bei permanenter Überwachung durch eine *On-Demand*-OMA ermittelten Modalformen
Grafik: DEWESoft/MonoDAQ

7 Fazit, weiterführende Informationen und Dank

Die breite Annahme der OMA-basierten Überwachung mit diesen Techniken wird das Risiko weiterer Brückenkatastrophen minimieren, und kostengünstige Hardware macht permanent installierte automatisierte Anlagen schon in naher Zukunft zu einer echten Alternative. Kontaktieren Sie MonoDAQ für weitere Informationen über die verwendeten Verfahren, Algorithmen und Komponenten. Detaillierte Spezifikationen und Informationen zur Systemintegration des MonoDAQ-E-gMeter finden Sie bei [10], [11]. Das System kann über die DEWESoft-Niederlassungen bezogen werden.

MonoDAQ dankt ESSEBI für die kompetente Beratung und Applikationsunterstützung bei der Entwicklung der MonoDAQ-E-gMeter-Lösung.

Literatur

[1] Daten zum Polcevera-Viadukt: https://de.wikipedia.org/wiki/Polcevera-Viadukt
[2] Daten zum Brückenbestand USA: https://www.webuildvalue.com/en/infrastructures/u-s-bridges-the-emergency-in-numbers.html
[3] Allgemeine Informationen zu EMA: https://www.mikrocontroller.net/attachment/285364/Informationen_zur_Experimentellen_Modalanalyse.pdf
[4] Kollmann, F. G.; Schösser, T. F.; Angert, R.: Meß- und Auswerteverfahren. Kap. 11 in: Praktische Maschinenakustik, VDI-Buch, Berlin, Heidelberg: Springer, 2006, S. 241–305 – https://doi.org/10.1007/3-540-30975-6_11
[5] Homepage ESSEBI: https://essebiweb.it/
[6] ISO 4866:2010-03: Mechanische Schwingungen und Stöße – Schwingungen von Bauwerken – Leitfaden für die Messung von Schwingungen und die Bewertung ihrer Auswirkungen auf Bauwerke.
[7] DIN 4150-1:2001-06: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen.
[8] UNI 9916:2014: Kriterien zur Messung von Vibrationen und deren Auswirkungen auf Bauwerke.
[9] SN 640312a:1992-04: Erschütterungen; Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke.
[10] Spezifikationen und Preise des MonoDAQ-E-gMeter-Systems für die Permanentüberwachung: https://www.monodaq.com/ethercat/triaxial-accelerometer-daq/
[11] DEWESoft Software und SIRIUS System zur Qualifizierung und regelmäßigen Modalanalyse: https://dewesoft.com/de/applikationen/strukturelle-dynamik/brueckenmonitoring

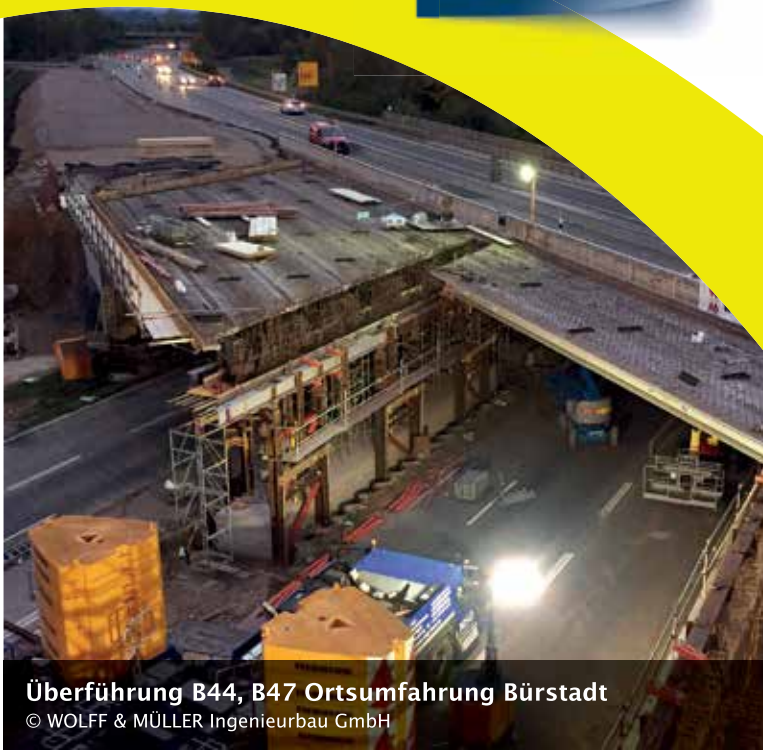
Alle Webquellen wurden am 2.1.2020 geprüft.

KOMPETENT GEPLANT, ERFOLGREICH GEBAUT

15 Jahre K+S



BAB A7, BW 660a Talbrücke Kürnach
© Hajo Dietz – Nürnberg Luftbild



Überführung B44, B47 Ortsumfahrung Bürstadt
© WOLFF & MÜLLER Ingenieurbau GmbH

WO AUCH IMMER SIE BAUEN – WIR PLANEN FÜR SIE

Erfolgreich bauen beginnt mit der Planung. K+S realisiert seit 15 Jahren deutschlandweit Projekte im Brückenbau auf Topniveau. Bauen auch Sie auf unsere Kompetenz und Erfahrung.



Großprojekt Neckartalübergang, BAB A6, PFA 6-BA6.1b Vorlandbrücke Neckartalquerung
© Imagocura zur Verfügung gestellt von HOCHTIEF

K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

Beratung und Planung:
Konstruktiver Ingenieurbau | Brückenbau | Tunnelbau | U-Bahnbau | Spezialtiefbau | Hoch- und Industriebau

D-90441 Nürnberg | Fon: +49 9 11-6 27 93-0 | office@KplusS-Ing.de | **www.ks-ingenieurconsult.de**

Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann
Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

1 Spartanisch und flexibel unterwegs – ein bewährtes Reisekonzept

Endlich wieder Exkursion! Nachdem die Brückenexkursion im Vorjahr aufgrund einer kurzfristig schwindenden Teilnehmerzahl abgesagt werden musste, fanden sich in diesem Jahr wieder 13 interessierte und abenteuerlustige Studierende, um die langjährige Tradition der Brückenexkursion, die von Mitarbeitern des Instituts für Massivbau organisiert wird, weiter fortschreiben zu können, siehe hierzu auch [1] bzw. [2]. Es handelt sich dabei um ein freiwilliges Lehrangebot an Studierende, die ihre im Rahmen der Vorlesung Brückenbau erlangten Kenntnisse weiter vertiefen möchten. Erst eine Übertragung der in der Vorlesung gelernten theoretischen Grundlagen in die Realität schafft in vielen Fällen ein Verständnis von Wirkungsweise und Lastabtrag von Brückenbauwerken. Daher sind auch kleinere Exkursionen im Dresdener Umland fester Bestandteil der Ausbildung innerhalb der Vorlesungsreihe Brückenbau an der TU Dresden. Obwohl sich die einwöchige Exkursion vornehmlich an Vertiefende des konstruktiven Ingenieurbaus richtete, nahmen auch Studierende aus der Vertiefung Wasserbau und des Hauptstudiums teil.

Im Gegensatz zu üblichen Exkursionen, bei denen die Route durch die Organisatoren vorgegeben wird, können bzw. sollen sich die Studierenden bei der Brückenexkursion aktiv an der Planung und Umsetzung beteiligen. Dies umfasst unter anderem die Festlegung der Route, die Recherche zu Bestandsbauwerken, die Mitgestaltung der Essensversorgung und die Suche nach geeigneten Campingplätzen. Zelten ist die standardmäßige Form der Unterkunft und bietet die Möglichkeit einer kos-

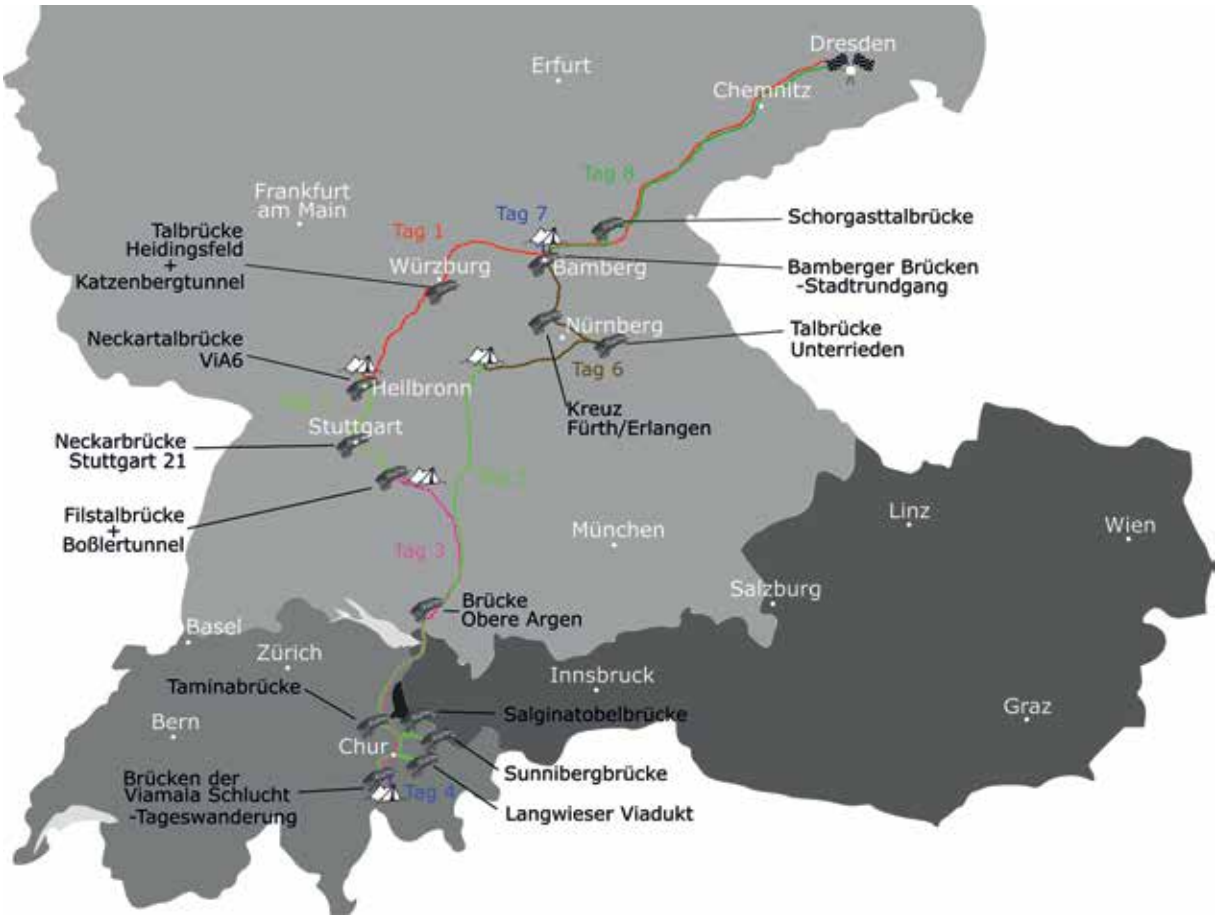


Bild 1 Überblick über die etwa 2.000 km umfassende Route Grafik: David Scherzer

tengünstigen, flexiblen, aber auch kommunikativen Reiseform. Um auch weiter entfernte Ziele ansteuern zu können, wird auf gemietete Kleinbusse zurückgegriffen, die in diesem Jahr durch ein privates Wohnmobil des Exkursionsleiters ergänzt wurden. Die gewählten Fahrzeuge eröffneten die Möglichkeit, auch schwierig zugängliche Brücken erreichen zu können. Vor allem in der Schweiz, in der die herausragenden Bauwerke häufig nur über kleine Passstraßen zugänglich sind, stellte sich dies als großer Vorteil heraus. Mit der Schweiz wurde ein Ziel aufgegriffen, welches schon im Jahre 2012 durch die damaligen Mitarbeiter Gregor Schacht und Robert Ritter angesteuert wurde, siehe [3]. Da jedoch bereits auf dem Weg in die Schweiz viele interessante Brückenbaustellen lagen, beschränkten wir uns in diesem Jahr auf den im Osten der Schweiz liegenden Kanton Graubünden.

2 Würzburg, Neckar, Filstal – innovative Brückenbauwerke auf dem Weg in die Schweiz

Nachdem bereits am Sonntag ein Großteil des Gepäcks an der August-Bebel-Straße, dem aktuellen Ausweichquartier der Fakultät Bauingenieurwesen aufgrund von mehrjährigen Baumaßnahmen im Beyer-Bau, vorbereitet wurde, konnte die Exkursion am Montagmorgen, dem 12.08.19, pünktlich starten.

Nach einer längeren Fahrt bildete die Talbrücke Heidingsfeld sowie der unmittelbar angrenzende Katzenbergtunnel im Zuge der Erneuerung bzw. des Ausbaus der BAB A 3 nahe Würzburg den Auftakt unserer Besichtigungen. Zunächst wurden die Studierenden durch Herrn Alexander Müller, Herrn Sven Müller sowie Herrn Alexander Gebhart (Ingenieurbüro Hofmann) im Namen der Autobahndirektion Nordbayern – Dienststelle Würzburg empfangen. Der zweiteilige Stahlverbundüberbau der Talbrücke Heidingsfeld ersetzt hier eine Stahlbrücke, die in diesem Zuge rückgebaut wurde, siehe u. a. [4]. Während eine Richtungsfahrbahn bereits wieder für den Verkehr freigegeben war, befand sich der zweite Überbau am Besichtigungstag im Vorschub. Nach einem einführenden Vortrag besichtigten wir das Hohlkasteninnere, die Widerlagerkonstruktion und die Verschubeinrichtung, wobei Letztere auf besonders großes Interesse bei den Studierenden stieß. Die anschließende Begehung des Katzenbergtunnels, der in offener Bauweise errichtet wurde und dessen Rohbau bis auf die Überschüttung bereits fertiggestellt war, ermöglichte die Beobachtung des Innenausbaus und der Abdichtungsarbeiten. Den Abschluss



Bild 2: Talbrücke Heidingsfeld – Verschubeinrichtung Foto: Oliver Steinbock



Bild 3: Katzenbergtunnel – Abdichtungsarbeiten an der Tunneldecke Foto: Oliver Steinbock

der Baustellenbegehung bildete die Besichtigung einer großen Stützmauer, die durch eine hohe Absenkung gegenüber der ursprünglichen Autobahngradiente notwendig geworden war, da die bestehenden Rastanlagen in diesem Bereich der BAB in ihrer Lage erhalten bleiben sollen.

Nach diesem interessanten Start führte uns der Weg weiter in Richtung Heilbronn, wo wir am späten Nachmittag unseren ersten Zeltplatz erreichten. Zuvor galt es jedoch, die Versorgung der Exkursionsteilnehmer durch einen Besuch im Supermarkt sicherzustellen. Nach anfänglichen Schwierigkeiten beim Zeltauf- bzw. -abbau am darauffolgenden Dienstagmorgen verschlug es uns zu einer weiteren Autobahnbaustelle, dem sechsstreifigen Ausbau der Strecke AS Wiesloch/Rauenberg–AK Winsberg im Zuge der BAB A 6. Im Anschluss an eine Präsentation zum Gesamtvorhaben und den Besonderheiten einer ÖPP-Maßnahme (öffentlich-private Partnerschaft) von Herrn Michael Endres (ViA6 West) konnten wir mehrere Brückenbaustellen des Bauvorhabens besichtigen. Zunächst stand das wohl beeindruckendste Bauwerk, der Ersatzneubau der Neckartalbrücke, auf dem Plan. Einer der beiden Überbauten befand sich bereits unter Verkehr, während die Abbrucharbeiten an der alten Neckartalbrücke noch im Gange waren. Dieser, in den 1960er Jahren errichtete Brückenzug besteht aus vier Einzelteilbauwerken mit teils innovativen Ansätzen. Exemplarisch hierfür ist die etwa 150 m überspannende Hauptöffnung (zur damaligen Zeit die zweitgrößte Spannweite für Spannbetonbalkenbrücken) im sogenannten Durchstichbereich (Nebenarm Neckar), bei der das Spannverfahren Baur-Leonhardt mit konzentriert geführten Spanngliedern und großen Ankerblöcken zur Anwendung kam [5]. Aber auch die anschließende Vorlandbrücke mit plattenbalkenartigem Querschnitt in Verbindung mit schmalen und hohen Stegen steht hier sinnbildlich für ältere Überbauten. An diesem Abschnitt wurden im Rahmen von Instandsetzungsarbeiten um die Jahrtausendwende CFK-Lamellen in den Koppelfugenbereichen angeordnet sowie bereits zuvor Stahlhohlprofile in den Querträgerbereichen nachträglich angebracht. Somit bot sich für die Studierenden auch die Möglichkeit, Schwachstellen und mögliche Sanierungslösungen von bestehenden Brücken kennenzulernen.

Aber auch der Neubau der Neckartalbrücke fasziniert. Der mit seitlich angeordneten Stahlsegeln ausgeführte Überbau wurde zunächst in Seitenlage hergestellt und wird nach dem Rückbau der Bestandsbrücke und der Ausführung der Pfeilerneubauten quer in seine Endlage verschoben, sodass der zweite Überbau in gleicher Lage hergestellt und längs



Bild 4: Rückbau der sogenannten Durchstichbrücke über den Neckar aus den 1960er Jahren
Foto: Oliver Steinbock

eingeschoben werden kann. Im Anschluss besichtigten wir unter Leitung von Herrn Claus Dieger (Hochtief Infrastructure) ein weiteres Überführungsbauwerk im Zuge der Gesamtmaßnahme. Dabei überquert die Bundesstraße die Autobahn A 6 mit einem konventionellen 2-stegigen Plattenbalken, hergestellt auf einem Lehrgerüst, womit auch ein Blick in die alltäglicheren Planungsarbeiten eines Bauingenieurs gewährleistet war.

Am Nachmittag führte uns unser Weg an ein weiteres beeindruckendes Bauwerk über den Neckar, die Neckarbrücke in Stuttgart im Zuge des Bauprojektes Stuttgart 21. Die mit seitlichen Stahlsegeln konzipierte Brücke mutet sehr modern an und greift dabei auf das Prinzip früherer Schrägkabelbrücken, die sogenannten Zügelgurtbrücken, zurück, siehe hierzu u. a. [6]. Empfangen wurden wir von Herrn Stefen Weber von der ausführenden Firma Max Bögl. Nach einer kurzen Einleitung zum Projekt Stuttgart 21 folgten genauere Ausführungen zum Bauverfahren und zu den Besonderheiten



Bild 5: Neubau der Neckartalbrücke – vorläufige Seitenlage des Überbaus Foto: Oliver Steinbock

der Eisenbahnbrücke mit anschließender Begehung des Bauwerks. Die Herausforderungen in der Umsetzung (u. a. Längsverschub des Tragwerks) eines solch innovativen Tragwerks bei beengten Verhältnissen im städtischen Umfeld weckte das Interesse der Studierenden im Besonderen.



Bild 6: Exkursionsteilnehmer auf der Eisenbahnbrücke über den Neckar in Stuttgart Foto: Stefan Weber

Im Anschluss standen zunächst einige Kilometer Fahrt an, ehe die Studierenden die Zelte auf dem nächsten Campingplatz nahe Hohenstadt aufschlugen. Die Fahrt auf einer der schönsten Autobahnrouten Deutschlands führte bereits am Exkursionsziel des nächsten Tages, der Filstalbrücke, vorbei, sodass bereits Vorfreude bei den Studierenden aufkam. Am nächsten Morgen empfingen uns Herr Reuschel und Herr Steigerwald, ebenfalls vom Bauunternehmen Max Bögl. Die semiintegrale Brücke schließt die Lücke zwischen Boßlertunnel und Steinbergtunnel der Neubaustrecke der Bahn zwischen Stuttgart und Ulm. Unser Besuchszeitraum hat sich als sehr günstig erwiesen. Die Brücke wird mit obenliegender Vorschubrüstung hergestellt, die uns von Herrn Steigerwald, genauso wie zahlreiche andere Details zu Entwurf, Ausführung und Konstruktion, erläutert wurde. An dieser Stelle bot sich auch ein Blick auf die Verlegearbeiten der Bewehrungslagen sowie die intern geführten Spannglieder.

Traditionell werden neben Brückenbauwerken auch weitere interessante Ingenieurbauwerke besichtigt. So bot es sich an, den direkt anschließenden Boßlertunnel ebenfalls in das Exkursionsprogramm aufzunehmen. Hier hatten wir einen Termin bei Frau Anja Herud von der ausführenden Firma Porr bei der ARGE Tunnel Albaufstieg. Der Vortrieb in diesem Tunnel erfolgte fast ausschließlich über eine Tunnelbohrmaschine, die, da sich der Tunnel zum Zeitpunkt der Besichtigung bereits im Ausbaustadium befand, nicht mehr auf der Baustelle vor Ort war, jedoch im Detail beschrieben wurde. Die Besichtigung des Tunnels zeigte die unterschiedlichen Ausbaustufen mit sichtbaren Tübbingen sowie bereits ausgebauter Sohle. Des Weiteren konnten die Erkundungsbohrungen zur Detektion möglicher Karste beobachtet werden, die aufgrund des anstehenden Weißjura-Kalksteins saniert werden mussten, um dem hohen Anspruch einer Hochgeschwindigkeitsstrecke gerecht zu werden.

3 Schweiz – Wiege der Brückenbaukunst

Nach den sehr interessanten Brückenbaustellen in Baden-Württemberg standen mit den





Bild 7: Oben liegende Vorschubrüstung (links) und Seitenansicht der Filstalbrücke (rechts)
Fotos: Oliver Steinbock



Bild 8: Karsterkundungen im Boßlertunnel Foto: Oliver Steinbock

Bestandsbrücken der Schweiz zahlreiche Ikonen des Ingenieurbaus auf dem Programm. Zuvor mussten jedoch einige Kilometer mit den Bussen und dem Wohnmobil zurückgelegt werden, um den Campingplatz bei Thusis in der Schweiz zu erreichen. Bereits auf dem Weg wollten wir das Landwasserviadukt der Rhätischen Bahn in Augenschein nehmen, was jedoch aus zeitlichen Gründen kurzfristig gestrichen werden musste, um bei einsetzender Dunkelheit und Regen überhaupt noch auf dem Campingplatz einchecken zu können. Das Kochteam sorgte mit Chilli Con Carne für die notwendige Stärkung, um am nächsten Tag die Wanderung durch die Viamalaschlucht antreten zu können.

Die Wanderung begann unmittelbar am in der Schlucht liegenden Campingplatz entlang der alten Handelsroute zwischen Thusis und Zillis und bot sich aufgrund des ohnehin anstehenden Feiertags am Donnerstag an. Die Trasse der Handelsroute schmiegt sich dabei an den bis zu 300 m hohen Felswänden der schmalen Schlucht entlang und wechselt hierbei häufig die Flussseite, dabei den Hinterrhein kreuzend. Einige alte, als Mauerwerksbögen ausgeführte Brücken sind hier erhalten geblieben (u. a. Wildener Brücke oder Rania-Brücke) und boten uns den Einstieg in die zahlreichen Brückentypen. Auch der Abstieg in der Schlucht zum Hinterrhein am Besucherzentrum hielt zwei filigrane Brücken bereit, siehe [7]. Auf der weiteren Route stießen wir mit einer Autobahnbrücke der A 13 auf ein frühes Werk des kürzlich verstorbenen Bauingenieurs Christian Menn [8], [9]. Der knapp 100 m überspannende und dennoch schlanke Bogen fügte sich hier gekonnt in die Umgebung ein. Aber auch vermeintliche Standardbrücken bzw. kleinere Brücken im untergeordneten Verkehrsnetz zeugen von einem besonderen Verhältnis der Schweizer gegenüber Ingenieurbauwerken.

Etwa zur Halbzeit der Wanderung (immerhin 8 km der Strecke mit Höhen und Tiefen) stand zunächst eine Stärkung nach erfolgreichem Aufstieg zur Burganlage Hohen Rätien an. Der zweite Teil der Tour hielt weitere Highlights bereit, die vornehmlich durch Jürg Conzett konstruiert worden waren. Erstes Ziel war der zweite Traversina-Steg, dessen Vorgängerbauwerk im Rahmen eines Erdrutsches zerstört wurde. Der als Hängebrücke ausgeführte Neubau erinnert, bedingt durch den großen Höhenunterschied der Zugänge, jedoch eher an eine Treppe als an eine übliche Fußgängerbrücke. Geschichte und Konstruktion dieses außergewöhnlichen Bauwerks wurden, wie bei den Bauwerken zuvor, seitens der Studierenden selbst zusammengestellt und am Bauwerk vorgetragen. Nachdem die ersten Anregungsversuche zum Schwin-



Bild 9: „Standardbrücken“ im Verkehrsnetz der Schweiz entlang der Viamalaschlucht Fotos: Oliver Steinbock

gungsverhalten am Traversina-Steg noch etwas „enttäuschend“ verliefen, konnte dies umso erfolgreicher an einer ebenfalls von Jürg Conzett entworfenen Spannbandbrücke über den Hinterrhein getestet werden. Hier bot sich auch eine Badegelegenheit im zugegebenermaßen sehr kalten Fluss. Der gleichzeitig einsetzende Regen trug nicht zur Erwärmung bei, jedoch lag



Bild 10: Fußgängerbrücken auf Wanderwegen entlang der Viamalaschlucht Fotos: Oliver Steinbock



Bild 11: Herausragende Brückenbauwerke der Schweiz; oben: Langwieser Viadukt (links) und Sunnibergbrücke, unten: Salginatobelbrücke Fotos: Oliver Steinbock

der Campingplatz mit einer aufwärmenden Dusche, den wir am Abend nach etwa 16 km wieder erreichten, bereits in unmittelbarer Nähe.

Nach diesem doch recht anstrengendem Fußmarsch standen am „Brückentag" Freitag weitere Bestandsbrücken, entworfen von bekannten Ingenieuren der Schweiz, auf dem Programm. Den Anfang machte hier das Langwieser Viadukt. Das in den Jahren 1913 und 1914 umgesetzte Brückenbauwerk wurde maßgeblich von Eduard Züblin und dessen späterem Schwiegersohn Hermann Schürch entworfen und gilt zu Recht als ein herausragendes Beispiel der Ingenieurbaukunst. Das semi-integrale Bauwerk im Zuge der Schmalspurbahn der Rhätischen Bahn zwischen Chur und Arosa besticht durch seine Schlankheit und die günstig gewählten Proportionen.

Ein Kontrastprogramm bot die anschließende Besichtigung der Sunnibergbrücke im Zuge der Bundesstraße in Richtung Davos. Die von Christian Menn entworfene Schrägkabelbrücke bzw. aufgrund ihrer sehr flach geneigten Schrägkabel auch als Extradosed Bridge bezeichnete Konstruktion wurde in den 1990er Jahren umgesetzt, wobei die Hauptspannweite bei einer Pfeilerhöhe von lediglich 14 m über der Fahrbahn bis zu 140 m beträgt [8].

Die nachfolgende Serpentine zum Weltmonu-



Bild 12: Taminabrücke (links) und Talbrücke Obere Argen (rechts) Fotos: Oliver Steinbock

ment Salginatobelbrücke brachte das immerhin 30 Jahre alte Wohnmobil des Exkursionsleiters an seine Grenzen. Die Konstruktion sowie der nahezu ungehinderte Zugang zum bzw. auf das Bauwerk ließen die Strapazen jedoch schnell vergessen. Die Ende der 1920er Jahre errichtete Bogenbrücke ist als Dreigelenkbogen ausgeführt und begeistert durch ihre klare geometrische Form. Den Abschluss in der Schweiz bildete die Taminabrücke als ein weiteres Bogentragwerk. Sie überbrückt das gleichnamige Tal mit etwa 260 m Spannweite. Wettbewerb, Gestaltung und Konstruktion wurden jüngst im Rahmen des Dresdener Brückenbausymposiums vorgestellt, siehe [10].

Nach Sichtung der beeindruckenden Ingenieurbauwerke der Schweiz verließen wir diese etwas wehmütig wieder in Richtung Deutschland. Auf dem Weg wurden wir jedoch von einem interessanten Ingenieurbauwerk in Deutschland getröstet, konkret von der Brücke „Obere Argen“ aus den 1990er Jahren. Die abgespannte und teilweise unterspannte Brücke wurde maßgeblich von Jörg Schlaich gestaltet und zeigte den Studierenden einen gelungenen Entwurf einer Brücke mit Einpassung an örtliche Gegebenheiten. Die anschließende Fahrt bis südlich von Nürnberg zog sich etwas in die Länge, sodass wir erst am späten Abend unseren Campingplatz erreichten.

Trotz des anstehenden Wochenendes waren die Kollegen der Autobahndirektion Nordbayern auch am Samstag bereit, den Studierenden Baustellenbesuche zu ermöglichen. Dank gilt hier Herrn Eberl und Herrn Weiser für die Führung und die Informationen zum geplanten Rückbau der Talbrücke Unterrieden. Die Rückbaumaßnahme befand sich noch in ihren Anfängen, jedoch bot sich für die Studierenden in diesem Zusammenhang ein interessanter Einblick zum Umgang mit bestehenden Brücken. Die Talbrücke wurde in den 1990er Jahren zunächst mit einer externen zentrischen Vorspannung ertüchtigt, soll jedoch aufgrund weiterer rechnerischer Defizite zurückgebaut werden. Hier soll erneut das bereits erfolgreich eingesetzte Verfahren des Rückbaus unter Verwendung einer Vorschubrüstung zum Einsatz kommen, siehe hierzu z. B. [11]. Anschließend begleitete uns Herr Eberl noch zur Großbaustelle Autobahnkreuz Fürth/Erlangen, bei der auf engem Raum zahlreiche Brücken und Ingenieurbauwerke umgesetzt werden. Hier bot sich zudem die Möglichkeit, die unterschiedlichen Stadien der Bauwerksumsetzung aus nächster Nähe zu betrachten, die uns von Herrn Sichermann vorgestellt wurden. Neben innovativen Tragwerken konnten auch Vorgänge beim Vorspannen von Massivbrücken beobachtet werden.

Am späten Nachmittag stand die Reise in die Weltkulturerbestadt Bamberg an. Neben dem Weltkulturerbestatus hat Bamberg auch zahlreiche interessante Brückenbauwerke zu bieten. Gestartet wurde mit dem Brückentrio Luitpoldbrücke, Kettenbrücke sowie Löwenbrücke, die die Bamberger Inselstadt zwischen den beiden Regnitzarmen mit der Nordstadt verbinden. Dabei ließ es sich Oliver Steinbock nicht nehmen, den Studierenden auch die Bamberger Brauereien sowie lokale Spezialitäten näherzubringen. Nach einer kräftigen Mahlzeit mit Schäuferla, Rehbraten und Haxe stand eine längere Tour durch die Bamberger Altstadt an. Vorbei an Bamberger Dom und neuer Residenz stand mit dem ERBA-Steg ein Preisträger des Deutschen Brückenbaupreises aus dem Jahre 2014 auf der Tagesordnung. Das als Fuß- und Radwegebrücke konzipierte Bauwerk war zuvor als Behelfsbrücke im Rahmen der Brückenarbeiten an der Kettenbrücke mit einem veränderten Tragsystem (Rahmen gegenüber unterspannter Konstruktion) im Einsatz.

Am Abend stand aufgrund eines aufziehenden Gewitters zunächst die „Lagesicherung“ des bereits am Vortag bezogenen Campingplatzes in





Bild 13: Ingenieurbauwerke am Autobahnkreuz Fürth/Erlangen Fotos: Oliver Steinbock





Bild 14: Stadttour durch Bamberg mit Kettenbrücke Fotos: Oliver Steinbock

Ebing an. Nachdem alle Beteiligten das etwas kritische Wetter am nächsten Morgen gut überstanden hatten, stand die Reise zum letzten Ziel, der Schorgasttalbrücke nahe Kulmbach, an. Hier empfing uns Herr Kuhnlein von SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult. Die einseitig abgespannte Schrägkabelbrücke markierte mit ihrer innovativen Konstruktion den passenden Abschluss der Brückenexkursion. Die Verschweißung des Überbaus war im vollen Gange, während am anderen Brückenende die Vorbereitungen zur Montage der Seile getroffen wurden.

4 Schlusswort

Nach insgesamt 8 Tagen, 2.000 km Fahrtstrecke und zahlreichen besichtigten Baustellen und Bestandsbauwerken kamen wir am Montagnachmittag wieder in Dresden an. Die Studierenden erhielten über die Exkursionsdauer einen tiefen Einblick in die Arbeitsfelder des



Bild 15: Schorgasttalbrücke Foto: Oliver Steinbock



Bild 16: Exkursionsteilnehmer Foto: Oliver Steinbock



Bild 17: Exkursionsleiter Philipp Riegelmann (links) und Oliver Steinbock Foto: Julien Pressoir

Brückenbaus und des Spezialtiefbaus. Die mitgenommenen Erfahrungen und die verschiedensten Eindrücke werden ihnen ohne Zweifel bei zukünftigen beruflichen Herausforderungen wie dem Entwurf, der Konstruktion oder der Sanierung von Brückenbauwerken von großem Nutzen sein. Das durchweg positive Feedback der Studierenden an die Betreuer bestätigt auch deren positiven Eindruck und ihre Bestrebungen, das Format der Brückenexkursion auch in Zukunft in ähnlicher Form weiterzuführen.

Danksagung

Abschließend möchten sich die Betreuer Oliver Steinbock und Philipp Riegelmann zunächst bei

den Studierenden bedanken. Sie bildeten den wichtigsten Bestandteil dieser Exkursion und sind maßgeblich am Gelingen des Ausfluges beteiligt. Es bereitete große Freude, dass die zusammen erarbeitete Route stets auf Interesse stieß und zwischen allen Teilnehmern eine sehr gute Stimmung herrschte.

Dank gilt aber vor allem auch all denen, die uns bei der Planung vorab, auf der Baustelle oder vor Ort unterstützt haben. Insbesondere hat uns gefreut, dass wir von den jeweiligen Gastgebern immer sehr freundlich empfangen wurden und diese sich viel Zeit für die Exkursionsteilnehmer genommen haben. Die einzelnen Bauwerke wurden den Studierenden mit sehr großer Sorgfalt nähergebracht und auch Rückfragen mit viel Genauigkeit beantwortet.

Ein weiterer Dank gilt unseren finanziellen Unterstützern, ohne die unsere Exkursion nicht in diesem Maße möglich gewesen wäre. Allen voran geht ein Dank an Professor Holger Svensson, der unsere Exkursionsvorhaben seit vielen Jahren finanziell unterstützt. Ebenfalls wollen wir uns bei der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, der Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft, der Gesellschaft von Freunden und Förderern der TU Dresden e. V., der Ingenieurgesellschaft Bonk + Herrmann und der Hans Graf Bauunternehmung für die finanzielle Unterstützung bedanken.

Literatur

[1] Steinbock, O.; Bochmann, J.: Brückenbauexkursion 2016 – Hup Holland Hup. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.3.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 177–185

[2] Steinbock, O.; May, S.: Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 203–213

[3] Schacht, G.; Ritter, R.: Maillart, Menn, Matterhorn – Brückenbauexkursion 2012 in die Schweiz. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 11./12.3.2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 269–277

[4] Langer, S.: Ersatzneubau der Talbrücke Heidingsfeld. Stahlbau 85 (2016) 10, S. 670–676

[5] Baur, W.: Die Durchstichbrücke Neckarsulm. Beton- und Stahlbetonbau 65 (1969) 3, S. 57–63

[6] Wenger, P.: Die neue Eisenbahnbrücke über den Neckar in Stuttgart – Planung einer besonderen Stahlsegelbrücke. Stahlbau 87 (2018) 7, S. 718–730

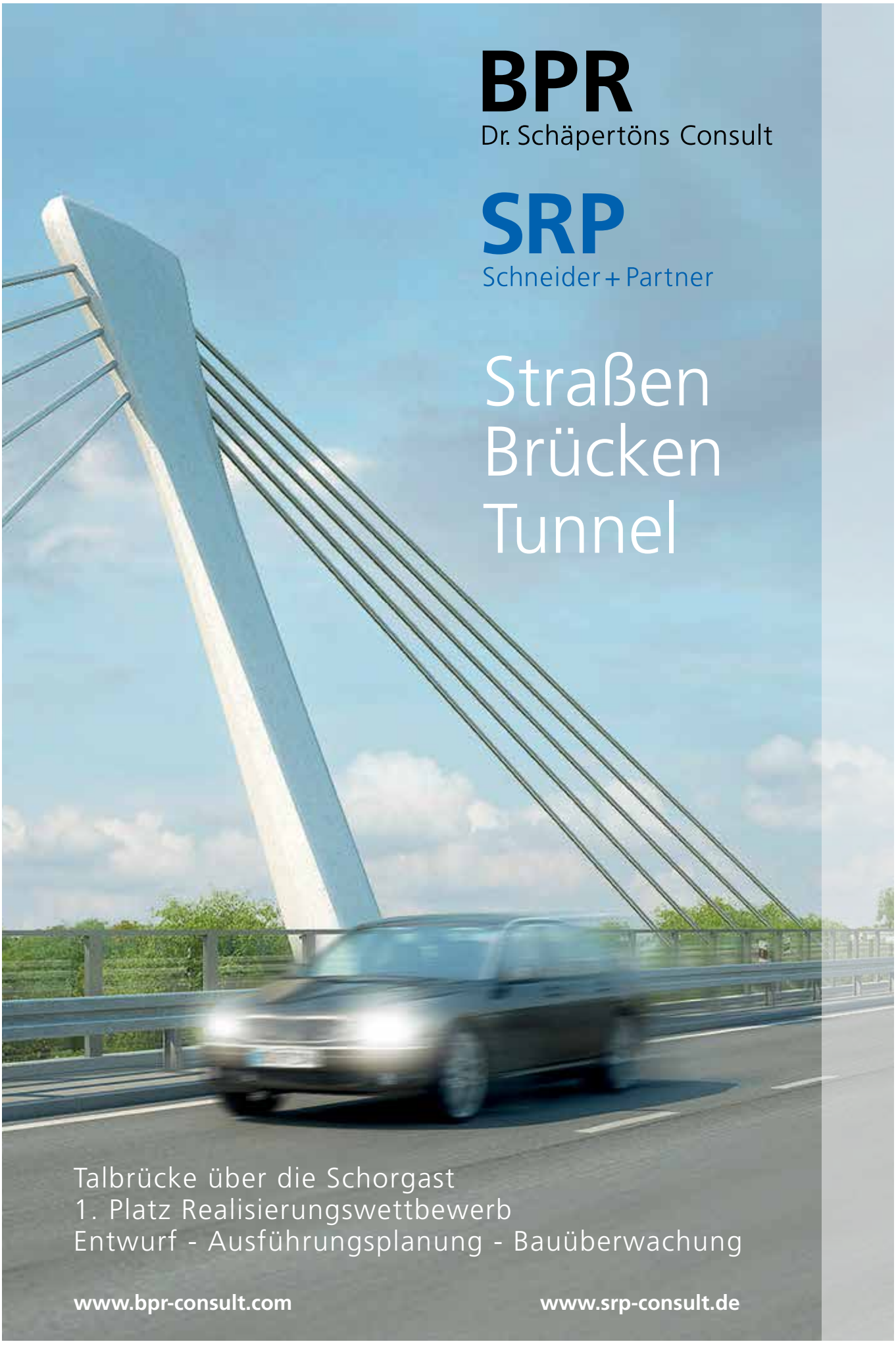
[7] Conzett, J.: Crossing the Viamala Gorge. In: Schlaich, M.; Goldack, A. (Hrsg.): Proc. zur Footbridge Conference, 6.–8.9.2017 in Berlin, Berlin: Chair of Conceptual and Structural Design of TU Berlin, 2017, S. 196–197

[8] Menn, C.; Schärer, C. (Hrsg.): Christian Menn – Brücken | Bridges. Zürich: Scheidegger & Spiess, 2016

[9] Scheerer, S.; Curbach, M.: Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 29. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 11./12.3.2019 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2019, S. 17–22

[10] Angelmaier, V.: Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 12./13.3.2018 in Dresden. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 141–153

[11] Franz, S.; Ansorge, F.: Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964). In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 73–85


BPR
Dr. Schäpertöns Consult
SRP
Schneider + Partner
Straßen
Brücken
Tunnel
Talbrücke über die Schorgast
1. Platz Realisierungswettbewerb
Entwurf - Ausführungsplanung - Bauüberwachung
www.bpr-consult.com
www.srp-consult.de

Hentschke



OU B 183 Bad Liebenwerda,
Brückenbauwerk 6, errichtet im Freivorbauverfahren

Ihr Spezialist für Verkehrswegebau



Denkmalgerechte Instandsetzung der Augustusbrücke, Dresden



Erneuerung der EÜ km 45,447 Zeppelinstraße, Bautzen

Handwerk · Hightech · Hentschke

www.hentschke-bau.de

Chronik des Brückenbaus

Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner
Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

A 3 – Ersatzneubau der Brücke „Speelberger Straße“ über die A 3 bei Emmerich

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Krefeld
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Berlin | Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG, Sengenthal
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, Berlin | Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG, Sengenthal
Ausführung:	Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG, Sengenthal

Technische Daten

Bauart:	integraler Stahlverbund-Rahmen in Segmentbauweise
Überbau:	vorgespannte Fertigteilplatten
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	58,52 m
Einzelstützweiten:	39,60 m
Breite:	8,80 m
Brückenfläche:	515 m²
Konstruktionshöhe:	1,18 m – 2,51 m (Überbau)
Bauzeit:	01.2019 – 06.2019
Auftragssumme:	3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	1.185 m³
Betonstahl:	76 t
Spannstahl:	6 t
Konstruktionsstahl:	70 t

Beschreibung

Die A 3 verläuft überwiegend in Nord-Süd-Richtung von der holländischen Grenze aus quer durch Deutschland bis nach Passau.

Um eine möglichst kurze Unterbrechung der Verkehrsverbindung zu ermöglichen und die Auswirkungen auf den Verkehr auf der A 3 zu minimieren, wurde für den Ersatzneubau eine schnelle Bauweise favorisiert. Errichtet wurde an gleicher Stelle durch die Firmengruppe Max Bögl eine Modulbrücke, deren Haupttragsystem ein integrales Tragwerk als Stahl-Verbund-Rahmen bildet. Die Vorderseiten der Widerlager wurden aus gestalterischen Gründen zur Straße abgewandt geneigt.

Der Überbau besteht in Brückenlängsrichtung aus zwei geschlossenen, luftdicht verschweißten Stahlkästen, auf denen „Auflagerkonsolen“ aus hochfestem Beton für die Fertigteilelemente betoniert sind. Die Stahlkästen sind in die Widerlagerscheiben eingespannt. Die 22 Fertigteilsegmente der Fahrbahnplatte mit integrierter Kappe bestehen aus quer vorgespannten Betonelementen mit der Güte C 60/75. Zur Stabilisierung der Fahrbahnplatte wurden die Segmente gegeneinander in Längsrichtung mit verbundlosen Spanngliedern vorgespannt. Die Einleitung der Vertikallasten aus der Fahrbahnplatte in das Rahmentragwerk erfolgt über eine wartungsfreie, linienförmige schwimmende Auflagerung der Segmente auf einem Edelstahlblech des Rahmentragwerkes.

Da an den Widerlagern die Fläche der Bewehrung nicht ausreichte, um die Zugkraft aus den Stahlträgern aufzunehmen, erfolgte eine weitere Vorspannung der Träger zu bzw. an den Enden der Flügelwände.

Die Fahrbahnplatte erhielt keine Abdichtung und keinen Belag, sie wird direkt befahren.

Nach dem Aufbringen der Geländer konnte das Bauwerk nach 5 Monaten wieder für den Verkehr freigegeben werden. Für die Maßnahme waren aufgrund des innovativen Charakters zahlreiche Zustimmungen im Einzelfall seitens des BMVI erforderlich.



Luftbild der Brücke „Speelberger Straße“ über die A 3 Foto: Strassen.NRW

A 43 – BW 16 – Ersatzneubau der Geh- und Radwegbrücke „Forststraße“ über die A 43 bei Recklinghausen

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Bochum
Entwurf:	Ingenieurbüro Schülke-Wiesmann, Dortmund
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bendel und Partner, Limburg | Züblin Stahlbau GmbH, Hosena
Ausführung:	Fritz Meyer GmbH Bauunternehmung, Altenkirchen

Technische Daten

Bauart:	Stahlbogenbrücke mit angeschlossenen Stahlbetonrampen
Überbau:	Stahlblech mit Längsträgern und Querrippen
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	46,00 m + 68,55 m
Einzelstützweiten:	43,65 m + 15,75 m + 19,30 m + 8,70 m + 3 x 8,00 m
Breite:	3,50 m
Brückenfläche:	161 m² + 240 m²
Konstruktionshöhe:	0,305 m + 0,40 m – 0,70 m (Überbau)
Bogenhöhe:	6,30 m + 5,95 m
Bauzeit:	2018-2019
Auftragssumme:	ca. 1,45 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	340 m³
Betonstahl:	53 t
Konstruktionsstahl:	60 t

Beschreibung

Die A 43 verläuft in Nord-Süd-Richtung von Wuppertal nach Münster. Nördlich des Kreuzes mit der A 2 bei Recklinghausen quert ein Geh- und Radweg die Autobahn.

Im Rahmen des sechsstreifigen Ausbaues der A 43 musste das Bauwerk „Forststraße“ neu errichtet werden. Nach dem Abbruch der Bestandsbrücke entstand eine stählerne Bogenbrücke aus leicht nach außen geneigten Rohren. Aufgrund der örtlichen Randbedingungen mit einer Lärmschutzwand auf der Ostseite (FR Münster) und einer Böschung auf der Westseite (FR Wuppertal) wurde die Krümmung der Rohre jeweils unterschiedlich, die Hochpunkte um ca. 8,00 m versetzt zueinander gegenläufig angeordnet. Am Widerlager der FR Münster wurden die beiden Rohrbögen U-förmig gebogen und an einem Sporn am Widerlager zentral eingespannt. Aufgrund der Wegführung wurden die Flügelwände des Widerlagers ausgerundet. In der Fahrtrichtung Wuppertal wurden die Bögen in entsprechenden, oberhalb der Gehbahn angeordneten Konsolen an einem als Kammerbauwerk ausgebildeten Gruppenpfeiler eingespannt. Die Hänger der Bogenbrücke sind entsprechend der Neigung der Bögen V-förmig schräg angeordnet.

Auf der westlichen Seite wurde der 3,50 m breite Weg spiralförmig geführt. Nach einer Dammstrecke schließt sich eine sechsfeldrige, 67,75 m lange „Vorlandbrücke“ aus Stahlbeton an. Auf halber Länge befindet sich eine 180°-Krümmung.



Vorlandbrücke der Geh-/Radwegbrücke „Forststraße“ Foto: Strassen.NRW

A111 – BW 1a – Ersatzneubau der Brücke im Zuge der A111 über die A10

Beteiligte

Bauherr:	DEGES im Auftrag des Landes Brandenburg
Entwurf:	Planung Ingenieurbau A10/A24 GbR, München
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Planung Ingenieurbau A10/A24 GbR, München
Ausführung:	ARGE A10/A24 Havellandautobahn

Technische Daten

Bauart:	vierfeldrige Stahlverbundbrücke
Überbau:	einzelliger begehbarer Hohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung mit Bohrpfählen
Gesamtlänge:	161,60 m
Einzelstützweiten:	38,00 m + 45,60 m + 42,90 m + 35,10 m
Breite:	14,60 m
Brückenfläche:	2.360 m²
Konstruktionshöhe:	2,75 m (Überbau)
Bauzeit:	2018-2019
Auftragssumme:	ÖPP

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	292 lfd. m
Beton:	2.669 m³
Betonstahl:	414 t
Konstruktionsstahl:	540 t
Kopfbolzen:	10 t

Beschreibung

Im Zuge des dreistreifigen Ausbaus der A10 musste das bestehende Tragwerk aufgrund der zu geringen Durchfahrtsbreite durch ein neues und längeres Tragwerk ersetzt werden.

Die neue Brücke verbindet die A111 mit der A10 in Fahrtrichtung Hamburg. Das 162 m lange Tragwerk überspannt die A10 und wurde in Parallellage zur alten Brücke errichtet. Bauablaufbedingt war es notwendig, die Brücke in weniger als 12 Monate Bauzeit zu errichten, um nach Fertigstellung den Verkehr auf die neue Brücke umlegen zu können und das alte Tragwerk anschließend abzubrechen.

Bei der Brücke handelt es sich um eine vierfeldrige Stahlverbundbrücke mit einem einzelligen Hohlkasten.

Die Widerlager wurden nach erfolgtem Bodenaustausch flach gegründet. Für die Pfeiler wurde jeweils eine 20 m tiefe Gründung mit einem Pfahldurchmesser DN120 ausgeführt. Ebenfalls neu errichtet wurde die nördliche Brückenzufahrt (Rampe) mit einer Fahrbahnlänge von rund 600 Metern.



A111 – BW 1a ,Seitenansicht Foto: DEGES

B 96 – BW 10 - Neubau der Ortsumgehung Neubrandenburg

Beteiligte

Bauherr:	DEGES Berlin in Vertretung der Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, Berlin
Ausführung:	ARGE B96 OU Neubrandenburg BW 10 Hentschke Bau GmbH | GP Verkehrswegebau GmbH

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Rahmen
Überbau:	Verbund-Fertigteil-Träger mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Ortbetonbohrpfähle
Gesamtlänge:	37,80 m
Einzelstützweiten:	37,80 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	456 m²
Konstruktionshöhe:	25 cm Ortbetonplatte | 70-162 cm VFT-Fertigteil
Bauzeit:	08.2016 – 09.2019
Auftragssumme:	ca. 2,7 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	372 lfd. m
Beton:	983 m³
Betonstahl:	181 t
Spannstahl:	6 t
Konstruktionsstahl:	98 t
Kopfbolzen:	3 t

Beschreibung

Die Stadt Neubrandenburg ist der Schnittpunkt der beiden überregionalen Verkehrsachsen B 104 als Ost-West-Achse und B 96 als Nord-Süd-Achse. Diese beiden Bundesstraßen bilden das Hauptstraßennetz der Stadt. Mit dem Bau der Ortsumgehung wurden Voraussetzungen für eine wirksame Entlastung des innerstädtischen Straßennetzes geschaffen.

Im Zuge des Neubaus der Ortsumgehung Neubrandenburg erfolgte im südlichen Streckenabschnitt der Brückenneubau über die elektrifizierte Bahnstrecke Berlin–Neustrelitz. Die Brücke wurde mittels Ortbetonbohrpfähle (D=120 cm) tief gegründet. Der Überbau wurde in VFT (Verbund-Fertigteil-Trägern) - Bauweise hergestellt. Die fünf für den Bau der Brücke benötigten ca. 37 Meter langen Stahlträger wurden im Stahlwerk in Dessau hergestellt, im Betonfertigwerk in Bautzen mit den Betonflanschen ergänzt und als Fertigteile nach Neubrandenburg transportiert. In einer Nachtsperrpause der Bahnstrecke konnte die Verlegung der Träger auf den Unterbauten durchgeführt werden. Anschließend wurden die Rahmenecken des Bauwerkes geschalt, bewehrt und betoniert. Nach Erreichen einer statisch erforderlichen Mindestbetonfestigkeit wurde die Ortbetonplatte auf den Fertigteilträgern bewehrt und betoniert.

Der Bau des Bauwerkes wurde im Rahmen der Gesamtbaumaßnahme der OU Neubrandenburg vorgezogen, um die Anbindung der Gesamtbaustelle der Ortsumgehung an die B104 zu ermöglichen. Das Bauwerk wurde im Oktober 2017 bis auf die Asphaltschichten fertiggestellt. In 2019 wurden auf der Brücke 4 Meter hohe Irritations- und Kollisionsschutzanlagen zum Schutz der Fledermausarten ergänzt.



Luftbild der Brücke Foto: DEGES

B 175 – BW 10 – Ersatzneubau der Brücke über die Zschopau bei Töpeln

Beteiligte

Bauherr:	Landesbauamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Zschopau
Entwurf:	Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Verkehrsbau, Tiefbau, Umweltschutz (VTU) GmbH, Gera
Ausführung:	BauLogistik Döbeln GmbH, Döbeln

Technische Daten

Bauart:	3-feldrige Plattenbalkenbrücke aus Spannbeton
Überbau:	vorgespannter Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	88,00 m
Einzelstützweiten:	27,50 m + 33,00 m + 27,50 m
Breite:	13,30 m
Brückenfläche:	1.170 m²
Konstruktionshöhe:	1,40 m – 1,70 m (Überbau)
Bauzeit:	2018 – 2019
Auftragssumme:	ca. 4 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.366 m³
Betonstahl:	234 t
Spannstahl:	31 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 10 im Zuge der B 175 wurde als Ersatzneubau errichtet. Mit der neuen Brücke quert die B 175 die Zschopauer Mulde in gleicher Lage wie das ehemalige Brückenbauwerk. Der Abriss des ehemaligen Bestandsbauwerkes sowie der Ersatzneubau erfolgten unter Einsatz einer Behelfsbrücke. Die B 175 konnte so während der gesamten Bauzeit ohne Vollsperrung halbseitig mittels einer Ampelreglung für den Verkehr offengehalten werden.

Der Ersatzneubau ist als 3-Feldbauwerk mit einem durchlaufenden Spannbetonplattenbalken realisiert worden. Die Konstruktionshöhe an der Unterseite des Überbaus beträgt 1,40 m. An den Pfeilern erhielt der Überbau Vouten auf einer Länge von 5,0 m. Die Konstruktionshöhe der Stege vergrößert sich damit auf 1,70 m. Aufgrund der notwendigen Anpassung der Widerlager an die vorhandenen Uferböschungen wurden die Widerlager in ihrer Höhe extrem niedrig ausgeführt. Die Widerlager sind als kastenförmige Widerlager mit einer Dicke von 1,60 m (Achse 10) bzw. 1,70 m (Achse 40) im Bereich der Auflagerbank hergestellt. Die Pfeilerstellung orientiert sich am Verlauf der Zschopau. Zwischen Pfeilerachse und Bauwerksachse ergibt sich ein Kreuzungswinkel von 80 gon. Die Pfeiler sind im Grundriss in der Form eines Parallelogramms mit ausgerundeten Ecken (Ausrundungsradius R=30 cm) hergestellt.



Luftbild der Brücke über die Zschopau bei Töpeln Foto: LASuV

B 226 – Ersatzneubau der Obergrabenbrücke Wetter

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Außenstelle Hagen
Entwurf:	Ingenieurgesellschaft für Planen + Bauen mbH, Wuppertal
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Lindschulte + Schulze Ingenieurgesellschaft mbH, Burgwedel
Ausführung:	Ed. Züblin AG

Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Spannbetonbrücke auf Lehrgerüst
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flach- und Tiefgründung
Gesamtlänge:	84,34 m
Einzelstützweiten:	2 x 42,17 m
Breite:	12,55 m
Brückenfläche:	1.075 m²
Konstruktionshöhe:	1,60 m + 2,60 m (Überbau)
Bogenhöhe:	6,30 m + 5,95 m
Bauzeit:	2015-2019
Auftragssumme:	11,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.660 m³
Betonstahl:	340 t
Spannstahl:	60 t

Beschreibung

Die B 226 verläuft in Ost-West-Richtung von Hagen nach Wetter. Am östlichen Ortsrand quert sie parallel zur Eisenbahnstrecke Hagen–Witten im Bereich des Stauwehres des Harkortsees die Ruhr und den zugehörigen Obergraben.

Die alte Obergrabenbrücke wurde 1930/1931 errichtet und im April 1945 durch Sprengung zerstört. In der Nachkriegszeit wurde sie aber nach den alten Plänen wieder aufgebaut. Aufgrund von gravierenden Schäden musste die Brücke neu gebaut werden.

Der Neubau erfolgte als Zweifeldbrücke mit einer Länge von 85,64 m. Der Überbau erhielt einen Querschnitt als zweistegigen Plattenbalken aus Spannbeton, am Mittelpfeiler wurde der Überbau monolitisch mit dem Pfeiler verbunden. Auf dem Bauwerk sind die 7,50 m breite Fahrbahn, ein 3,25 m breiter Geh-/Radweg und ein 1,80 m breiter Gehweg angeordnet. Die Gesamtbreite beträgt 12,55 m.

Die Bauarbeiten zum Abbruch des Bestandsbauwerkes und des Ersatzneubaues begannen 2015. Schon kurz nach Baubeginn wurden in der Sohle des Obergrabens Kampfmittel gefunden. Die Räumung zog sich über ein Jahr hin. Der Baustellenstillstand führt zu einer erheblichen Kostensteigerung.

Das neue Bauwerk wurde in zwei Bauabschnitten auf einem flach im Obergrabenbett gegründeten Lehrgerüst errichtet. Der erste Takt reichte bis etwa 0,2 x L in das zweite Feld. Nach dem Umsetzen der Schalung in das zweite Feld wurde der Überbau komplettiert. Nach dem Aufbringen der Kappen und von Abdichtung und Asphaltbelag konnte die Brücke im Juli 2019 endlich wieder für den Verkehr freigegeben werden.



Obergrabenbrücke Foto: Strassen.NRW

B 283 – BW 4 – Ersatzneubau der Brücke über die Zwickauer Mulde bei Bockau

Beteiligte

Bauherr:	Landesbauamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Zschopau
Entwurf:	Ingenieurbüro Schulze+Rank Ingenieurgesellschaft m.b.H., Chemnitz
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dähn Ingenieure, Gera
Ausführung:	Hoch- und Tiefbau Reichenbach GmbH, Reichenbach

Technische Daten

Bauart:	3-feldrige semi-integrale Plattenbalkenbrücke aus Spannbeton
Überbau:	vorgespannter Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung
Gesamtlänge:	85,30 m
Einzelstützweiten:	28,90 m + 35,75 m + 20,65 m
Breite:	11,75 m
Brückenfläche:	1.048 m²
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2018–2019
Auftragssumme:	ca. 4,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	250 lfd. m
Beton:	2.760 m³
Betonstahl:	350 t
Spannstahl:	28 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 4 im Zuge der B 283 wurde als Ersatzbauwerk der ehemaligen Rechenhausbrücke errichtet. Mit der neuen Brücke quert die B 283 die Zwickauer Mulde östlich des ehemaligen Brückenbauwerkes. Die Rechenhausbrücke wurde als Ausgleichsmaßnahme vollständig abgetragen.

Die Brücke wurde als 3-Feldbauwerk mit einem längs vorgespannten Mittelträger realisiert. Der Mittelträger weist beidseitig 2,27 m breite Auskragungen auf. Die Konstruktionshöhe beträgt konstant 1,40 m. Der Bauwerkunterbau besteht aus 2 Widerlagern und 2 schlanken Pfeilern. Die Pfeiler aus Stahlbeton auf Pfahlkopfbalken sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die Lastübertragung auf den Widerlagern erfolgt über elastomere Verformungslager.

Die Gründung des Bauwerkes erfolgte für das Widerlager Nord (Achse 10) sowie die beiden Pfeiler (Achse 20 +30) mittels Bohrpfahlgründungen. Die Bohrpfähle, mit einem Durchmesser von 1 m, wurden hierzu bis in eine Tiefe von 7 m eingebracht. Das südliche Widerlager (Achse 40) wurde in massivem Fels flach gegründet. Der notwendige Ausbruch erfolgte mittels einer Felssprengung.



Seitenansicht Foto: LASuV

B 480n – BW 12 – Neubau der Ruhrtalbrücke Bermecke

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Sauerland-Hochstift
Entwurf:	Weyer Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH, Dortmund
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Meyer + Schubarth, Wunstorf | Krebs + Kiefer Ingenieure GmbH, Darmstadt
Ausführung:	Arge Fritz Meyer GmbH, Altenkirchen | Plauen Stahl Technologie GmbH, Plauen | Gebrüder Schmidt Bauunternehmen AG, Kirchen-Freusburg

Technische Daten

Bauart:	7-feldrige Stahlverbundbrücke im Taktschiebeverfahren
Überbau:	Stahlverbund
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flach- und Tiefgründung
Gesamtlänge:	625,50 m
Einzelstützweiten:	49,95 m + 8 x 65,70 m + 49,95 m
Breite:	15,60 m
Brückenfläche:	9.758 m²
Konstruktionshöhe:	2,95 m (Überbau)
Bauzeit:	2014-2019
Auftragssumme:	24,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.078 lfd. m
Beton:	12.633 m³
Betonstahl:	2.020 t
Konstruktionsstahl:	3.388 t
Kopfbolzen:	23 t

Beschreibung

Vom Autobahnende der A 46 bei Nuttlar aus führt ein dreispuriger Zubringer im Zuge der B 480n nach Olsberg hinunter.

Die 625,50 m lange schlanke Talbrücke wurde als Stahlverbundkonstruktion errichtet. Der einzellige, trapezförmige, oben offene Stahlkasten wird im Abstand von etwa 4,00 m durch Querrahmen und Diagonalverbände ausgesteift. In den Stützenachsen sind zusätzlich stählerne Zugbänder angeordnet.

Die Betonfahrbahnplatte kragt zu beiden Seiten der Stahlkästen um etwa 3,75 m aus. Der Verbund zum Stahlkasten wird durch Kopfbolzen hergestellt.

Der Stahlkasten des Überbaues wurde in einzelnen Schüssen vom Stahlwerk zum Montageplatz der Baustelle hinter dem tiefer liegenden Widerlager auf der Seite Olsberg transportiert und zum Gesamtsystem zusammengeschweißt. Von diesem Widerlager aus wurde der Stahlkasten sukzessive im Taktschiebeverfahren zum gegenüber liegenden Widerlager vorgeschoben. Aufgrund der Stahlstreben in Achse 50 und 80 wurde der Kasten in überhöhter Lage geschoben. Nach dem Endeinschub wurde die Fahrbahnplatte im Pilgerschrittverfahren aufgebracht.

Entsprechend den Vorgaben aus dem Gestaltungshandbuch wurden die Stützen als Rundpfeiler mit Durchmessern von 3,00 m und 5,00 m konzipiert. Bei Achse 50 und 80 wurden V-förmige stählerne Stahlstreben angeordnet, um das Tal zu betonen und die Baumstrukturen der Region zu adaptieren.

Die Lagerung besteht mit Ausnahme an den Pfeilern in Achse 50 und 80 aus Kalottenlager, die auf den Pfeilern im Abstand von 5,00 m zueinander angeordnet sind. In Achse 60 und 70 sind längsfeste Lager vorhanden, zusammen mit den Streben in Achse 50 und 80 bilden sie im Gesamtsystem eine Festpfeilergruppe.

Auf beiden Seiten der Widerlager bzw. der Flügelwände wurden zur Betonung von Brückenanfang und –ende Stelen angeordnet, die durch Natursteinmauerwerk und eine Betonplatte verkleidet sind.



Seitenansicht der Ruhrtalbrücke Bermecke Foto: Strassen.NRW

L 673 – BW 4 – Denkmalgerechte Instandsetzung der Brücke über die Schwarze Elster bei Neudeck

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Entwurf:	Ingenieurbüro Prokon Beratung und Bauplanung GmbH, Kolkwitz
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Prokon Beratung und Bauplanung GmbH, Kolkwitz
Ausführung:	Rentsch & Balke Tiefbau GmbH, Calau

Technische Daten

Bauart:	3-feldrige Gewölbebrücke
Überbau:	Beton- und Stahlbetongewölbe in Mischbauweise
Unterbau:	Betonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	70,00 m
Einzelstützweiten:	17,91 m + 26,98 m + 17,91 m
Breite:	5,71 m
Brückenfläche:	407 m²
Konstruktionshöhe:	0,87 m – 0,92 m (Überbau)
Bauzeit:	2017–2018
Auftragssumme:	ca. 1,4 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	345 m³
Betonstahl:	87 t

Beschreibung

Am Mittellauf der Schwarzen Elster wird im Zuge der L 673 der Fluss von einer Bogenbrücke überquert. Sie wurde nach einjähriger Bauzeit im Jahre 1905 für den Verkehr freigegeben. Nach mehr als einhundertjähriger Standzeit erfolgte unter Beachtung des Denkmalschutzes die grundhafte Instandsetzung der Brücke.

Die Brücke, die vollständig aus dem damals neuen Werkstoff Beton gefertigt wurde, stellt eine wichtige Etappe in der Geschichte des Brückenbaus zu Beginn des 20. Jahrhundert dar: Einzig aus Stampfbeton, ohne Verwendung von Bewehrung, wurden die flachen Gewölbebögen errichtet.

Grundlage für die Instandsetzungsplanung waren messtechnisch-rechnerische Untersuchungen in Verbindung mit Probebelastungen zur Ermittlung der tatsächlichen Tragfähigkeit und zum Bauzustand sowie hydraulische Bemessungen.

Von der Bestandsbrücke mussten die Bogentragwerke, die Pfeiler und die Gründung zwingend erhalten bleiben. Vor Beginn des Abrisses der Brückenaufbauten wurden die Bögen mittels umfangreicher EP-Injektion stabilisiert. Die Ausbildung der neuen Stirnwände orientierte sich strickt am Erscheinungsbild des Originals. Dies betraf im Wesentlichen das Nachempfinden des Fugenbildes, der Nieschenausbildungen sowie der geschwungenen Gesimsköpfe. Um den Eigenlasteintrag zu begrenzen sowie einen Seitendruck auf die Stirnwände auszuschließen, wurden nur Stahlbetonausstrebungen im Inneren der Brücke hergestellt. Die Ausfüllung erfolgte aus Lastgründen mit Leichtbeton.



Seitenansicht der instandgesetzten Brücke über die Schwarze Elster Foto: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

B 96n – BW 4 - Neubau der Wildbrücke Burkvitzer Wald über die B 96n und L 296

Beteiligte

Bauherr:	DEGES Berlin in Vertretung der Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern
Entwurf:	Schwesig + Lindschulte GmbH
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Züblin Timber GmbH, Gaildorf | Ingenieurbüro Küchler GmbH, Rostock
Ausführung:	STRABAG Großprojekte GMBH, München

Technische Daten

Bauart:	Bogenbrücke
Überbau:	Holzdoppelbinder mit Beplankung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung mit Bodenaustausch
Gesamtlänge:	32,00 m
Einzelstützweiten:	32,00 m
Breite:	39,00 m
Brückenfläche:	1.843 m²
Konstruktionshöhe:	1,14 m
Bauzeit:	05.2018–05.2019
Auftragssumme:	ca. 4,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	1.300 m³
Betonstahl:	120 t
Spannstahl:	6 t
Holz:	970 m³

Beschreibung

Die B 96n auf Rügen wurde in zwei Bauabschnitte von der AS Altefähr über Samtens Ost bis zur AS Bergen als zweistreifige Bundesstraße mit Zusatzfahrstreifen in Parallellage zur bestehenden Bundesstraße B 96 errichtet.

Zur Minderung der Zerschneidungswirkung für u. a. die streng geschützte Haselmaus und Wildarten wurde in dem nördlichen Bauabschnitt eine Grün- und Wildbrücke gebaut. Die Brückenfläche inkl. Rampen beträgt ca. 6.700 m². Die an den Rändern entlangführenden Irritationsschutzwände schirmen die Störwirkungen des Verkehrs auf der B 96 und der L 296 für die überquerenden Tiere ab. Über die Brücke wird kein Weg überführt. Durch entsprechende Anpflanzungen erhält die Wildbrücke einen unmittelbaren Anschluss an den nördlich angrenzenden Burkvitzer Wald.

Der Überbau der Brücke wurde aus einer Brettschichtholzkonstruktion in Form von parallel gestellten Dreigelenkbögen hergestellt. Zur Stabilisierung wurden immer zwei Binder durch Querträger zu Zwillingsträgern ausgebildet. Der Belag aus Brettsperrholz wurde mit Schlüsselschrauben an die Bogenträger angeschlossen. Es wurden insgesamt 50 durchgehende Binder mit Abmessung von 100 x 28 cm (mit 80 cm Achsabstand) aus Brettschichtholz GL 28h in Lärche hergestellt.

Die einzelnen Bögen wurden beidseitig durch Stahlgelenkkonstruktionen auf den Stahlbeton-Unterbauten aufgelagert. Die Brücke wurde auf einem Bettungspolster aus qualifiziert verbesserten Kies-Sand-Gemisch flach gegründet. Dafür war ein ca. 3,5 Meter tiefer Bodenaustausch benötigt.



Luftbild der Brücke — Foto: René Legrand

MEHR ALS 50 JAHRE KOMPETENZ + ERFAHRUNG

Beratende Ingenieure VBI
Prüfingenieure VPI, EBA, WSV
Ingenieure der Bauwerksprüfung VFIB
Schweißfachingenieure
Beschichtungsinspektoren
SiGe Koordinatoren
Qualifizierte Planer für Beton-instandsetzung

Brücken- und Tunnelbau
Hochwasserschutz und Wasserbau
Küstenschutz und Hafenbau
Ingenieur-Hochbau
Projektsteuerung und Bauüberwachung
Bauwerksprüfungen DIN 1076, VV-WSV 2101, VDI 6200
Werkstattüberwachung (Korrosions-schutz, schweißtechnisch)

BÖGER + JÄCKLE
BERATENDE INGENIEURE
Henstedt-Ulzburg/Hamburg · Berlin · Chemnitz · Dessau · Leipzig · Lübeck
www.boeger-jaeckle.de

Neubau der Bahnbrücke Kattwyk
Objektplanung Lph 8 + örtliche Bauüberwachung
in Ingenieurgemeinschaft mit Eberhardt- Die Ingenieure

SÄCHSISCHE BAU GMBH



Frankfurt (Main) Homburger Damm: Kreuzungsbauwerk mit neuem Gleis in tiefgegründeter umspundeter und rückverankerter Dammlage

Unsere Leistungen

- ✓ Ingenieur- und Brückenbau
- ✓ Spezialtiefbau
- ✓ Bauwerksabdichtung
- ✓ Korrosionsschutz
- ✓ Bauwerkssanierung
- ✓ Gleis- und Tiefbau



www.saechsische-bau.de

Hauptsitz Dresden

Sächsische Bau GmbH

Am Waldschlößchen 1
01099 Dresden
info-sbau-dresden@wiebe.de

NL Westsachsen in Chemnitz

Emilienstraße 45, Haus 4
09131 Chemnitz
info-sbau-chemnitz@wiebe.de

Besucht uns auch auf Facebook oder Instagram!

Sächsische Bau GmbH

sbau_team

Inserentenverzeichnis

	Firma	Seite
A	ARBEITSGEMEINSCHAFT AUTOBAHNGESCHICHTE (AGAB) e. V.	82
	AMAND Bau NRW GmbH & Co. KG	32
	Arlt Bauunternehmen GmbH – Absolventennetzwerk	26
B	BBV Systems GmbH	63
	BERD – Bridge Engineering Research & Design	240
	BETOMAX systems GmbH & Co. KG	69
	Bickhardt Bau AG	70
	Bundesingenieurkammer e.V.	10
	Unternehmensgruppe BUNG	148
	Böger + Jäckle & Partner Ingenieurgesellschaft mbH	237
	BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG	225
	Büchting + Streit AG	121
C	C³ – Carbon Concrete Composite e.V.	12
	Carl Stahl ARC GmbH	56
D	DEUTSCHER BRÜCKENBAUPREIS 2020	44
	DEWESoft Deutschland GmbH	206
	Dlubal Software GmbH	6
	DYWIDAG-Systems International GmbH	U3
E	EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH	137
	EIPOS Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH	45
	Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG	4
G	Graitec Innovation GmbH	181
	Ingenieurbüro Grassl GmbH	122
H	Hentschke Bau GmbH	226
I	IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG – Beratende Ingenieure - VBI	68
	InfoGraph GmbH	176
J	Janson Bridging GmbH	2
K	KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH	148
	K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG	212
	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH	138
L	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	46
M	mageba gmbh	127
	Mammoet Deutschland GmbH	81
	MAURER SE	25
P	PERI GmbH	24
R	RIB Engineering GmbH	7
S	Sächsische Bau GmbH	238
	SANDSTRAHL SCHUCH GmbH	181
	SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG	190
	SOFiSTiK AG	3
	solidian GmbH	164
	SRP Schneider+Partner Ingenieur Consult GmbH	225
	SSF Ingenieure GmbH	11
	StoCretec GmbH	U2
	Sweco GmbH	99
T	Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH	136
	Technische Universität Dresden - Absolventennetzwerk	8
	TUDALIT e.V.	8
V	Verband Beratender Ingenieure VBI	10
	VIC Planen und Beraten GmbH	240
W	Wagenborg GmbH	175
	Gert Weißbach GmbH - Metallbau und Brückenentwässerung	147
	WSP Infrastructure Engineering GmbH	100
	Adolf Würth GmbH & Co. KG	205



BERD®
ONE BRIDGE, ONE SOLUTION

INNOVATIVE
UND NACHHALTIGE
LÖSUNGEN FÜR
DEN BRÜCKENBAU

Bridge Engineering Research & Design
info@berd.eu | **www.berd.eu**

**MEHR KONTROLLE,
SICHERHEIT UND QUALITÄT**

A6 West – Neckarbrücke

SCHLÜSSELFERTIGE ANGEBOTE:
MASCHINE + FACHARBEITER ... WENIGER RISIKO UND MEHR EFFIZIENZ

NORTE2020 PROGRAMA OPERACIONAL REGIONAL DO NORTE
PORTUGAL 2020
UNIÃO EUROPEIA
Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional

BERATEN PLANEN ÜBERWACHEN PRÜFEN BEGUTACHTEN BEWERTEN


B 158 OD Bad Freienwalde

VIC Verkehrs- und Ingenieurbau Consult GmbH

www.vic-gmbh.de


B 167 Trassenkörper


Verbreiterung Kuhdammbrücke Wustermark


Mandaubrücke Zittau

VIC Planen und Beraten GmbH

VIC LUP Landschafts- und Umweltplanung GmbH
Ein Unternehmen der VIC-Gruppe

OSNING
Planungsgesellschaft mbH
Brückenbau · Ingenieurbau
Ein Unternehmen der VIC Gruppe

ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft mbH
Asphalt | Beton | Erdstoff
Unabhängiges Institut

BPL Baustofftechnisches Prüflabor GmbH
Prüfen | Bewerten | Beraten
Unabhängiges Institut

HAUPTSITZ POTSDAM . BERLIN . DRESDEN . ZWICKAU . KÖLN . MAGDEBURG . HAMBURG . STAHNSDORF . WEIMAR . GEORGSMARIENHÜTTE

DYWIDAG

SAFER. STRONGER. SMARTER.





Puente del Alamillo

Wir machen Infrastruktur sicherer, stärker und intelligenter.

Für die Expo Weltausstellung in Sevilla 1992 installierte DYWIDAG die Brückenseile an der Puente del Alamillo. Heute inspizieren unsere Brückenprüfer mit Robotern diese Seile – für fortwährende Sicherheit.

www.dywidag-systems.de

9 Grußwort des Rektors

13 Entwicklung des Instituts für Massivbau –
Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden

27 Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes –
Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten

33 Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)

47 Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA –
Rückblicke und Perspektiven

57 Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken

71 Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz

83 85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium

101 Gerd Lohmer (1909–1981) – Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit

123 Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung
des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen

139 Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern
und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45

149 S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 –
erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG

165 Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton

177 Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken

191 Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle

207 Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk
leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren

213 Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019

227 Chronik des Brückenbaus

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-625-1