



Technische
Universität
Dresden

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



35. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

18. UND 19. MÄRZ 2026

Brücken verstärken mit aufgeklebten 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

Telefon +49 6192 401-104
stocretec@sto.com
www.stocretec.de

Simpson Strong-Tie GmbH

Telefon +49 6032 8680 160
info@sp-reinforcement.de
www.sp-reinforcement.de



Bewusst bauen.



A Simpson Strong-Tie® Company

© 2026 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 Dritten 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. Steffen Marx
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Tagungsorganisation: Jana Müller-Strauch
Ausstellungsorganisation: Harald Michler, David Sandmann
IT: Matthias Zagermann
Social Media: Stefan Gröschel, Jana Müller-Strauch

Titelbild: Gerüst für die Gueuroz-Brücke, errichtet von dem Gerüstbauer Richard Coray. Foto: Büro A. Sarrasin (Archiv Philippe Mivelaz)

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

Tagungsband 35. Dresdner Brückenbausymposium

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

18. und 19. März 2026



CO₂-Emissionen über den Lebenszyklus reduzieren mit dem rostfreien Betonstahl Top12



CO₂ und Kosten
im Lebenszyklus
reduzieren



Mit 100 %
regenerativem
Strom erschmolzen



Ressourcen-
schonend durch
78 % Stahlschrott





Hubbrückenensemble Lübeck

PLANUNG

BERATUNG

PRÜFUNG

ÜBERWACHUNG

Brückenbau

Tunnelbau

Konstruktiver Wasserbau

Küsten- und Hochwasserschutz

Stadt- und Regionalplanung

Landschaftsarchitektur

BÖGER + JÄCKLE
BERATENDE INGENIEURE



Henstedt-Ulzburg/Hamburg · Lübeck
Chemnitz · Dessau · Leipzig

www.boeger-jaeckle.de



Europa City Brücke, Berlin

MEHR ALS 60 JAHRE KOMPETENZ + ERFAHRUNG

Fachliteratur Brückenbau

Stand
67

Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos, Johann Wörner-Dietrich (Hrsg.)

Beton-Kalender 2026

**Schwerpunkte: Brücken im Bestand;
nichtmetallische Bewehrung**

- Bestandsbrücken: Zustandserfassung, Monitoring, Digitaler Zwilling, Spannungsrissskorrosion, Sanierung und Rückbau
- umfassende Darstellung nichtmetallischer Bewehrung für langlebige, korrosionsbeständige Konstruktionen
- DAfStb-Richtlinien und Normen als Planungsgrundlage für komplexe Bauaufgaben

Christoph Schmitz, Karlheinz Haveresch

Leitfaden Straßenbrücken

Entwurf, Baudurchführung, Erhaltung

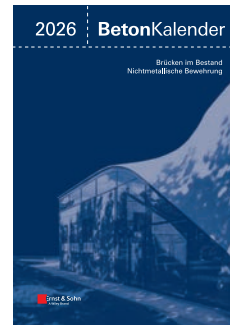
- das Buch liefert einen Überblick über das komplexe Regelwerk, das bei Entwurf Bauausführung und Erhaltung zu beachten ist
- es richtet sich an Straßenverwaltungen, Ingenieurbüros, Baufirmen und Prüfenieur:innen

José Romo, Alejandro Pérez-Caldentey, Manuel Cuadrado

High-Speed Railway Bridges

Conceptual Design Guide

- das Buch vermittelt Erfahrungen aus erster Hand
- zahlreiche praktische Beispiele
- mit ausgearbeiteten Berechnungsbeispielen



Teile 1 + 2, 2025 · 944 Seiten ·
123 Abbildungen

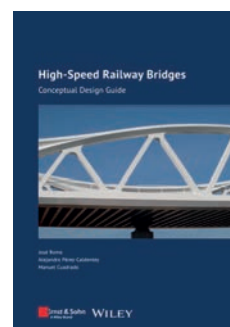
Hardcover
ISBN 978-3-433-03464-4 € 184*

Fortsetzungspreis € 164*



2. Auflage · 2025 · 864 Seiten ·
350 Abbildungen · 120 Tabellen

Softcover
ISBN 978-3-433-03164-6 € 89*



2023 · 340 Seiten · 110 Abbildungen ·
28 Tabellen

Hardcover
ISBN 978-3-433-03313-5 € 109*

eBundle (Print + ePDF)
ISBN 978-3-433-03381-4 € 169*



JETZT BESTELLEN

www.ernst-und-sohn.de/brueckenbau

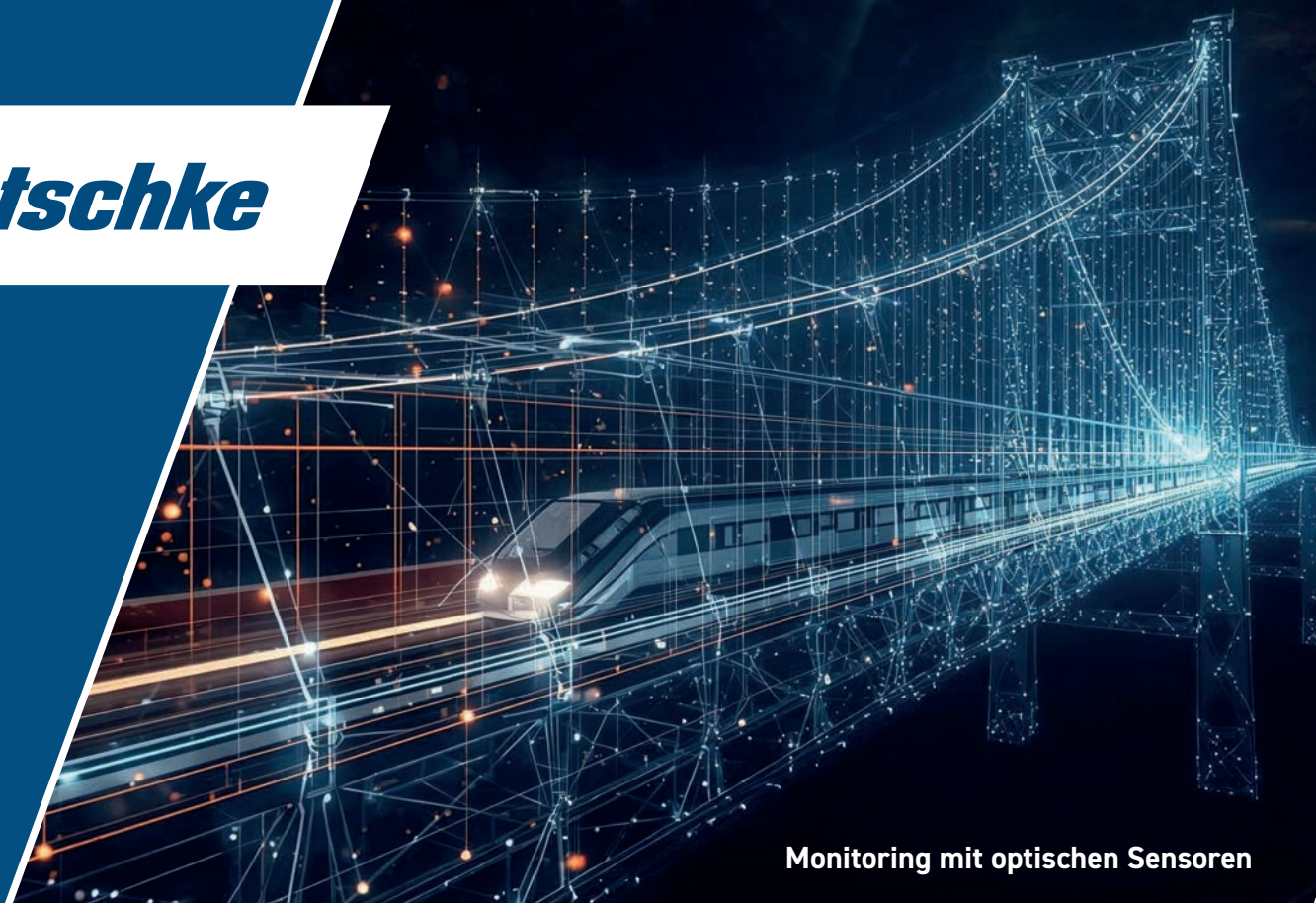
Inhaltsverzeichnis

Grußwort.....	9
<i>Regina Kraushaar Sächsische Staatsministerin für Infrastruktur und Landesentwicklung</i>	
Nationale Ergänzung des Brückenregelwerks – Hintergründe und Umsetzung	11
<i>Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Mehr Tempo für die Brückenmodernisierung durch funktionale Ausschreibungen, Schnellbauverfahren und serielles Bauen	21
<i>Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch, Dipl.-Ing. Manuela Poschau</i>	
Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt	29
<i>Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh, Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth</i>	
Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken – eine nachhaltige Alternative zum Neubau	39
<i>Conrad Pelka M.Sc., Dipl.-Ing. Jenny Keßler, Prof.-Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Spannungsrissskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau ...	51
<i>Dr.-Ing. Steffen Müller, Dr.-Ing. Oliver Mosig, Dipl.-Ing. Andreas Gruner, Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Entwicklung, Umsetzung und Betrieb des geodätischen und faseroptischen Monitoringsystems der S-Bahn-Überbrückung am Bahnhof Stuttgart S21	61
<i>Prof. Dr.techn. Werner Lienhart, Dr.techn. Christoph M. Monsberger, Dipl.-Ing. Fabian Buchmayer, Dr.techn. Peter Bauer, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat, M.Sc. Sonja Gepperth, Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser</i>	
AR- und KI-gestützte Analyse von Schadensentwicklungen in der Bauwerksprüfung.....	73
<i>B. Eng. Jessica Steinjan, Dipl.-Ing. Jan-Derrick Braun, M. Sc. Lisa Freifrau von Rössing, M. Sc. Patrick Herbers, M. Eng. Bernhard Braun, M. Eng. Regina Panzer, Prof. Dr.-Ing. Markus König</i>	
Alexandre Sarrasin (1895–1976) – Stahlbetonbrücken in den Schweizer Alpen	81
<i>Dr. Philippe Mivelaz</i>	
Stabbogenbrücke Wustermark – altes Eisen mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut	93
<i>Dipl.-Ing. Jörg Titel</i>	
A 45 Talbrücke Rinsdorf – innovativer Querverschub mit Pfeilern	103
<i>Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Dipl.-Ing. Holger Klein, Dipl.-Ing. Wolfgang Schlensorg</i>	
Holz im Brückenbau – auf zu neuen Dimensionen im Straßenbrückenbau	113
<i>Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach</i>	
Zwischen Industriekultur und Natur – der „Sprung über die Emscher“	121
<i>Dipl.-Ing. Peter Sprinke, Jan Berwing, M.Sc., Asc. Prof. Dipl.-Ing. Arch Dirk Krolkowski, Dipl.-Ing. Arch Falko Schmitt, Dipl.-Ing., M.Sc. (Wirtsch.) Simone Kern</i>	
Friesenbrücke Weener – Europas größte Hub-Drehbrücke	131
<i>Dipl.-Ing. Stefan Schwede, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dr. ès sc. Jan Brütting, M.Eng. Lukas Hornberger, MSc. ETH Povilas Ambrasas, Dipl.-Ing. Andreas Menzel, Dipl.-Ing. Alexander Kröls, Dipl.-Ing. Jens Kögel, Dr.-Ing. Lutz Vogt, Dr.-Ing. Gregor Schacht</i>	
Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke	143
<i>Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt</i>	
Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025	153
<i>Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt</i>	
Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59	165
<i>Dipl.-Ing. Moritz Menge</i>	

Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau	169
<i>Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern</i>	
Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke	173
<i>Dipl.-Ing. Peter Boesch, M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray</i>	
Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC)	179
<i>Dipl.-Ing. Simon Liebl</i>	
Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile	183
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc., Dr.-Ing. Marc Zintel</i>	
Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich	187
<i>Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig</i>	
Verschub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr	193
<i>Josef Teupe</i>	
Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken	197
<i>Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte</i>	
EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein	203
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis, Dipl.-Ing. Martin Ludwig</i>	
CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau.....	207
<i>Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Friese, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif</i>	
The new city bridge of Drammen (Norway)	213
<i>Birger Opgård, MSc Sivilingeniør, Mario Rando Campos, MSc ETSIIM, Architect Bartłomiej Halaczek, Architect Thor Olav Solbjør</i>	
Inserentenverzeichnis	220



Hentschke



Monitoring mit optischen Sensoren

Premiumradweg Chemnitz als Stahl-Carbonbeton-Konstruktion



Spezialist für Verkehrswegebau

Hentschke
www.hentschke-bau.de

Wenn Infrastruktur spricht, sieht es so aus

Mit interaktiven Web-Anwendungen holen wir Öffentlichkeit und Stakeholder spielerisch ab - und machen Varianten, Wirkungen und Zusammenhänge verständlich.

Bei MOREAN entwickeln wir visuelle Kommunikation für komplexe Infrastrukturprojekte: von Strategie und Storyline über Renderings bis zu Film, Animation und interaktiven Anwendungen.

Damit Ihre Planung nicht nur fachlich überzeugt, sondern auch gesehen, verstanden und akzeptiert wird. Kurz: Wir übersetzen Ihre Ingenieurleistung in klare Bilder und starke Geschichten.

Lassen Sie uns Ihr Projekt sichtbar machen.

Kontakt:



Grußwort

Sehr geehrte Damen und Herren,

Brücken sind weit mehr als reine Bauwerke, die uns von einem Ort zum anderen führen. Sie sind Symbole für Verbindung und Fortschritt. Sie schaffen nicht nur physische Übergänge zwischen zwei Orten, sondern verbinden auch Ideen, Menschen und Kulturen. Sie ermöglichen im besten Sinne des Wortes „Handel und Wandel“.

Die herausragende Bedeutung von Brücken als verbindende Elemente im Zuge von Straßen ist uns allen in der jüngsten Vergangenheit besonders vor Augen geführt worden. Ohne intakte Brücken ist die beste Straße nicht nutzbar. Und genau hier zeigt sich der zentrale Wert von Forschung und Praxis – in der Entwicklung innovativer Lösungen, die diese Verbindungen sichern und verbessern.

Als Ministerin – frisch im Amt – erlebte ich die Vollspernung der Elbebrücke in Bad Schandau als für mich tief einschneidende Erfahrung. Denn für die Bevölkerung in der Region und für alle, die „Handel und Wandel“ in der Region betreiben, führte das Fehlen dieser Brücke zu erheblichen Einschränkungen und Belastungen im Alltag. Die Zusammenarbeit mit den Brückenexperten rund um Professor Marx hatte ihren positiven Höhepunkt im Brückentest im April 2025: Die Elbebrücke wurde dabei mit bis zu 320 Tonnen belastet; modernste Prüfmethode und Monitoringtechnologien kamen zum Einsatz. Im Ergebnis konnten wir den Menschen in der Region so zügig wie möglich die dringend notwendige Entlastung ermöglichen, weil wir den Verkehr wieder freigeben konnten. Wir haben damit auch gezeigt, dass die Politik ihre Verantwortung wahrnimmt und handlungsfähig ist.

Ein Beispiel für die Innovationskraft der Forschung ist die intelligente messtechnische Überwachung an der Forschungsbrücke in Bautzen. Sensorik auf technischem Top-Niveau liefert kontinuierlich Daten direkt vom Bauwerk; KI-gestützte Verfahren werten diese automatisch aus. So lassen sich Schäden und kritische Veränderungen frühzeitig erkennen – und Maßnahmen können schnell und gezielt eingeleitet werden. Solche Projekte sind entscheidend, um Brücken effizienter und nachhaltiger zu planen, zu betreiben und zu erhalten und damit die Leistungsfähigkeit unserer Infrastruktur langfristig zu sichern.

Auch die Entwicklung neuer Bauverfahren trägt dazu bei. Die sächsische Straßenbauverwaltung begleitet daher neue Bauverfahren und die Forschung zur Bauwerksüberwachung eng. Ein Beispiel hierfür ist die Pilotanwendung von Carbonbeton im Brückenbau, die eine nachhaltige und effiziente Lösung für die Erhaltung der Brückeninfrastruktur bietet.

Meine Damen und Herren, die vor uns liegenden Aufgaben bei der Erhaltung und Verbesserung unserer Infrastruktur werden wir durch ein enges Zusammenwirken



Regina Kraushaar

Bild: Pilz

von Forschung, Wirtschaft und Verwaltung bewältigen. Die Politik muss hierfür die entsprechenden Rahmenbedingungen schaffen – die Vereinfachung von Genehmigungsverfahren für schnellere Bauverfahren ist dabei ein zentrales Gelingensmoment. Als Staatsregierung haben wir 2025 wichtige Änderungen im Sächsischen Straßengesetz auf den Weg gebracht. Zudem müssen wir sicherstellen, dass die finanzielle Ausgestaltung der Haushalte die erforderlichen Mittel zur Erhaltung der Straßeninfrastruktur bereitstellt.

Abschließend möchte ich allen Ingenieurinnen und Ingenieuren im Bereich Brückenbau und allen Forschern und Wissenschaftlerinnen meinen herzlichen Dank aussprechen. Mein besonderer Dank geht an Prof. Marx und sein Team für ihre maßgeblichen Beiträge zur Weiterentwicklung der Brückeninfrastruktur. Ihre Innovationen und ihr Engagement sind entscheidend, um die Infrastruktur von morgen mit neuen Ideen zu gestalten. Ich wünsche Ihnen einen reichen fachlichen Austausch und viele Inspirationen aus den Fachvorträgen, die uns helfen werden, die Infrastruktur zeitgemäß und auf dem neuesten Stand der Forschung weiter zu verbessern und zu sichern.

Regina Kraushaar | Sächsische Staatsministerin
für Infrastruktur und Landesentwicklung



Leonhardt, Andrä und Partner

www.lap-consult.com

Danjiang Brücke, Taiwan
Foto: Kung Sing Engineering Corporation

Nationale Ergänzung des Brückenregelwerks – Hintergründe und Umsetzung

Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn | Bundesministerium für Verkehr, Bonn

Kurzfassung

Erfahrungen im Umgang mit älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken belegen, dass neben statischen Defiziten insbesondere Defizite in der Ermüdungssicherheit durch Nachrechnungen aufgedeckt werden. Problematisch sind vor allem die geschweißten Anschlüsse. Die Gründe hierfür sind hauptsächlich im mangelnden Wissen und der falschen Einschätzung der Ermüdungsbeanspruchung von Straßenbrücken sowie einer nicht ausreichenden Fertigungsqualität der Schweißnahtanschlüsse bei der seinerzeitigen Planung und Erstellung der Bauwerke zu sehen. Zudem waren die Regelwerke lückenhaft und sind es zum Teil heute noch, so dass Verbesserungsbedarf besteht. Derartige Aspekte, aber auch ein geändertes Nutzungsverhalten bei Erhaltungsarbeiten trugen dazu bei, Entwicklungen zugunsten robusterer Querschnitte im Stahl- und Verbundbau von Straßenbrücken zu initiieren, dabei vorhandene Erfahrungen und Kenntnisse aufzugreifen und bisher ungelöste Fragestellungen zielgerichtet einer praktikablen Lösung zuzuführen. Pilotanwendungen halfen, neue Lösungsansätze zu erproben, so z. B. bei den Talbrücken Rinsdorf und Rahmede, beide im Zuge der Bundesautobahn 45, indem Ergänzungen zu normativen Vorgaben vorgenommen wurden, über die nachfolgend berichtet wird.

1 Allgemeines

Im Gegensatz zu Spannbetonbrücken reagieren Stahlverbund- und vor allem Stahlbrücken wegen des geringeren Eigenlastanteils an der Gesamtlast wesentlich empfindlicher auf steigende Verkehrslasten. Überbeanspruchungen infolge wachsender Verkehrslasten sind schnell die Folge.

Besonders ausgeprägt sind die Schwächen der Konstruktionen gegenüber ermüdungswirksamen Beanspruchungen der dynamisch eingetragenen Verkehrsbeanspruchung. Dies liegt nur zum einen an mangelndem Wissen über die Wirkung ermüdungswirksamer Beanspruchungen zur Zeit der Planung der Bauwerke, vielmehr waren auch die Kenntnisse über ermüdungsarmes Konstruieren und Herstellen seinerzeit nicht immer ausgeprägt, was zum Teil auch heute noch beobachtet werden kann. Inzwischen ist das Wissen um ermüdungsarmes Konstruieren zwar grundsätzlich vorhanden, wird aber sowohl in der Planung, vor allem aber auch in der

baulichen Umsetzung verschieden gelebt. Weil auch nur wenige normative Vorgaben vorliegen, unterscheiden sich die Anschlussdetails und sind hochgradig von den Erfahrungen der jeweiligen Planer, Ausführenden und Prüfer abhängig.

Um die Vielfalt der Anschlussdetails auf einige wenige, dafür aber einfache und robuste Varianten zu begrenzen, wurden im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr (BMV) neue Anschlussdetails entwickelt [1], die sich in zusätzlichen Anforderungen an die Planung und Ausführung von Brücken, z. B. bei funktionalen Ausschreibungen, wiederfinden.

Erste Bauwerke, bei denen verschiedene Neuerungen umgesetzt wurden, sind die Ersatzneubauten der Rahmedetalbrücke und teilweise auch der Talbrücke Rinsdorf, beide Brücken befinden sich im Zuge der A 45. Das Beispiel Rahmedetalbrücke wird im Folgenden näher erläutert.

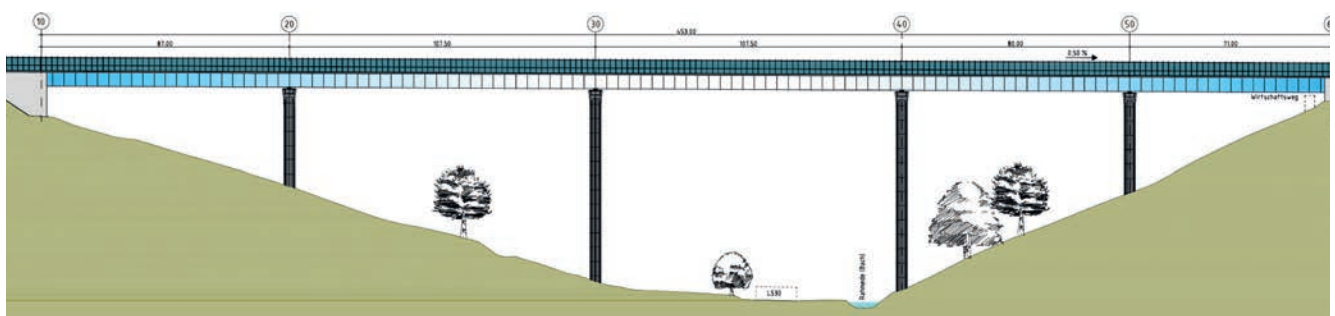


Bild 1: Längsansicht der Talbrücke Rahmede, Westansicht (Basis: Vorentwurf)

Grafik: Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen

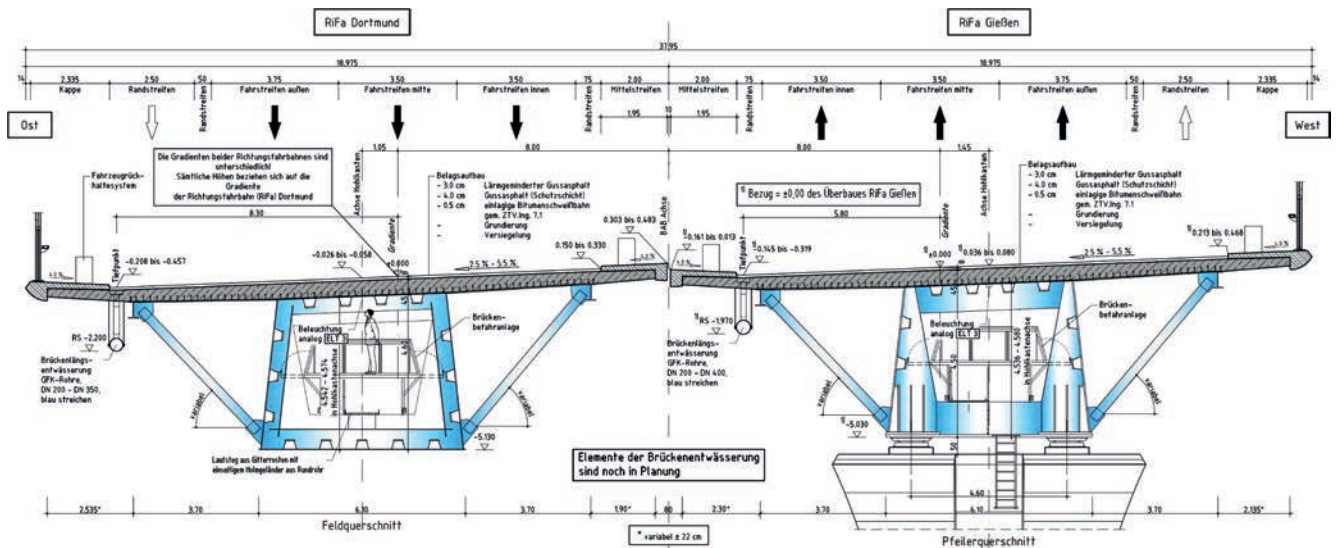


Bild 2: Regelquerschnitte der Talbrücke Rahmede; Bereich Feldmitte links und Bereich Pfeiler rechts (Basis: Vorentwurf)

Zeichnung: Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen

2 Zusatzanforderungen an Bemessung und konstruktive Gestaltung

2.1 Vorstellung der Talbrücke Rahmede

Für das Beispiel Rahmedetalbrücke wurde eine funktionale Ausschreibung auf Basis des Vorentwurfes der neuen Brücke ausgearbeitet und als Vertragsgrundlage fortentwickelt. Die Längenabwicklung des Brückenneubaus ist in Bild 1 zu sehen. Hierbei handelt es sich um eine fünffeldrige Stahlverbundbrücke mit einer Hauptspannweite von fast 108 m und Spannweiten in den Nebensegmenten zwischen 70 und 80 m. Die Herausforderung bei dieser Brücke ist die große Höhe über dem Talgrund von fast 70 m.

Auf Grund der großen Höhe bot es sich an, das Tragwerk in den Achsen 30 und 40 mit einer Festpfeilergruppe in Längsrichtung auszusteiern.

Die Brücke besitzt, wie im Autobahnbau üblich, einen zweiteiligen Querschnitt mit zwei statisch unabhängig voneinander wirkenden Tragwerken. Der Regelquerschnitt ist ein trapezförmiger Stahlkasten, dessen weit auskragende Fahrbahnplatte durch äußere Diagonalen fachwerkartig abgestützt wird (Bild 2).

2.2 Hinweise zu Einwirkungen

Für Brücken in den Dimensionen der Rahmedetalbrücke ist es unabdingbar, sich intensiver mit den Einwirkungen auseinanderzusetzen. Neben den Einwirkungen aus dem Eigengewicht des Tragwerks und dem späteren Ausbau kommt den Einwirkungen aus Verkehr und insbesondere aus Temperatur eine besondere Bedeutung zu.

Bei den Temperatureinwirkungen ist zwischen klimatisch bedingten und jenen aus Bauzuständen, z. B. beim Heißeinbau von Fahrbahnbelag, zu unterscheiden. Weil die Brücke in Nord-Süd-Richtung liegt, sind eigentlich neben

vertikalen Temperaturgradienten ebenso gleichzeitig auftretende horizontale Gradienten infolge einseitiger Erwärmung durch wechselnde Sonnenstände im Tages- und Jahresverlauf zu berücksichtigen. Nach DIN EN 1991-1-5 und dem zugehörigen NA [5], [6] ist keine Überlagerung aller Temperaturanteile, insbesondere nicht der gleichzeitigen Wirkung aus vertikalem und horizontalem Temperaturgradienten mit den zeitgleich auftretenden gleichmäßigen Temperaturänderungen trotz ihrer räumlichen Wirkung, vorgesehen [2], was hinsichtlich der Auswirkungen in zukünftigen Fortschreibungen der Norm unbedingt überdacht werden sollte.

Für die Anwendung bei der Rahmedetalbrücke wurden aus gutachterlichen Betrachtungen an Vergleichsprojekten und weitergehenden Überlegungen entsprechende Überlagerungen in Abhängigkeit vom Jahres- und Tagesverlauf abgeleitet [3]. Hierzu wurden zusätzliche Anforderungen für die Planung der Talbrücke Rahmede definiert [4]. Sie sind im Folgenden (teilweise leicht modifiziert und grau gesetzt) wiedergegeben:

- Für die klimatischen Temperatureinwirkungen gelten die Regelungen nach DIN EN 1991-1-5 [5] in Verbindung mit DIN EN 1991-1-5/NA [6]. Beim Überbau handelt es sich um einen Verbundquerschnitt, bei dem die Betonplatte abschnittsweise hergestellt wird, so dass das Tragwerk im Bauzustand partiell als Verbund- oder als Stahltragwerk zu behandeln ist. Es wird von einer Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^\circ\text{C}$ ausgegangen.
- Wegen der Nord-Süd-Ausrichtung sind Zwangsbeanspruchungen infolge klimatischer Temperatureinwirkungen aus einem linearen horizontalen Temperaturunterschied zu berücksichtigen. Für diesen ist $\Delta T_{Mz} = \pm 5\text{ K}$ anzusetzen.
- Weil DIN EN 1991-1-5 keine vollständigen Angaben zur Überlagerung von gleichzeitig wirkenden Temperaturschwankungen und Temperaturunterschieden enthält, werden für eine gleichzeitige Berücksichtigung der Temperaturanteile nachfolgende Überlagerungsvorschriften in Ergänzung zu DIN EN 1991-1-5 vorge-

Tabelle 1: Beiwerte ω zur Ermittlung der Einwirkungsgruppen aus klimatischen Temperatureinwirkungen (basierend auf [4], abgewandelt)

Beiwert	Einwirkungsgruppen für Klimasituationen im					
	$\Delta E_k(S_i)$ für Sommerhalbjahr				$\Delta E_k(W_i)$ für Winterhalbjahr	
	S1	S2	S3	S4	W1	W2
ω_N	1	0,5	0,5	0,5	1	1
$\omega_{My,pos}$	0,85	1	0	0	0,5	0
$\omega_{My,neg}$	0	0	1	0,85	0	0,5
ω_{Mz}	$\pm 0,3$	$\pm 0,3$	$\pm 0,3$	± 1	0	0

geben. Nachfolgend werden daher für die Temperatureinwirkungen Einwirkungsgruppen definiert, die sich an typischen Klimasituationen im Sommer und Winter orientieren und gleichzeitig den Tagesgang unter Berücksichtigung der Brückenorientierung berücksichtigen.

- Für die Überlagerung der Einwirkungen aus Temperaturschwankung ΔT_N und den Einwirkungen aus vertikalen ΔT_{My} und horizontalen ΔT_{Mz} Temperaturunterschieden gelten die nachfolgend definierten Einwirkungsgruppen für Klimasituationen im Sommer (S_i) und im Winter (W_i) jeweils bezogen auf eine Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^\circ\text{C}$, die bei den Kombinationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ungünstig zu berücksichtigen sind.

In Ergänzung zur Norm werden für eine gleichzeitige Berücksichtigung der Temperaturanteile Überlagerungsvorschriften der Einwirkungen aus Temperaturschwankung ΔT_N sowie aus vertikalen ΔT_{My} und horizontalen ΔT_{Mz} Temperaturunterschieden vorgegeben. Dafür werden Einwirkungsgruppen definiert, die sich an typischen Klimasituationen im Sommer (S_i) und Winter (W_i) orientieren und gleichzeitig den Tagesgang berücksichtigen. Bezugswert ist eine Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^\circ\text{C}$. Die Einwirkungsgruppen $\Delta E_k(S_i)$ für den Sommer und $\Delta E_k(W_i)$ für den Winter sind bei den Kombinationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ungünstig zu berücksichtigen.

$$\Delta E_k(S_i) = E \{ \omega_{N,max} \cdot \Delta T_{N,max} \oplus (\omega_{My} \cdot \Delta T_{My} \pm \omega_{Mz} \cdot \Delta T_{Mz} \pm \Delta \Delta T_N) \} \quad (1)$$

$$\Delta E_k(W_i) = E \{ \omega_{N,min} \cdot \Delta T_{N,min} \oplus (\omega_{My} \cdot \Delta T_{My} \pm \omega_{Mz} \cdot \Delta T_{Mz} \pm \Delta \Delta T_N) \} \quad (2)$$

Die Beiwerte ω sind in Tabelle 1 angegeben. In den Gleichungen (1) und (2) ist das $\oplus$ -Zeichen als Symbol für die Überlagerung der einzelnen Temperaturanteile zu verstehen.

Wegen der großen Höhe war es bei der Rahmedetalbrücke möglich, eine Festpfeilergruppe in den Achsen

30 und 40 zur Längsaussteifung anzuordnen, was wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt. Bedingt durch die Ausbildung zweier Festpunkte in Längsrichtung ist es sinnvoll, für Zustände nach Festlegung der endgültigen Lager eine Zwängung infolge einer gleichmäßigen Temperaturänderung außerhalb der rechnerisch angenommenen Aufstelltemperatur von 10°C zu berücksichtigen. Bei der Planung der Talbrücke Rahmede wurde dieser Aspekt wie folgt gefordert [4]:

- Die in den Gleichungen (1) und (2) angegebene Temperaturschwankung $\Delta \Delta T_N = \pm 10\text{ K}$ ist zusätzlich zu den klimatischen Temperatureinwirkungen nach DIN EN 1991-1-5 in dem Feld zwischen den beiden Festpfeilerachsen 30 und 40 (Bild 3) anzusetzen und berücksichtigt Abweichungen der Temperaturschwankung im Überbau von der theoretischen Aufstelltemperatur des Überbaus beim Festsetzen. Die feldweise zusätzlich zu berücksichtigende Schwankung $\Delta \Delta T_N$ zwischen den zwei Festpunkten ist als unabhängige veränderliche Einwirkung zu betrachten und ungünstig bei der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen zu überlagern.

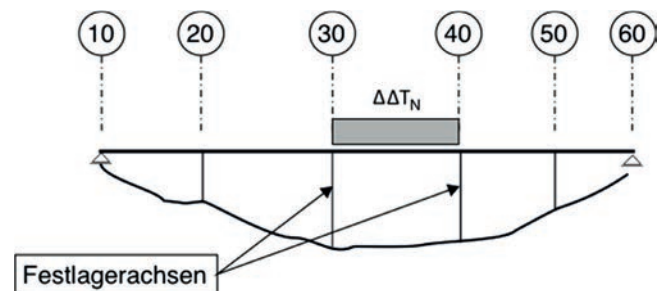


Bild 3: Klimatische Temperatureinwirkung zur Erfassung von Abweichungen beim Einbau der Längsfestlager [4]

Grafik: Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen

Besondere Beachtung sollte zukünftig bei statisch unbestimmt gelagerten Stahl-, aber auch Stahlverbundbrücken der Heißeinbau des Asphaltbelags finden, weil es wegen der hohen Einbautemperatur und des meist nicht symmetrisch zur Querschnittshauptachse erfolgenden Einbaus zu ungleichen Erwärmungen über den Querschnitt und damit zu beachtlichen räumlichen Beanspru-

chungen kommen kann. Besonders betroffen sind hiervon die Aussteifungselemente innerhalb des Kastens, aber auch die sich anschließenden Lager und Pfeiler. Diese Auswirkungen sind über die Tragwerkslängsrichtung zu betrachten und den klimatisch bedingten Temperatureinwirkungen sowie den Einwirkungen aus dem Arbeitsbetrieb sowie ggf. bauzeitlicher Verkehrsführung zu überlagern. Hierbei kann der Belagwechsel verschiedene Fahrbahnbreiten umfassen, weshalb sowohl ein Fahrstreifen der Breite von 3 m als auch ein halbseitiger Belageinbau zu berücksichtigen sind. Eine Berücksichtigung dieser Effekte hat für die spätere Unterhaltung und Erhaltung des Bauwerks große Vorteile, weil damit sichergestellt ist, dass ein halbseitiger Belageinbau über die gesamte Bauwerkslänge unter Einsatz von Maschinenteknik ohne weitere Vorkehrungen möglich wird. Dies schafft für die spätere Erhaltungsplanung beachtliche Freiheitsgrade. Für eine realistische Betrachtung darf in Rechnung gestellt werden, dass der Einbau des Belags mittels Fertigern in einer üblichen Einbaugeschwindigkeit erfolgt und neu eingebaute Beläge schnell abkühlen, weshalb ein abfallender Temperaturverlauf beginnend beim Fertiger lediglich über eine gewisse Einwirkungslänge zu berücksichtigen ist. Des Weiteren darf berücksichtigt werden, dass es sich beim Einbau um einen zeitlich begrenzten Vorgang handelt, für den die Temperaturansätze abgemindert werden dürfen.

In den zusätzlichen Anforderungen für die Planung der Talbrücke Rahmede zu den Einwirkungen aus dem Heißeinbau von Fahrbahnbelag hieß es hierzu [4]:

- Durch den Heißeinbau des Asphaltbelags mit Temperaturen der Asphaltmischung oberhalb von 180 °C entstehen in den Querschnitten Temperaturfelder, die eine thermische Beanspruchung in den Traggliedern statisch unbestimmt gelagerter Tragwerke bewirken. Bereits seit mehreren Jahren ist der Sachverhalt bekannt und wurde durch Messungen bestätigt [3]. Zahlreiche Schadensfälle, insbesondere bei Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten, lassen sich auf eine Nichtberücksichtigung dieser thermischen Einwirkung zurückführen. Die thermische Beanspruchung führt auch bei Stahlverbundtragwerken zu lokalen Zwangsbeanspruchungen in statisch unbestimmt gelagerten Fahrbahnplatten inkl. der Verbundfuge sowie den Querrahmen und Querschotten von Kastenträgern. Aus dem Heißeinbau resultieren ferner Querschnittskrümmungen des Haupttragwerks um die horizontale und vertikale Querschnittshauptachse, die zu Zwangsschnittgrößen im Überbau und in den Pfeilern sowie insbesondere zu zusätzlichen horizontalen Lagerkräften führen.

Weil DIN EN 1991-1-5 [5] zu den Einwirkungen aus dem Heißeinbau des Belags keine Angaben vorhält, werden für die thermischen Einwirkungen aus dem As-

pphaltieren nachfolgende Vorgaben gemacht. Diese sind den gleichzeitig wirkenden klimatischen Temperatureinwirkungen, den Ersatzlasten aus dem Arbeitsbetrieb (Eigengewicht Fertiger, Einbaubohle und Asphalt) und für einen späteren Belagswechsel zusätzlich den regulären Einwirkungen aus Verkehr nach DIN EN 1991-2 [2] in Verbindung mit dem zugehörigen NA [7] zu überlagern.

- Zur Abdeckung von Zwangsbeanspruchungen beim Heißeinbau des Fahrbahnbelags ist bei der Tragwerksplanung ein äquivalenter Temperaturlastfall zur Ermittlung der vorübergehenden Bemessungssituationen „teilweiser Belageinbau“ zu berücksichtigen, bei dem die Fahrbahnplatte entsprechend Bild 4 partiell um $\Delta T_{NA,max} = 10 \text{ K}$ zu erwärmen ist. Hierbei sind die zwei Fälle LF 1 und LF 2 zu unterscheiden. In Längsrichtung ist dabei jeweils für das Temperaturfeld aus dem Heißeinbau des Belags das in Brückenlängsrichtung wandernde Temperaturfeld der Länge $L_A = 400 \text{ m}$ nach Bild 4 zu untersuchen.

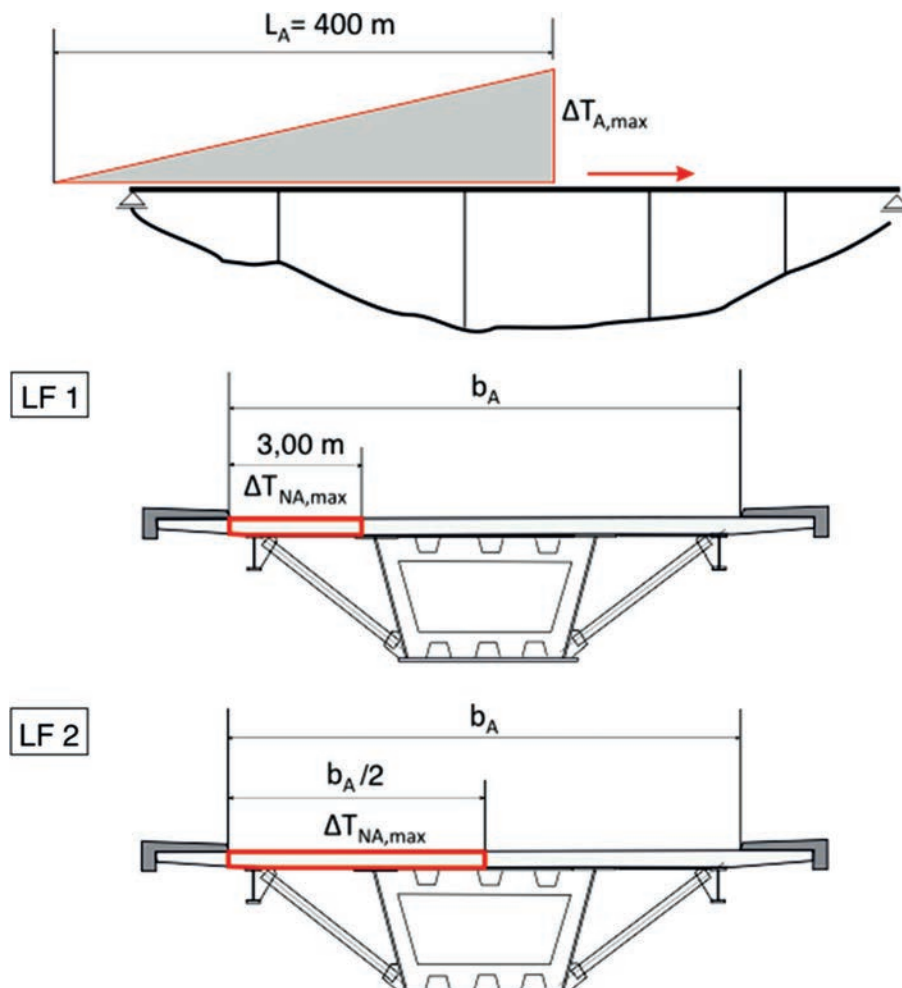


Bild 4: Ersatzlastfall für das Asphaltieren [4]

Zeichnung: Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen

Da der Asphaltvorgang beim Belageinbau eine vorübergehende Einwirkung darstellt, können die Beanspruchungen aus klimatischen Temperatureinwirkungen in Abhängigkeit von der zeitlich begrenzten Dauer des Asphaltvorgangs nach DIN EN 1991-1-6 [8] abgemindert werden. Im Regelfall ist von einem Zeitraum von weniger als drei Tagen auszugehen, weshalb daraus folgend eine Wiederkehrperiode von zwei Jahren anzunehmen ist.

Thermisch bedingte und ungünstig einwirkende Zwängungen können auch dann entstehen, wenn die Asphaltfahrbahn ggf. inkl. Kappen und Schutzeinrichtungen streifenweise für einen späteren Belagwechsel ausgebaut wird, womit die puffernde Wirkung des Asphalts gegenüber Erwärmung oder Abkühlung der Beton- oder Stahlfahrbahn verlorengeht. Die freigelegte Beton- oder auch Stahloberfläche hat andere thermische Eigenschaften. In der Regel erwärmt sie sich schneller als mit Asphalt bedeckte Flächen, wodurch in Bezug auf das Gesamttragwerk räumliche Zwangskräfte entstehen können. Die zeitlich begrenzte Wirkung dieses Zustands darf berücksichtigt werden. Sofern der Verkehr bereichsweise während des Belagwechsels auf der Brücke belassen wird, ist dieser einzurechnen. Die zusätzlichen Anforderungen für die Planung der Talbrücke Rahmede lauteten [4]:

- Für einen späteren bereichsweisen Belagwechsel sind die vorübergehenden Bemessungssituationen „Halbseitiger Ausbau des kompletten Belags inklusive Ausbau der Kappen und Schutzeinrichtungen“ auf einer Hälfte eines Überbaus über die gesamte Brückenlänge in Kombination mit den Verkehrseinwirkungen nach DIN EN 1991-2 [2] auf der anderen, befahrenen Überbauhälfte sowie mit den oben angegebenen klimatischen Temperatureinwirkungen zu untersuchen. Dabei ist darauf zu achten, dass es nicht zu einem Abheben der Lager kommt.
- Beim Ausbau des Asphaltbelags wird die Fahrbahnplatte bereichsweise bis zur Betonoberfläche freigelegt, die sich infolge der klimatischen Temperatureinwirkung an diesen Stellen nunmehr stärker erwärmt als jene Bereiche der Fahrbahnplatte, die weiterhin durch den Asphaltbelag überdeckt sind. Dadurch kommt es zu zusätzlichen thermischen Beanspruchungen im Tragwerk. Die resultierende Tragwerksbeanspruchung ergibt sich aus den Tragwerksbeanspruchungen infolge einer gleichsinnigen Überlagerung der Temperaturen aus dem Heißeinbau des Belags und den klimatischen Temperatureinwirkungen. Ungünstigste Beanspruchungen stellen sich ein und sind in der Bemessung zu berücksichtigen, wenn der Belag entsprechend LF 1 und LF 2 nach Bild 4 über die gesamte Brückenlänge neu eingebaut wird.
- Da der Asphaltvorgang beim Belageinbau eine vorübergehende Einwirkung darstellt, können die Beanspruchungen aus den klimatischen Temperatureinwirkungen in Abhängigkeit von der zeitlich begrenzten Dauer des Asphaltvorgangs nach DIN EN 1991-1-6 [8] abgemindert werden. Die anzusetzende Mindestdauer ergibt sich aus dem Asphaltvorgang

nach Bild 4 über die gesamte Brückenlänge und der Dauer, in welcher die Fahrbahnplatte bereichsweise freigeräumt wurde und keinen Asphaltbelag aufweist. Im Regelfall ist von einem Zeitraum von bis zu drei Monaten auszugehen; daraus folgend ist eine Wiederkehrperiode von fünf Jahren anzunehmen.

Für Beanspruchungen aus Wind gelten im Rahmen der Anwendungsgrenzen die normativen Vorgaben von DIN EN 1991-1-4 [9] in Verbindung mit DIN EN 1991-1-4/NA [10]. Generell wird empfohlen, ab einer gewissen Höhe der Brücke über Talgrund, z. B. Bezugshöhe von 50 m, ein Windgutachten einzuholen. Hierbei sind insbesondere auch die Bauzustände zu untersuchen.

Aus den Erfahrungen mit älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken ist bekannt, dass gerade an den Fugestellen bzw. den Anschlusspunkten von Querrahmen und Zugbändern hohe ermüdungswirksame Beanspruchungen auftreten, die weder rechnerisch erfasst noch in der baulichen Ausführung ermüdungsarm ausgeführt wurden. Die Gründe sind in erster Linie im seinerzeitigen geringen Kenntnisstand zur Wirkung der Ermüdungsbeanspruchung bei Straßenbrücken zu suchen. Nicht selten bereiten diese Tragwerksstellen heute Probleme durch Schädigungen, die über die Zeit eingetragen wurden. Heute wissen wir zur Ermüdungsthematik deutlich mehr und besser Bescheid, sind aber gut beraten, bis auf Weiteres die Fehlertoleranz gezielt einzugrenzen. Folgerichtig wurde für die Planung der Talbrücke Rahmede gefordert [4]:

- Das Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 [2] wurde seinerzeit nicht für lokale Beanspruchungen hergeleitet. Zur Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung ist daher das Ermüdungslastmodell ELM3 nach DIN EN 1991-2 in Verbindung mit DIN EN 1991-2/NA [7] faktorisiert anzusetzen. Auf der Einwirkungsseite ist hierbei ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F,f} = 1,1$ zu berücksichtigen.
- Beim Nachweis der Ermüdung ist bei den Querrahmen, Zugbändern und den äußeren Diagonalen sowie bei den Auflagerrahmen ein auf der Widerstandsseite anzusetzender Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf} = 1,25$ anzusetzen, was der geringeren Fehlertoleranz geschuldet ist. Für die Einstufung der Konstruktionsdetails in die Kerbfallgruppen sowie für die zugehörigen Ausführungsqualitäten gelten nunmehr zusätzlich zu den Regelungen nach DIN EN 1993-1-9 [11] die aktualisierten Regelungen für Kerbfälle nach E DIN EN 1993-1-9:2023-03 [12].
- Bei der Bemessung des Quertragsystems und der Fahrbahnplatte ist die Einspannwirkung der Fahrbahnplatte im oberen Diagonalanschluss sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch dem der Ermüdung zu berücksichtigen.
- Die Bemessung der Verdübelung des Zugbandes erfolgt unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Zugbandes bei Beanspruchungen aus den lokalen Plattenbiegemomenten und den Beanspruchungen aus der Mitwirkung im Queraussteifungssystem des Hauptträgers.

2.3 Hinweise zur konstruktiven Ausbildung

Bezüglich der konstruktiven Ausbildung beziehen sich die zusätzlichen Anforderungen zumeist auf die Ausführung und hier gewisse Ausführungsqualitäten der Schweißnahtanschlüsse. Vorliegende Erfahrungen aus dem Eisenbahnbrückenbau sind hier mit eingeflossen. Für die Ausführung von Anschlusspunkten wird für die Planung der Talbrücke Rahmede u. a. gefordert [4]:

- Für die Festlegung der Kerbfallgruppen und insbesondere der zugehörigen Anforderungen an die Ausführung gilt zusätzlich zu DIN EN 1993-1-9 [12] der Entwurf von E DIN EN 1993-1-9:2023-03 [13].
- Längs- und Quernähte in den Gurten sind grundsätzlich als beidseitig geschweißte DHV-Nähte auszuführen.
- Bzgl. der Ausführung gelten die Empfehlungen nach RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 2 Konstruktive Anforderungen, Anhang A [1]. Insbesondere sind bei den Gurtstößen der Hauptträger die Quernähte nach Zeichnung FS 2 (Ohlemutzstoß) auszuführen.

Teilweise liegen als Ergebnis gezielter Forschungs- und Entwicklungsarbeiten, z. B. bei der Entwicklung von Schweißnahtdetails bei den Anschlüssen äußerer Diagonalen [1], bereits Muster- bzw. Richtzeichnungen vor, auf die sich in der Planung der Talbrücke Rahmede bezogen werden sollte [4]:

- Die Anschlüsse der äußeren Diagonalen an Haupt- und Längsträger sind nach RE-ING-Teil 2, Abschnitt 2 Konstruktive Anforderungen, Anhang A, Zeichnungen QRD 1, Blätter 1 bis 3 auszuführen. Die Knotenbleche sind in der Materialgüte Z35 auszuführen. Ergänzend zu den Richtzeichnungen gelten die folgenden Regelungen:

- 1) Der Anschluss am oberen Längsträger ist nach Richtzeichnung QRD1, Bl. 1 auszuführen. Die Naht zwischen Drehteil und Rohr sowie der Anschluss der Steifen an das Drehteil und an das Knotenblech sind zwingend als Werkstattnähte in entsprechender Nahtgüte auszuführen.

- 2) Für den unteren Anschluss am Hauptträger gelten die Richtzeichnungen QRD1, Bl. 2 und Bl. 3 der Planungshilfen der RE-ING. Die Schweißnähte zwischen dem Knotenblech und dem Rohr sind grundsätzlich als Werkstattnähte in entsprechender Nahtgüte auszuführen. Bei der Lösung nach Bl. 2 und Bl. 3 der Richtzeichnung QRD1 ist jedoch anstelle der als Schweißbadsicherung dienenden Nase des Knotenbleches an der Knotenblechspitze ein Keramikformteil zu verwenden. Die Flankennähte dürfen auch als HY-Nähte ausgeführt werden, wenn an der Knotenblechspitze eine entsprechende Schweißnahtvorbereitung ausgeführt wird.
 - 3) Wenn beim unteren Anschluss auf den Stoß im Knotenblech gemäß Richtzeichnung QRD 1, Bl. 2 und Bl. 3 verzichtet wird und das Knotenblech stattdessen direkt an den Hauptträgersteg geschweißt wird, ist der Kreuzstoß mit einer Zentrierhilfe herzustellen. Die Exzentrizität e darf den Wert $e_{\max} = t_w/8$ nicht übersteigen. Hierbei ist t_w die Stegdicke des Hauptträgers.
 - 4) Beim Nachweis der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung sind die Beanspruchungen der Knotenbleche und der Schweißnähte infolge Biegung um die schwache Achse des Knotenbleches unter Berücksichtigung der Vorverformung des Stabes in Brückenlängsrichtung und nach Theorie II. Ordnung zu ermitteln.
- Bei den Unter- und Obergurten dürfen an Stößen von Längsnähten und Quernähten Dickenunterschiede im Kreuzungspunkt jeweils nur in Quer- oder in Längsrichtung ausgeführt werden.

Für die Queraussteifung der Kästen wurde sowohl bei der Talbrücke Rinsdorf als auch bei der Talbrücke Rahmede ein neuer Weg beschritten. Anstelle eines mit dünnen Blechen und aussteifendem Gurtblech ausgeführten Rahmens wurde die Aussteifung durch die Anordnung eines aus dicken Blechen und ohne Gurtblech hergestellten Rahmens gebildet. Fertigungstechnisch sind hiermit viele Vorteile verbunden, weil weniger Schweißungen ausgeführt werden müssen und somit

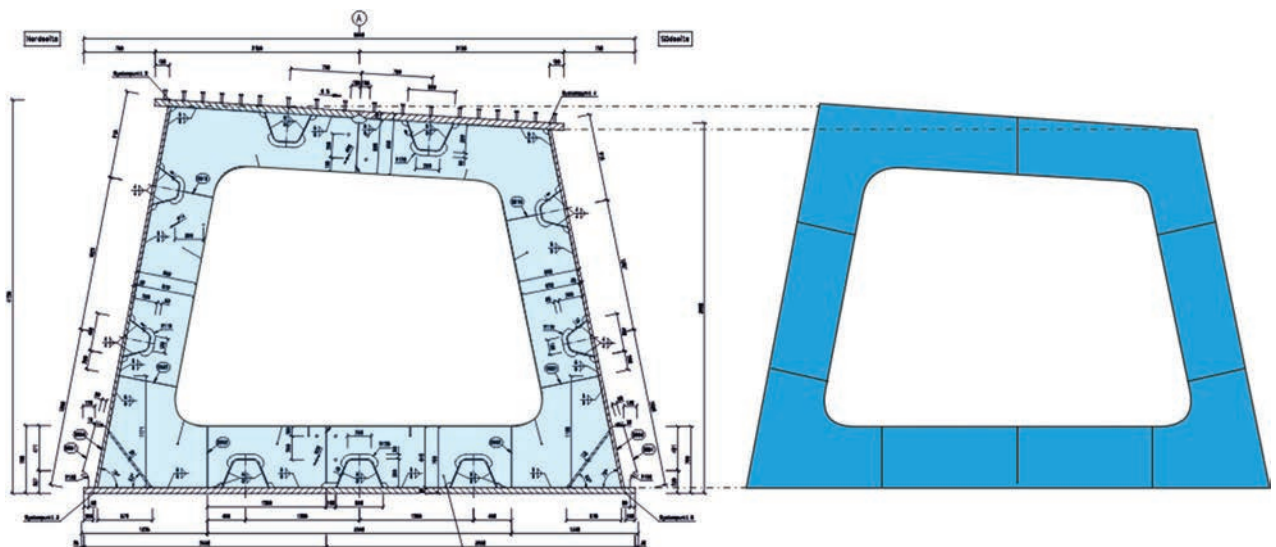


Bild 5: Querrahmen zur Aussteifung des Stahlkastens; links: Planausschnitt aus der Vorplanung, rechts: Prinzipdarstellung des Aussteifungsrahmens, aus [4]
Zeichnung: Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen sowie BMV, Bonn

ermüdungsfördernde Schweißeigenspannungen reduziert werden. Die Blechdicke muss so bemessen sein, dass das Blech allein und ohne Gurt sicher gegen Beulen ist. Anhand von Messungen unter realen Verkehrsbelastungen an der Talbrücke Rinsdorf konnte eine auskömmliche und gutmütige Wirkung dieser Aussteifung nachgewiesen werden. Es besteht die Hoffnung, dass sich diese Ausführungsart zu einem Regeldetail weiterentwickeln kann. Die Anforderung für die Ausbildung der Kastenaussteifung bei der Talbrücke Rahmede lautete [4]:

- Wenn es die Beanspruchungen der Querrahmen zulassen, sollten die Querrahmen der Brücke vorzugsweise aus einem dicken Blech mit großen Ausrundungsradien in den Rahmenecken ohne aufgeschweißte Gurte bestehen (Bild 5). Die Schweißstöße der Rahmen sind ermüdungsarm zu beschleifen.
- Die beiden Schrägsteifen links und rechts an den unteren Kastenecken (Bild 5, links) laufen über die gesamte Brückenlänge durch und bilden am Untergurt einen geschlossenen torsionssteifen Kasten, der zum Ausgleich von Toleranzen bei der Einleitung der Lagerkräfte beim Vers Schub dient. Die ermüdungswirksamen Beanspruchungen am Untergurt sind bei großen Stützweiten in der Regel sehr klein. Beim Anschluss an den Querrahmen muss die angeschlossene Steife mit dem entsprechenden Kerbfall nach DIN EN 1993-1-9 [12] berücksichtigt werden.
- Für die Einstufung der Konstruktionsdetails in die Kerbfallgruppen sowie für die zugehörigen Ausführungsqualitäten gelten ergänzend zu den aktuellen Regelungen nach DIN EN 1993-1-9 zusätzlich die Regelungen nach dem Entwurf E DIN EN 1993-1-9:2023-03 [13].
- Die Fahrbahnplatte ist zur Vereinfachung der Bewehrungsführung ohne Vouten auszuführen.

2.4 Hinweise zur Ausführung und für die Überwachung

Neben den rechnerisch zu berücksichtigenden Vorgaben hängt die erreichte Qualität im Bauwerk im Wesentlichen auch von der Ausführungsqualität der Arbeiten ab, weshalb hier besonders darauf hingewiesen wird und zusätzliche Anforderungen für die Fertigung der Talbrücke Rahmede gestellt wurden [4]:

- Für die Herstellung der Schweißnahtanschlüsse ist seitens der ausführenden Firma von den für das Schweißen der Anschlüsse vorgesehenen Schweißern eine Arbeitsprobe in Übereinstimmung mit der Schweißposition in der Fertigung herzustellen. Die positive Abnahme der Schweißprobe durch die Fremdüberwachung hinsichtlich der Einhaltung der für den Einsatzzweck gestellten Anforderungen an die Schweißnahtgüte dient als Einsatzvoraussetzung der jeweiligen Bauteilschweißung in entsprechender Lage für den von der Baufirma vorgesehenen Schweißer. Für die Schweißer der Anschlüsse ist eine Personalisierung erforderlich und zu dokumentieren, die durch die Fremdüberwachung zu überprüfen ist.
- Die zuvor beschriebene Verfahrensweise mit per-

sonalisierten Schweißern gilt auch für das Kopfbolzenschweißen der Dübel auf den Zugbändern sowie in den Anschlussbereichen am Längsträger und am Hauptträger. Es gelten insbesondere die Festlegungen im ARS 18/2019 „Qualitätssicherung beim Schweißen von Bolzendübeln im Brückenbau“ [16] für hoch auf Ermüdung ausgenutzte Kopfbolzendübel. Kopfbolzendübel gelten im Sinne des ARS 18/2019 als hoch auf Ermüdung ausgenutzt, wenn der Ausnutzungsgrad beim Nachweis der Ermüdung nach DIN EN 1994-2 [13] mit dem zugehörigen NA [14] größer als 50 % ist. Auf den Schweißnahtprüfplänen sind für die Fremdüberwachung die Bereiche mit einer Ausnutzung größer als 50 % kenntlich zu machen.

- Auf allen Werkstattzeichnungen oder auf den Schweißnahtdetailplänen sind bei den Schweißnähten die zugehörigen Kerbgruppen nach DIN EN 1993-1-9 [11] bzw. E DIN 1993-1-9:2023-03 [12] anzugeben.

3 Zusammenfassung

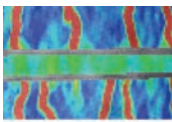
Angeregt durch die Erfahrungen im Umgang mit älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken wurden Entwicklungsarbeiten in der Querschnittsgestaltung und Detailausbildung initiiert, die zu dauerhafteren Lösungen führten. Diese wurden zum Teil in Musterzeichnungen und zusätzlichen Anforderungen hinterlegt und pilotartig zur Anwendung gebracht.

Auch wenn die zusätzlichen Anforderungen auf den ersten Blick verschärfend wirken, so sind doch die Vorteile im Hinblick auf Robustheit, Resilienz, Dauerhaftigkeit und Langlebigkeit der Bauwerke in unser aller Interesse und zum Wohle der Nutzer und Steuerzahler. Es ist vorgesehen, nach einer gewissen Erprobungszeit die vorgestellten Anforderungen in das Regelwerk zu übernehmen.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Stand 12/2024.
- [2] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung EN 1991-2_2003+AC:2010.
- [3] Hanswille, G.; Mangerig, I.: Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbrücken beim Heißeinbau des Fahrbahnbelags. in: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbau-Kalender 2024, Teil 1, Berlin: Ernst & Sohn, 2024, S. 523–580.
<https://doi.org/10.1002/9783433611722.ch8>
- [4] Bundesministerium für Verkehr (BMV, Hrsg.): Ergänzende Anforderungen für die Bemessung und Konstruktion von Stahlverbundbrücken im Rahmen von funktionalen Ausschreibungen. 2022, unveröffentlicht.
- [5] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkun-

- gen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009.
- [6] DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.
- [7] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [8] DIN EN 1991-1-6:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005 + AC:2008.
- [9] DIN EN 1991-1-6 Berichtigung 1:2013-08: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005, Berichtigung zu DIN EN 1991-1-6:2010-12; Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005/AC:2012.
- [10] DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010
- [11] DIN EN 1991-1-4/NA:2024-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.
- [12] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [13] DIN EN 1993-1-9:2023-03 – Entwurf: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-9:2023.
- [14] DIN EN 1994-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN 1994-2:2005 + AC:2008.
- [15] DIN EN 1994-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.
- [16] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 18/2019: Qualitätssicherung beim Schweißen von Bolzendübeln im Brückenbau. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Bonn, 26.8.2019.



SMAR 2026

8th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures

26.-28. August 2026, Dresden, Deutschland

THEMENSCHWERPUNKTE

- Hochentwickelte Materialien, intelligente Strukturen und zukunftsweisende Technologien als Basis für strukturelle Innovationen
- Leistungs- und Schadensbewertung von Bauteilen und Tragwerken
- Sanierung, Instandsetzung und strukturelle Verstärkung
- Innovative Mess- und Analysemethoden
- Langzeit- und prädiktives Structural-Health-Monitoring
- Praktische Anwendungen und Fallstudien
- Dauerhaftigkeit, Performance und Nachhaltigkeit über den ganzen Lebenszyklus

scan
me



smar-2027.org



B184 Roitzsch BW0132 Brücke über die DB



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



St 2177 Waldershof Los 1

➤ **Brückenbau**

➤ **Tiefbau**

➤ **Abbruch**

➤ **Ingenieurbau**

➤ **Straßenbau**

➤ **Recycling**



Die
Autobahn



Ich will Verantwortung, die etwas bewegt.

Als Bauingenieur (w/m/d) gestaltest du bei der Autobahn einzigartige Großprojekte.



Ein Weg, alle Möglichkeiten.

Auch in deiner Nähe. [KommZurAutobahn.de](https://www.kommzurautobahn.de)

Mehr Tempo für die Brückenmodernisierung durch funktionale Ausschreibungen, Schnellbauverfahren und serielles Bauen

Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch und Dipl.-Ing. Manuela Poschau | Die Autobahn GmbH des Bundes, NL Westfalen, Hamm

Kurzfassung

Wie kann die dringend notwendige Brückenmodernisierung in Deutschland gelingen? Es zeigt sich mehr und mehr, dass funktionale Ausschreibungen für Schnellbauverfahren oder serielles Bauen sehr effiziente und leistungsstarke Lösungen hervorbringen. Diese Verfahren müssen zur Bewältigung der großen Aufgaben der Brückenmodernisierung daher forciert werden. Die Anwendung erfordert spezielle Ausschreibungsbestandteile und zielgerichtete fachtechnische Regeln, die im nachfolgenden Beitrag dargestellt werden.

1 Einleitung

Es ist allgemein bekannt, dass viele Brücken in Deutschland erneuert werden müssen, weil sie nicht für den heutigen Schwerverkehr dimensioniert wurden. Die Modernisierung von Brücken an Autobahnen und Bundesstraßen hat inzwischen oberste Priorität.

Insbesondere bei den Autobahnen stehen wir vor großen Herausforderungen. Aufgrund der großen Anzahl von betroffenen Brücken und zum bestmöglichen Einsatz der zur Verfügung stehenden Ressourcen, ist eine Priorisierung notwendig. In einem Zeitraum von zehn Jahren sollen dafür in einem ersten Schritt die dringlichsten Bauwerke in einem Kernnetz modernisiert werden. Dafür müssen etwa 4.000 Brücken ertüchtigt oder durch leistungsfähige Ersatzneubauten ersetzt werden. Darüber hinaus stehen weitere ca. 500 besonders dringliche Brücken-Teilbauwerke außerhalb des Kernnetzes ebenfalls auf der Aufgabenliste für die erste Dekade.

Um mehr Tempo für die Umsetzung dieses herausfordernden Brückenmodernisierungsprogramms aufzunehmen, werden von der Autobahn GmbH des Bundes effektive und leistungsstarke Innovationen vorangetrieben. Die Planung, Baurechtschaffung und Bauausführung dieser dringenden Projekte muss bestmöglich beschleunigt werden.

Zum Verständnis ist es dabei wichtig zu erkennen, dass sich die Aufgabe der Brückenmodernisierung ganz grundlegend vom traditionellen Bau 'auf der grünen Wiese' unterscheidet. Selbstverständlich bleiben auch bei der Planung von Brückenersatzneubauten die grundlegenden Ziele eines Brückenentwurfs: Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit/Dauerhaftigkeit/Nachhaltigkeit, Ästhetik und Wirtschaftlichkeit vollumfänglich gültig. Bei Brückenersatzneubauten kommen jedoch wichtige Anforderungen und Randbedingungen hinzu, die nicht selten für die Projektierung der konkreten Bauaufgabe ausschlaggebend sind. Insbesondere sind dabei zu nennen:

- sehr hohe Dringlichkeit bei abgängigen Brücken,
- eingeschränkte Nutzlast der alten Brücken,
- Rückbauplanung, Schadstoffuntersuchung, Entsorgung und Recycling,
- Aufrechterhaltung der Verfügbarkeit der Autobahn bzw. eines anderen Verkehrsweges während des Baus (Stauvermeidung),
- Einsatz von Schnellbauweisen (Staureduzierung)
- geringe Verfügbarkeit an fremden Grundstücksflächen (Baurechtschaffung),
- geringer Eingriff in Natur- und Landschaft (schnellstmögliche Baurechtschaffung).

Kurz gefasst erfordert die Brückenmodernisierung also insbesondere schnelles, ressourcenschonendes Bauen unter beengten Platzverhältnissen. Erschwerend hinzu kommt der allgemeine Fachkräftemangel im Bauwesen.

Neue Herausforderungen verlangen neue Lösungen. Das Ziel bei der Ausschreibung von Brückenersatzneubauten muss daher sein, innovative Angebote für dieses spezielle Anforderungsprofil der Brückenmodernisierung am Markt anzufordern. Dabei muss selbstverständlich die Bau- und Gestaltungsqualität der neuen Brücke unverhandelbar erhalten bleiben.

Die nachfolgenden Ausführungen setzen den Fokus auf die Brückenmodernisierung bei Autobahnen. Die Übertragung dieser Herangehensweisen auf anderen Straßenklassen oder Verkehrswege kann zusätzliche Überlegungen notwendig machen beispielsweise im Hinblick auf andere Verkehrsstärken oder Optionen für Umleitungsstrecken.

2 Funktionale Ausschreibung

2.1 Vorbemerkungen

Die einleitend beschriebene Ausgangssituation für Brückenersatzneubauten ist sehr anspruchsvoll. Eine Reihe

von Pilotprojekten bei der Autobahn GmbH des Bundes zeigen aber inzwischen, dass erhebliches Verbesserungspotenzial für mehr Tempo bei der Brückenmodernisierung entwickelt werden kann. Bei einer Reihe von Anwendungen konnten bereits erhebliche Fortschritte erzielt werden, z. B. [1]–[3]. Zu diesem Erfolg hat die Auftragsvergabe durch funktionale Ausschreibungen maßgeblich beigetragen.

Die rechtlichen Grundlagen für funktionale Ausschreibungen legt die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) [4].

Während die klassische Ausschreibung gemäß VOB, Teil A, §7b den Bietern eine Baubeschreibung und eine detaillierte Leistungsbeschreibung mit vollständigem Leistungskatalog und Mengenermittlung vorgibt, besteht die funktionale Ausschreibung gemäß VOB, Teil A, §7c aus einer Baubeschreibung mit nur einem Leistungsprogramm und zugehörigem Pflichtenheft. Darin werden den Bietern die maßgebenden Bedingungen und Umstände sowie der Zweck der fertigen Leistung und die an sie gestellten Anforderungen mitgeteilt. Die engen Grenzen der klassischen Ausschreibung werden damit aufgelöst und ein zielgerichteter, begrenzter Gestaltungsfreiraum für die Bieter eröffnet. Die Bieter bekommen so die Möglichkeit, im Wettbewerb ihre Innovationskraft für eine optimierte Bauverfahrenstechnik, Bauart und Baudisposition auszugestalten und einzubringen. Die beste Lösung erhält den Zuschlag.

Während die Grundlage der klassischen Ausschreibung ein detaillierter Bauwerksentwurf gemäß RAB-ING, Abschnitt 3 [5] ist, wird als Grundlage der funktionalen Ausschreibung meist nur die Bauwerksvorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2 mit ergänzendem Pflichtenheft verwendet bzw. ein entsprechendes Modell nach der Methode des *Building Information Modeling* (BIM). Die Vorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2 liefert auch eine Kostenschätzung, die von der ausschreibenden Stelle für die Schaffung der haushaltstechnischen Voraussetzungen (Anmeldung im Bauhaushalt) heranzuziehen ist.

Hauptziel der funktionalen Ausschreibung ist die Reduzierung von Staus auf der Autobahn. Ein entsprechendes Angebotsbewertungssystem sorgt dafür, dass Einsparungen von Stauzeiten bei der Angebotswertung angemessen berücksichtigt werden. Angebote mit höheren Baukosten können also den Wettbewerb gewinnen, wenn im Ausgleich Stauzeiten reduziert werden (s. Abschnitt 2.2.1).

Ein anderes wichtiges Ziel von funktionalen Ausschreibungen ist die Reduzierung des Personalbedarfs bei den am Projekt Beteiligten. Aufgrund des Fachkräftemangels sollen möglichst mehr Brücken mit weniger Personal modernisiert werden. Um Missverständnissen vorzubeugen, muss vorweg deutlich gemacht werden, dass der Aufwand für das Aufstellen von funktionalen Ausschreibungen keineswegs signifikant geringer ist als bei klassischen Ausschreibungen. Es können aber an-

schließend große Synergieeffekte bei allen am Projekt Beteiligten erzielt werden, indem bei der Projektausführung eine Fokussierung auf das Bauen gelenkt wird. Wie dieses möglich ist, wird im nachfolgenden Abschnitt 2.2. ff. dargestellt.

Bei der Autobahn GmbH des Bundes wurden inzwischen eine größere Anzahl von funktionalen Ausschreibungen durchgeführt und die zugehörigen Baumaßnahmen sehr erfolgreich abgeschlossen. Die Ergebnisse sind äußerst vielversprechend. Es stellt sich heraus, dass die Herangehensweise mit funktionalen Ausschreibungen enormes Potenzial besitzt. Stauzeiten konnten teilweise drastisch verringert werden. Synergieeffekte durch serielles Bauen ergaben sich in erheblichem Umfang. Sehr interessante, technische Innovationen für Schnellbauverfahren wurden entwickelt.

Funktionale Ausschreibungen sollen deswegen zur Bewältigung der großen Aufgaben der Brückenmodernisierung bei der Autobahn GmbH des Bundes forciert werden. Im Folgenden sollen mögliche Optionen sowie fachtechnische und organisatorische Rahmenbedingungen anwendungsorientiert erläutert werden, denn für funktionale Ausschreibungen muss bei der Projektsteuerung etwas anders als gewohnt durch das fachtechnische Regelwerk navigiert werden. Für die Erläuterung der vertragsrechtlichen Besonderheiten im Detail wird auf [6] verwiesen.

2.2 Bestandteile und fachtechnische Regeln einer funktionalen Ausschreibung für Brückenersatzneubauten

Hauptbestandteile jeder funktionalen Ausschreibung sind die Baubeschreibung und das Leistungsprogramm mit zugehörigem Pflichtenheft, die projektspezifisch aufgestellt und angepasst werden müssen. Nachfolgend sind daher nur die Grundzüge – ohne Anspruch auf Vollständigkeit und Richtigkeit für jeden Einzelfall – dargestellt:

Das Leistungsprogramm sieht vor, dass eine Brücke gemäß der Referenzplanung des Bauherrn anzubieten ist. Diese Referenzplanung entspricht in der Regel der Vorzugsvariante, die sich zuvor bei der Vorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2 ergeben hatte. Es hängt vom konkreten Einzelfall ab, ob den Bietern darüber hinaus die Wahl zwischen zwei nahezu gleichwertigen Varianten (z. B. Spannbeton- oder Verbundüberbau) überlassen werden kann. Wenn nichts Wesentliches entgegensteht, wird dieses empfohlen um den Wettbewerb der besten Lösungen nicht unnötig einzuengen. Ebenso hängt es vom Einzelfall ab, ob die Referenzplanung des Bauherrn über den Standard des Vorentwurfs hinaus detailliertere, ergänzende Vorgaben (z. B. Baustoffvorgaben, Mindestabmessungen, konstruktive Aussteifungsbleche) enthalten soll. Dafür kann es gute Gründe – z. B. zur Qualitätssicherung – geben. Je zahlreicher und genauer diese Vorgaben allerdings sind, umso eingeschränkter können die Gestaltungsfreiräume der Bieter für kostengünstiges oder schnelles Bauen

sein. Auch bei diesem Thema sollte der Wettbewerb um die besten Lösungen daher nicht unnötig eingengt werden. Den ausschreibenden Stellen muss dabei bewusst sein, dass die beschriebene Gestaltungsfreiheit der Bieter bei der funktionalen Ausschreibung auch zu überraschenden Lösungen führen kann. Die sorgfältige Aufstellung von Baubeschreibung, Leistungsprogramm und Pflichtenheft ist bei funktionalen Ausschreibungen daher von zentraler Bedeutung.

Im Pflichtenheft zum Leistungsprogramm werden notwendige Festlegungen getroffen, die von den Bietern für ihre Angebote zwingend zu beachten sind. Ähnliche Festlegungen dürften auch von klassischen Ausschreibungen her bekannt sein und insofern nichts Neues darstellen. Das Pflichtenheft soll den Bietern aber auch einen zielgerichteten Korridor eröffnen für innovative Bautechniken und Bauverfahren:

- Vorgaben der Baurechtschaffung (Planfeststellung), ökologisches Pflichtenheft,
- Baugrundgutachten mit Gründungsempfehlungen,
- Leitungspläne,
- straßenplanerische Vorgaben,
- gestalterische Vorgaben,
- Bestandsunterlagen,
- Vorgaben für die eingeschränkte Nutzung des Bestandsbauwerkes beim Bauablauf gemäß Brückennachrechnung,
- Zulässigkeit von Verkehrsführungen der über- bzw. unterführten Straße nach Abstimmung mit den zuständigen Behörden,
- Vorgaben zur Kampfmittelräumung,
- Regeln zu Rückbau, Schadstoffuntersuchung, Entsorgung und Recycling,
- Vollumfängliche Einhaltung der aktuellen Regelwerke des Bundesministeriums für Verkehr (BMV) für Planung, Bau und Erhaltung,
- Einreichung des vom Auftragnehmer aufzustellenden Bauwerksentwurfs gemäß RAB-ING, Abschnitt 3 zur Genehmigung spätestens drei Monate nach Auftragserteilung, dem Bauherrn sind mindestens vier Wochen für die Entwurfsprüfung einzuräumen.
- Anträge auf Zustimmung im Einzelfall werden nur für die in der Ausschreibung explizit angegebenen technischen Lösungen akzeptiert (z. B. Einsatz von hochfestem Beton für Spannbetonfertigteile oder Carbonbeton-Fertigteilkappen),
- Beachtung der Eigentumsverhältnisse der Grundstücke und Baustelleneinrichtungsflächen,
- Vorgabe von Zahlungszielen (Anteile des Pauschalpreises, die zu Auszahlung kommen) auf der Grundlage von fertigen Leistungsabschnitten,
- Abnahmekriterium: Gesamtzustandsnote der ersten Hauptprüfung vor Abnahme nach DIN 1076 „Ingenieurbauwerke von Straßen und Wegen – Prüfung und Überwachung“ höchstens 1,3 (ZN H1 $\leq$ 1,3) usw.

Mit dem Angebot muss der Bieter seinen Angebotspreis und seine Vorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2 vorlegen. Nicht gefordert ist ein Leistungsverzeichnis mit Mengenermittlung, da die Abrechnung gemäß den

in der Ausschreibung angegebenen Zahlungszielen für fertige Leistungen erfolgt (s. o.). Der Bieter hat die Wahl, sich für sein Angebot die Referenzplanung des AG zu eigen zu machen oder unter Beachtung von Baubeschreibung, Leistungsprogramm und Pflichtenheft eine eigene, alternative Vorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2 (ohne Variantenuntersuchung und Kostenschätzung) vorzulegen. In jedem Falle ist das bei Veröffentlichung der Ausschreibung aktuelle Regelwerk des BMV für die Planung und den Bau von Brücken (insbesondere RE-ING [7], RIZ-ING [8], ZTV-ING [9]) vollumfänglich vom Bieter einzuhalten. Der Bieter hat dies mit seinem Angebot zu garantieren. Das Angebot des Bieters ersetzt naturgemäß die Variantenuntersuchung und Kostenschätzung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2.

Jeder Bieter mit brauchbarem Angebot erhält eine pauschale Kostenerstattung für seine Angebotsplanung. Es ist wichtig, den Bietern eine auskömmliche Zeit für die Angebotserstellung einzuräumen, da diese für ihr Angebot eine ausreichende Planungstiefe herstellen können müssen. In der Regel sind dafür mindestens 3–5 Monate nach Veröffentlichung der Ausschreibung bis zur Submission einzuplanen. Die Termine für den Baubeginn nach Auftragserteilung sollten so gesetzt werden, dass hinreichende Zeit für die intensive Bauvorbereitung der Maßnahmen (s. dazu auch Abschnitt 2.4) besteht. Dies gilt insbesondere für Bauarbeiten, die mit erheblichen Verkehrseinschränkungen verbunden sind. Diese Arbeiten sollen erst starten, wenn alle Vorarbeiten abgeschlossen wurden. Ein ausreichender Vorlauf der Ausführungsplanung ist ebenfalls sinnvoll. Zusätzlich sollte auch Vorsorge getroffen worden sein, um kurzfristig auf Schwierigkeiten – wie z. B. dem Ausfall wichtiger Maschinen – reagieren zu können.

Ergänzende Regeln für die funktionale Ausschreibung von Schnellbauweisen und seriellem Bauen werden in den nachfolgenden Abschnitten dargestellt. In Abhängigkeit vom konkreten Einzelfall können auch Kombinationen sinnvoll sein.

2.2.1 Ergänzende Regeln der funktionalen Ausschreibung für Schnellbauweisen

Schnellbauweisen können teurer sein als herkömmliche Bauverfahren (s. dazu aber auch Abschnitt 2.4). Die Kosten einer Nutzungseinschränkung oder gar eines Nutzungsausfalls der Autobahn können im Vergleich dazu aber ein Vielfaches betragen. Gesamtwirtschaftlich betrachtet, können daher Schnellbauweisen erheblich wirtschaftlicher sein, auch wenn sie höhere Baukosten haben. Solche Angebote sollten daher aus gesamtwirtschaftlicher Sicht gezielt beauftragt werden können.

Bei der funktionalen Ausschreibung für Schnellbauweisen geht es nun darum, genau solche Angebote im Wettbewerb am Markt anzufordern, bei denen die gesamtwirtschaftlichen Kosten (= Baukosten + Nutzungsausfallkosten) am geringsten sind. Dieses Angebotswertungsverfahren wird häufig als Verfügbarkeitskostenmodell bezeichnet. Alternativ kann die

Angebotswertung auch auf Grundlage eines Punktesystems für Baukosten und Nutzungsausfallkosten erfolgen.

Nur funktionale Ausschreibungen können diese Ergebnisse hervorbringen, denn im Unterschied zu klassischen Ausschreibungen gewähren funktionale Ausschreibungen dem leistungsfähigen Bieter noch die notwendige Gestaltungsfreiheit zum konsequenten Einbringen seiner innovativen Bau- und Verfahrenstechnik. Der Markt wird sich auf diese Anforderungen mehr und mehr einstellen, so dass auch insgesamt Tempo für die Brückenmodernisierung aufgenommen wird.

Für die Bestimmung der Nutzungsausfallkosten ist das Handbuch für die Vergabe und Ausführung von Bauleistungen im Straßen- und Brückenbau des BMV (HVA B-Stb) [10], Anlage 143 einschlägig. Dort werden die täglichen Nutzungsausfallkosten z. B. für eine Autobahn mit eingeschränkter Nutzbarkeit infolge einer Baustellenverkehrsführung angegeben, Bild 1. Für eine sechsstreifige Autobahn mit 5+0-Verkehrsführung und einer durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke von DTV > 80.000 Kfz/d können dort beispielsweise Netto-Nutzungsausfallkosten von 100.000 Euro/d abgelesen werden.

Dementsprechend müssen die Bedingungen der funktionalen Ausschreibung für Schnellbauweisen daher um ein Element zur Bewertung von Nutzungsausfallkosten (s. o.) ergänzt werden. Außer den in Abschnitt 2.2 dargestellten Komponenten Baubeschreibung, Leistungsprogramm und Pflichtenheft muss deswegen auch die Bauzeit Wertungskriterium werden. Der Bieter hat mit

Angebotsabgabe folglich ergänzend zu den Angaben gemäß Abschnitt 2.2 auch die von ihm benötigte Bauzeit mit Verkehrsbehinderungen verantwortlich zu benennen. Nach Zuschlagserteilung wird diese Bauzeit verbindlicher Bestandteil des Bauauftrages mit der Regelung, dass der Auftragnehmer im Falle einer Überschreitung der von ihm angebotenen Bauzeit einen angemessenen Malus zu tragen hat. Aus Ausgewogenheitsgründen wird dem Auftragnehmer aber auch eine Bonuszahlung in Aussicht gestellt, wenn er die von ihm angebotene Bauzeit tatsächlich noch unterschreitet. Bonus und Malus werden ebenfalls im Hinblick auf die Nutzungsausfallkosten gemäß HVA B-Stb für den Einzelfall festgelegt.

Es hat sich gezeigt, dass diese Herangehensweise große Innovationskräfte am Markt entfesselt. Es haben sich inzwischen leistungsstarke, technische Innovationen ergeben. In anderen Fällen konnten sich im Wettbewerb aber auch vorteilhafte, bewährte Bautechniken in Kombination mit optimierten Bauverfahrensabläufen und sehr guter Arbeitsvorbereitung durch den Auftragnehmer durchsetzen. Einige aktuelle Beispiele dafür sind:

- Taktschieben von beiden Brückenenden her [2],
- Brückenwiderlager aus Betonfertigteilen [1],
- Brückenüberbauten aus Fertigteilen,
- Bewehrte-Erde-Konstruktionen für Brückenwiderlager,
- Bau von Brückenüberbauten in Seitenlage und Einfahren in Endlage mit *Self-Propelled Modular Transporters* (SPMTs) [1],
- Einsatz von Spannbetonfertigteilen aus hochfestem

DTV [Kfz/d]	Verkehrsführung										
	4+0 [€/d]	2+2 [€/d]	5+0 [€/d]	4+1 [€/d]	3+2 [€/d]	3n+2 [€/d]	6+0 ¹⁾ [€/d]	5+1 [€/d]	4+2 [€/d]	3+3 [€/d]	3n+3 [€/d]
45.000											
50.000											
55.000	11.300	11.300	11.200	11.100	11.100	5.600	10.900	10.900	10.900	10.900	5.500
60.000	13.900	13.900	13.600	12.900	12.900	7.000	11.900	11.900	11.900	11.900	6.000
65.000	22.300	22.300	19.900	17.600	17.600	11.200	12.900	12.900	12.900	12.900	6.400
70.000	44.800	44.800	35.400	29.300	29.300	22.400	13.800	13.800	13.800	13.800	6.900
75.000	92.600	92.600	65.700	53.700	53.700	46.300	14.700	14.700	14.700	14.700	7.300
80.000	100.000	100.000	100.000	95.700	95.700	87.800	15.600	15.800	15.600	15.600	7.800
85.000				100.000	100.000	100.000	17.000	17.700	17.000	17.000	8.500
90.000							20.000	21.600	19.600	20.000	10.000
95.000							25.000	28.700	24.200	25.000	12.500
100.000							34.900	41.800	32.800	34.900	17.400
105.000							51.400	62.700	47.000	51.400	25.700
110.000							74.600	91.200	66.900	74.600	37.300
115.000							100.000	100.000	92.700	100.000	52.300
120.000									100.000		72.600
125.000											100.000
130.000											
135.000											
140.000											
1) Bei provisorischer Verbreiterung der Fahrbahn oder als zweite Stufe eines achsstreifigen Ausbaus. Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.											

Bild 1: Auszug aus HVA B-Stb [10], Vordruck Beschleunigungsvergütung Nutzungsausfallkosten 03-23, Anlage 143

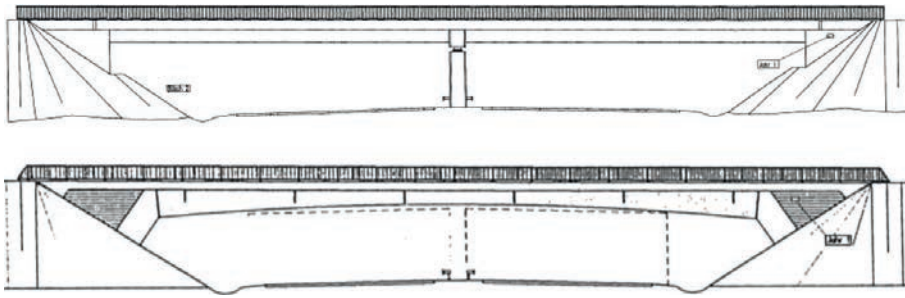


Bild 2: Musterentwürfe für Überführungsbauwerke; Typen Spannbetonzweifeldträger in Fertigteilbauweise (oben) und Verbundrahmen (unten) Zeichnung: Die Autobahn GmbH des Bundes

Die bisherige Erfahrung zeigt, dass für diese Herangehensweise die zahlreichen kleineren Autobahnbrücken sehr geeignet sind, die oft ähnliche Konstruktionen aufweisen. Insbesondere geht es um die vielen Überführungsbauwerke von Autobahnen. Da die Regelquerschnitte der Autobahn genormt sind und die Verkehrseinschränkungen auf der Autobahn möglichst gering sein sollen, liefern die Brückenplanungen für

diese Überführungsbauwerke stets ähnliche Ergebnisse.

Beton bis zu Schlankheiten von ca. $L/H = 25$ und Länge von 45 m [3],

- gleichzeitige Herstellung von beiden Brückenwiderlagern in Ort betonbauweise,
- Einsatz von Carbonbeton-Fertigteilkappen,
- Querverschub des in Seitenlage hergestellten Brückenersatzneubaus (sowohl kleine Brücken als auch Talbrücken) auf Pfeilern oder Fundamenten,
- überhöhte Anordnung (außerhalb des Verkehrsraums) des Traggerüsts für die Ort betonbauweise und abschließendes Absenken des fertigen Überbaus in einer Tagesbaustelle,
- Mehrschichtbetrieb über das in der Ausschreibung vorgegebene Maß hinaus.

Diese Erfahrungssammlung zeigt, dass die beste gesamtwirtschaftliche Lösung für die jeweilige Baumaßnahme stark von den Eigenarten des Einzelfalls abhängen kann und häufig nicht in der Planungsphase der Brücke durch den Bauherrn schon erkennbar ist. Allgemeingültige Patentrezepte können bisher nicht identifiziert werden. Vielmehr sind die örtliche Situation und das Know-how des jeweiligen Auftragnehmers entscheidend. Deswegen ist ein zielgerichteter Wettbewerb der besten Ideen und effizientesten Bauverfahrenstechnik im Rahmen einer funktionalen Ausschreibung notwendig, das vorhandene Potenzial der Bauindustrie zu heben.

Bei dieser Herangehensweise konnten bisher bei der Autobahn Westfalen sehr gute Ergebnisse erzielt werden. Nicht selten wurden die Bauzeiten, die mit Verkehrsbehinderungen verbunden waren, auf weniger als die Hälfte der üblichen Erfahrungswerte reduziert [1]–[3]. Die Qualität der abgenommenen Bauwerke ist sehr gut. Der Geschäftserfolg der beauftragten Bauunternehmen war zufriedenstellend (Win-win-Situation).

2.2.2 Ergänzende Regeln der funktionalen Ausschreibung für serielles Bauen

Bei der funktionalen Ausschreibung für das serielle Bauen wird der Fokus der Ausschreibung auf die Nutzung von Synergieeffekten bei Planung und Bau von Brückenersatzneubauten gelegt. Gleichartige Brücken sollen in Serie effizienter geplant und gebaut werden können. Dadurch kann Tempo für die Brückenmodernisierung aufgenommen und auch dem auf allen Ebenen herrschenden Fachkräftemangel begegnet werden.

Schon in der Vergangenheit hat es für diese Fälle Standardentwürfe, die teilweise auch als Typen- oder Musterentwürfe bezeichnet werden, gegeben. Allgemein bekannt ist der Standardentwurf „Spannbetonzweifeldträger in Fertigteilbauweise“ (Bild 2, oben) und der Standardentwurf „Verbundrahmen“ über vierstreifige oder sechsstreifige Autobahnen (Bild 2, unten).

Diese Standardentwürfe wurden inzwischen durch die Autobahn GmbH des Bundes für das geltende technische Regelwerk aktualisiert, mit dem BMV abgestimmt und stehen dem Anwender wieder zur Verfügung. Darin enthalten sind auch Rahmenbedingungen für die Anwendung dieser Standardentwürfe (z. B. maximale Stützweite, Schiefe, Krümmung, Baugrundverhältnisse usw.). Ein Standardentwurf „Spannbetonrahmen aus Fertigteilen“ und „Einfeldträger aus Spannbetonfertigteilen“ ist aktuell für sechsstreifige Autobahnen in der Entwicklung. Geplant ist außerdem ein Standardentwurf für Brücken im Zuge der Autobahn mit Stützweiten kleiner als 25 m.

In der Vergangenheit gab es aber die Erfahrung, dass Standardentwürfe häufig nur zurückhaltend genutzt wurden. Der Grund dafür ist, dass Brücken im Bestand aus verschiedensten Gründen Unikate sind. Brücken auf dem Gebiet der ehemaligen DDR, die teilweise nach Typenelemente-Katalogen BT gebaut wurden, bilden hier eine Ausnahme. Häufig passen die Standardentwürfe schlichtweg nicht unmittelbar auf den vorliegenden Fall. Es herrscht nämlich seit jeher die Tradition in Deutschland, dass sich Brückenbauwerke von Straßen weitgehend in die optimale Planung der Straße oder baurechtliche Vorgaben einfügen sollen. Für die Straßennutzer ist dies angenehm, weil Brücken als Teil der Trassierung der Straße dadurch häufig gar nicht wahrgenommen werden. Beim Ersatzneubau dieser Brücken tritt dann aber die Schwierigkeit auf, dass nahezu keine Brücke wie die andere ist. Erschwerend kommt hinzu, dass die neuen Brücken bestmöglich auf die aktuellen technischen Regelwerke angepasst werden sollen. Bei genauer Betrachtung haben die Brückenersatzneubauten daher unterschiedliche Längen, Breiten, Quer- und Längsneigungen, Schiefen, Grundrisskrümmungen usw. Bisher mussten Brückenersatzneubauten deswegen in jedem Fall individuell gemäß RAB-ING durchgeplant werden, auch wenn sie weitgehend einem Standardentwurf entsprechen.

Die funktionale Ausschreibung eröffnet nun für diese Fälle ein alternatives, erheblich effizienteres Vorgehen. Grundlage ist zunächst das im Abschnitt 2.2 beschriebene Brückenplanungsverfahren auf der Basis der Vorplanung gemäß RAB-ING, Abschnitt 2. Stellt sich bei der Vorplanung nun heraus, dass eine Entwurfsvariante gemäß Standardentwurf die Vorzugsvariante ist, dann können im Folgenden neue Verfahrenswege beschritten werden:

Auf der Basis des Standardentwurfs kann dann die funktionale Ausschreibung für den Brückenbau aufgestellt werden. Ergänzend zu den Regeln in Abschnitt 2.2 ist die Ausführung des Standardentwurfs aber zwingend vorzuschreiben. Ein eigener Bieterentwurf ist in diesem Falle also auszuschließen.

Weil ein allseits bekannter Standardentwurf zur Ausführung kommt, ist nach Auftragserteilung dann aber ein Entwurf gemäß RAB-ING, Abschnitt 3 entbehrlich. Dies ist in der funktionalen Ausschreibung ausdrücklich zu gestatten. Der Auftragnehmer darf nach dem Zuschlag direkt mit seiner Ausführungsplanung starten. Er muss dabei jedoch den Standardentwurf auf die örtliche Situation und die in Baubeschreibung, Leistungsprogramm und Pflichtenheft angegebenen Randbedingungen im Sinne einer Anpassungsplanung adaptieren. Die vertragliche Prüfung der Ausführungsplanung umfasst dementsprechend auch die Prüfung, ob die Details des Standardentwurfs richtig und vollständig vom Ausführungsplaner umgesetzt wurden.

Die Erfahrung zeigt, dass es in diesen Fällen darüber hinaus äußerst vorteilhaft ist, mehrere Projekte, die gemäß Standardentwurf gebaut werden sollen, in eine gemeinsame Paketausschreibung zusammenzufassen. Dies ist insbesondere bei räumlicher Nähe der Projekte interessant. Es ergeben sich dadurch für die ausschreibende Stelle erhebliche Synergieeffekte bei der Ausschreibung. Diese Effekte ergeben sich aber auch beim Bieter, weil mehrere, sehr ähnliche Bauaufgaben zu kalkulieren sind. Schließlich ergeben sich durch das serielle Bauen

auch bei der Bauausführung erhebliche Wiederholungs- und Lerneffekte, die optimierte Verfahrensabläufe, industrielle Fertigung mehrerer gleichartiger Bauteile, effizientere Personalplanungen sowie Maschinen- und Geräteeinsätze bewirken. Im Bereich der Autobahn Westfalen wurde diese Paketbildung bereits sehr erfolgreich erprobt, beispielsweise für fünf Brücken über die Autobahn A1 nördlich von Osnabrück (Bild 3).

2.3 Besonderheiten der fachtechnischen Wertung von funktionalen Ausschreibungen

Die fachtechnische Wertung der Angebote einer funktionalen Ausschreibung kann erheblich intensiver sein als bei der klassischen Ausschreibung. Zwei Themenschwerpunkte sind dafür maßgebend:

- a) Die von den Bietern angebotene Bauzeit muss geprüft und in die Angebotswertung, z. B. gemäß dem im Abschnitt 2.2.1 dargestellten Verfügbarkeitskostenmodell, eingerechnet werden.
- b) Wenn Bieter von der Möglichkeit Gebrauch machen (s. Abschnitt 2.2), einen von der Referenzplanung des Bauherrn abweichenden, eigenen Bieterentwurf anzubieten, muss überprüft werden, ob dieser Entwurf den Regeln des BMV und insbesondere den Vorgaben der Baubeschreibung und des Leistungsprogramms mit Pflichtenheftes vollständig genügt. Anderenfalls kann dieses Angebot von der Wertung ausgeschlossen werden.

Für die Angebotswertung ist deswegen ausreichend Zeit bis zur Zuschlagserteilung einzuplanen. Die Bindefristen der Angebote sind entsprechend lang vorzugeben.

2.4 Besonderheiten der Bauausführung nach Zuschlagserteilung bei funktionalen Ausschreibungen

Nach der Zuschlagserteilung muss der Auftragnehmer (AN) in der Regel kurzfristig den Entwurf gemäß RAB-ING, Abschnitt 3 aufstellen und zur Genehmigung beim Auftraggeber (AG) vorlegen (s. Abschnitt 2.2). Der Entwurf ist Grundlage der Ausführungsplanung. Diese läuft erfahrungsgemäß beim AN aber bereits parallel mit der Entwurfsaufstellung an. Die Entwurfsgenehmigung durch den AG steht daher unter einem Termindruck und ist entsprechend zu forcieren. Bei der terminlichen Disposition des Entwurfsgenehmigungsprozesses sind die Vorlagegrenzen des jeweiligen Bauherrn zu beachten. Entsprechende Vorgaben sind in der Baubeschreibung zu regeln.



Bild 3: Ersatzneubau von Brücken über die sechsstreifige A 1 nördlich von Osnabrück; funktionale Ausschreibung (Paket von fünf Brücken) auf der Grundlage des vielseitig einsetzbaren Standardentwurfs „Spannbetonzweifeldträger in Fertigteilbauweise“

Foto: Die Autobahn GmbH des Bundes

Die Prüfung der Ausführungsplanung erfolgt dem Grunde nach wie bei der klassischen Ausschrei-

bung. Es muss jedoch dafür sensibilisiert werden, dass der AN aufgrund seines Pauschalangebotes ein hohes wirtschaftliches Interesse hat, Baustoffmassen und Aufwendungen einzusparen. Dies muss insbesondere auch durch den Prüfenieur verfolgt werden. Nach den bisher vorliegenden Erfahrungen ist das geltende technische Regelwerk aber im Allgemeinen ausreichend, die Qualität der neuen Bauwerke voll zu gewährleisten.

Die Bauüberwachung des AG wird bei funktional ausgeschrieben Bauprojekten stark von Abrechnungsaufgaben entlastet, da die Vergütung aufgrund von Zahlungszielen für fertige Leistungen erfolgt. Die Bauüberwachung kann sich daher auf die Qualitätssicherung der Arbeiten und die bestmögliche Unterstützung des Baufortschritts konzentrieren.

Eine große Freisetzung von Personalkapazitäten durch funktionale Ausschreibungen ergibt sich darüber hinaus auch beim AN. Da dieser seine eigenen Entwurfspläne ausführt, sind Themen für mögliche bauvertragliche Unstimmigkeiten naturgemäß gering. Die Tatsache, dass auf unseren Baustellen mit Einheitspreisverträgen (klassische Ausschreibung) sehr viel Personalkapazität für Bürokratie zur bauvertraglichen Klärung von möglichen Nachtragsleistungen verloren geht, dass mit Verzögerungen im Bauablauf u. U. mehr Geld zu verdienen ist als mit guter Bauleistung, wird damit signifikant eingedämmt. Aufgrund der teils katastrophalen Folgen, die marode Brücken verursachen, muss der Fokus der am Bau Beteiligten im Sinne des Gemeinwohls und der Autobahnnutzer, die an den Baustellen häufig mit Verkehrsbehinderungen konfrontiert sind, auf den erfolgreichen Baufortschritt umprogrammiert werden. Dies leistet die beschriebene funktionale Ausschreibung. Sehr gute Bauvorbereitung und -leistung werden damit zum entscheidenden Erfolgsfaktor für den AN.

Die Erfahrung zeigt, dass dann auch die Baukosten, also die Gesamtkosten nach Schlussrechnung, für Schnellbauweisen aufgrund der beschriebenen Einflüsse von Nachtragsvergütungen bei Einheitspreisverträgen durchaus nicht höher sein müssen. Das soll nicht bedeuten, dass funktionale Ausschreibungen frei von Nachtragsleistungen sind. Die Erfahrungen zeigen aber, dass das Aufkommen von Nachtragsleistungen deutlich reduziert ist und allseits ein hohes Interesse an einer reibungslosen, kooperativen und erfolgreichen Zusammenarbeit besteht.

3 Zusammenfassung

Es ist allgemein bekannt, dass die Brückeninfrastruktur in Deutschland dringend modernisiert werden muss. Dabei muss Tempo aufgenommen werden, damit die alten Brücken erneuert sind, bevor sie mit gravierenden Folgen abgängig werden. Im Beitrag wird dargestellt, wie funktionale Ausschreibungen für Schnellbauweisen und serielles Bauen aufgebaut werden können, um diese große Aufgabe zielorientiert zu lösen und erfolgreich in die Realität umzusetzen. Bei der Wertung der

Angebote von funktionalen Ausschreibungen und bei der bauvertraglichen Ausführung sind einige Besonderheiten zu beachten, die abschließend im Beitrag beschrieben werden.

Literatur

- [1] Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG: Expressbrücke Autobahn A2 in drei Wochen vom Abbruch der Bestandsbrücke bis zum Einfahren des neuen Brückenüberbaus in Endlage. Beitrag online unter: <https://youtu.be/K0mirxvP5Co> (geprüft im Januar 2026).
- [2] Die Autobahn GmbH des Bundes: Freigabe der A45-Talbrücke Rahmede: Der Verkehr läuft. Beitrag online unter: www.youtube.com/watch?v=pipsB-wWhpuk (geprüft im Januar 2026).
- [3] Haveresch, K.; Maurer, R.; Breitenbücher, R.: Fertigteilüberbauten für Brücken aus Hochfestem Beton – schneller, schlanker und nachhaltiger. Beton- und Stahlbetonbau 119 (2024) 2, S. 131–143. <https://doi.org/10.1002/best.202300080>
- [4] Deutscher Vergabe- und Vertragsausschuss für Bauleistungen: Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB), z. Zt. Ausgabe 2019.
- [5] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksplanungen für Ingenieurbauten (RAB-ING), z. Zt. Ausgabe 01/2023, Download unter: www.bast.de.
- [6] Autobahn GmbH des Bundes (Hrsg.): Handlungsleitfaden für Funktionale Ausschreibungen. Abschnitt in [10], Teil 4, Anlage, Download unter: www.bmv.de.
- [7] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING), z. Zt. Ausgabe 12/2024, Download unter: www.bast.de.
- [8] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für Ingenieurbauten (RiZ-ING), z. Zt. Ausgabe 12/2023, Download unter: www.bast.de.
- [9] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Zusätzlich Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), z. Zt. Ausgabe 02/2025, Download unter: www.bast.de.
- [10] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Handbuch für die Vergabe und Ausführung von Bauleistungen im Straßen- und Brückenbau (HVA B-StB). Ausgabe 03/2023, Download unter: www.bmv.de.



SSF Ingenieure

Begeisterung für Engineering

Schnelles Bauen. Zukunft gestalten.

Eine effiziente Zukunft im Brückenbau erfordert die Entwicklung neuer Bauweisen. Adaptiv und modular – für mehr Tempo auf der Baustelle.

VTT®-Bauweise



©Florian Schreiber Fotografie

Brücke über die Salzach
bei Kaprun, Österreich

VFT-WIB®-Bauweise



©Florian Schreiber Fotografie

Brücke Vigaun
bei Vigaun, Österreich

VTR®-Bauweise



©Florian Schreiber Fotografie

Elisabethbrücke
in Halle (Saale)

Modulbauweise



©Firmengruppe Max Bögl/
Reinhard Mederer

Überführung der B299
bei Mühlhausen Oberpfalz

Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh | Ostbayerische Technische Hochschule Regensburg
Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth | Simpson Strong-Tie GmbH, Bad Nauheim

Kurzfassung

Brückenbauwerke stehen zunehmend unter Instandhaltungsdruck – Ersatzneubauten sind oft weder kurzfristig realisierbar noch wirtschaftlich sinnvoll. Die Verstärkung mit geklebter Bewehrung, insbesondere CFK-Lamellen, bietet eine etablierte und nachhaltige Lösung. Während die Bemessung und Nachweisverfahren u. a. in einer Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) gut beschrieben sind, beziehen sich viele Ausführungen primär auf den Hochbau. Im Brückenbau sind aufgrund zusätzlicher Einflüsse wie Ermüdung, Spannungsrisskorrosion etc. weitere Kriterien relevant und die Bemessung der Verstärkung oft komplex. Wir möchten einen Beitrag leisten, Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung praxisnah berechnen zu können und Anwendern ein Werkzeug an die Hand geben. Besonders kritisch ist das Verhalten des Klebstoffs bei hohen Temperaturen. Bei einer Kragarmverstärkung werden die CFK-Lamellen anschließend häufig mit Asphalt überbaut. Zu den statischen Nachweisen gesellen sich somit zwei Fragestellungen: Wie verhält sich der Verbund im Zusammenspiel von Klebstoff und dem heißen Gussasphalt? Und wie verhält sich das Verbundsystem im Hinblick auf die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen?

1 Brückenverstärkung

1.1 Grundlagen geklebte Bewehrung

Mit geklebter Bewehrung kann jegliche Art von fehlender Bewehrung ergänzt werden. Im nachfolgenden Kapitel wie auch in den Regelwerken wird zwischen eingeklebter und aufgeklebter Bewehrung unterschieden. Mit der eingeklebten Bewehrung können mit den in Deutschland gültigen Regelwerken derzeit fehlende Biegebewehrung und fehlende Gurtbewehrung ergänzt werden. Mit der aufgeklebten Bewehrung ist es theoretisch möglich, jegliche Art von fehlender Bewehrung zu ergänzen beziehungsweise zu ersetzen, vorausgesetzt die entsprechenden Nachweise funktionieren.

Die Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung wird durch die Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (kurz RiLi VBgB) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) (Ausgabe März 2012) [1] geregelt. Diese Richtlinie regelt sowohl die Bemessung wie auch die Ausführung. In der Bemessung wird die DIN EN 1992-1-1 (2011) [2] in Verbindung mit der DIN EN 1992-1-1/NA (2013) [3] durch die DAfStb-RiLi VBgB (2012) um verstärkungsspezifische Regelungen ergänzt. Derzeit ist aufgrund der zweiten Generation der Eurocodes eine Neufassung der Richtlinie im Gelbdruckverfahren [4].

Zusätzlich zur Richtlinie ist für das Verstärkungssystem, welches im Wesentlichen aus Klebstoff und Bewehrungselement besteht, eine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) bzw. eine allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) erforderlich. Diese sind von mehreren Herstellern vorhanden.

Zur Erläuterung und Veranschaulichung der Richtlinie enthält das DAfStb-Heft 595 [5] auch eine Hintergrunddokumentation und eine Bemessungsbeispielsammlung. Jedoch enthält diese keine Beispiele zu Brücken oder zur Ermüdung.

Aufgrund der fehlenden Beispiele und den oft gestellten Fragen zum Vorgehen bei Brückenverstärkung wurde das Fachbuch „Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung“ [6] erstellt. In diesem sind zahlreiche Hintergründe, Bemessungsbeispiele und Hinweise zur Verwendung des EDV-Programmes SOFiSTiK bei Brückenverstärkungen gegeben. Das Buch setzt jedoch ein Grundwissen der geklebten Bewehrung voraus. Aus diesem Grund wird als Vorlektüre [7] empfohlen, wo alle Verstärkungsverfahren der geklebten Bewehrung sowie zahlreiche Grundlagen zum Bauen im Bestand dargestellt, erläutert und mit Beispielen veranschaulicht sind.

In den nachfolgenden Abschnitten werden auf einige Besonderheiten bei Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung eingegangen und Quellen zur Lösungsmöglichkeit angegeben.

1.2 Sinnvolle Anwendungsgebiete

1.2.1 Allgemeines

Die Vorteile einer geklebten Bewehrung sind im Allgemeinen die kurze Bauzeit und die relativ einfache Ausführung auf der Baustelle im Vergleich zu anderen Verfahren. Ein weiterer großer Vorteil ist, dass sowohl das Eigengewicht wie auch die Querschnittsabmessungen nicht bzw. kaum vergrößert werden.

Allerdings können mit geklebter Bewehrung im Allgemeinen nur moderate Defizite kompensiert werden. Bei sehr großen Defiziten, wie dies z. B. bei großen Talbrücken in Längsrichtung der Fall sein kann, sind Verstärkungen mit externen Spanngliedern meist besser geeignet. Diese können je nach Erfordernis in Kombination mit einer Verstärkung mit geklebter Bewehrung in Querrichtung eingesetzt werden.

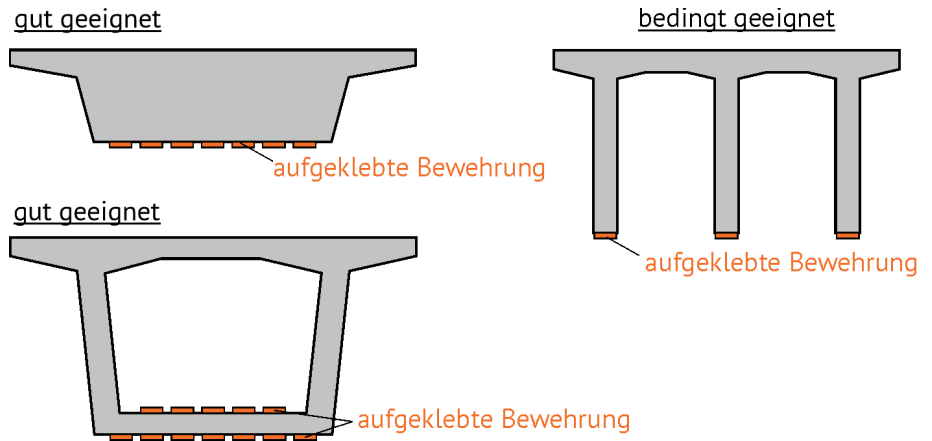


Bild 1: Gut und bedingt geeignete Querschnitte für eine Feldmomentenverstärkung mit aufgeklebter Bewehrung, aus [6]

Nachfolgend werden einige sinnvolle Anwendungsgebiete bei Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung behandelt.

1.2.2 Ergänzung fehlender Feldbewehrung mit aufgeklebter Bewehrung

Kleinere bis mittlere Defizite von Feldlängsbewehrung können gut durch aufgeklebte Bewehrung ergänzt werden, wenn eine ausreichend große Klebefläche zur Verfügung steht. In Bild 1 sind einige Querschnitte dargestellt, welche sich gut für eine Biegeverstärkung in Längsrichtung mit aufgeklebter Bewehrung für Feldmomente eignen. Der ebenfalls in Bild 1 dargestellte Plattenbalkenquerschnitt mit hohen dünnen Stegen, wie er gerne Mitte der 1960er Jahre gebaut worden ist, eignet sich nur sehr bedingt für eine Feldmomentenverstärkung mit aufgeklebter Bewehrung. Von größeren Verstärkungen an den Seitenflächen der Stege ist hier aufgrund der geringeren Hebelarme abzuraten, außerdem sollten bei einer Verstärkung an den Seitenflächen der Stege beim Verbundnachweis bestimmte Effekte wie die Bauteilkrümmung nicht in Rechnung gestellt werden.

Für eine Stützmomentenverstärkung ist die aufgeklebte Bewehrung nur sehr bedingt geeignet, da diese zu einer leichten Vergrößerung des Querschnittes unter der Asphaltdecke führt. Hinweise zur Temperaturstabilität sind im Abschnitt 2 enthalten.

1.2.3 Ergänzung fehlender Stütz- und Feldbewehrung mit eingeklebter Bewehrung

Für eine Biegeverstärkung in Brückenlängsrichtung im Stützmomentenbereich ist die eingeklebte Bewehrung deutlich geeigneter. Hier steht im Regelfall, wie Bild 2 zeigt, eine große Fläche zur Verfügung, um die eingeklebte Bewehrung in parallelen Schlitzen innerhalb der Betondeckung anzuordnen. Üblicherweise angewende-

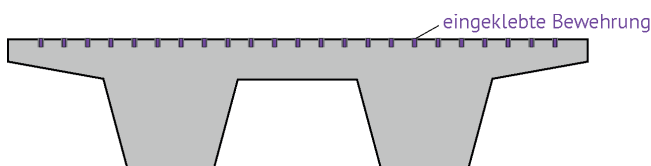


Bild 2: Anordnung der eingeklebten Bewehrung im Stützmomentenbereich, aus [6]

te Schlitzlamellen sind zwischen 10 mm und 20 mm hoch und 1,4 mm bis 3 mm breit.

Auch eine Feldmomentenverstärkung in Brückenlängsrichtung kann mit eingeklebter Bewehrung erfolgen. Auch hier sind die Querschnitte mit großen unterseitigen Flächen deutlich geeigneter als schmale Plattenbalkenquerschnitte. Eine unterseitige Verstärkung mit eingeklebter Bewehrung ist im Vergleich zu einer oberseitigen Ausführung mit deutlich höheren Aufwendungen verbunden, da das Einschneiden der Schlitze für die eingeklebte Bewehrung von unten deutlich aufwändiger ist.

1.2.4 Ergänzung von fehlender Querbewehrung

Häufig ist aufgrund der heute höheren Achslasten oder aufgrund von unzureichenden Berechnungsmodellen zur Bauzeit die Bewehrung in Brückenquerrichtung unzureichend. Diese kann oberseitig gut mit eingeklebter Bewehrung ergänzt werden, wie Bild 3 zeigt. Falls für die Feldmomente in Brückenquerrichtung Bewehrung fehlt, kann diese auch gut unterseitig mit aufgeklebter Bewehrung ergänzt werden.

1.2.5 Querkraftverstärkungen mit Laschenbügeln

Neben einem Defizit in der Biegelängsbewehrung ist bei Brücken sehr häufig die Querkraftbewehrung im Bestand nicht ausreichend. Für diesen Fall bieten außen aufgeklebte Stahllaschenbügel eine gute Verstärkungsmöglichkeit. Da jedoch Brücken immer eine oberseitige Fahrbahnplatte haben, welche im Regelfall nicht vergrößert bzw. verdickt wird, und die Stahllaschenbügel nach DAfStb-RiLi VBgB [1] in der Druckzone verankert werden müssen, sind hier einige Gedanken erforderlich.

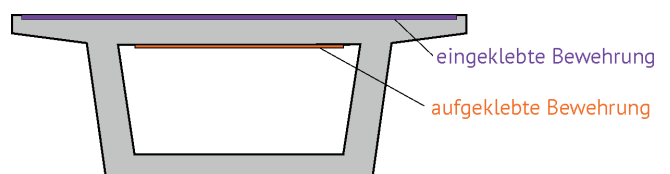


Bild 3: Mögliche Verstärkung eines Hohlkastenquerschnittes in Brückenquerrichtung mit auf- und eingeklebter Bewehrung, aus [6]

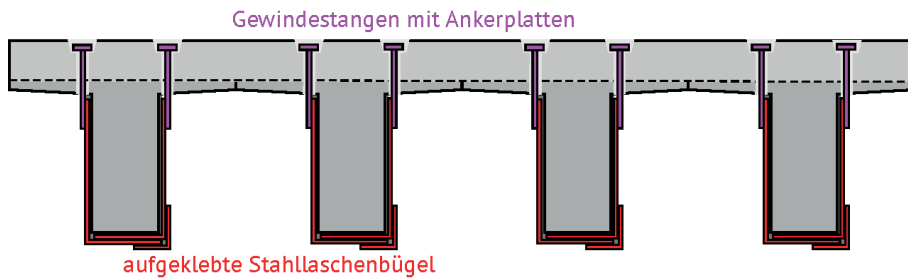


Bild 4: Ausführung einer Querkraftverstärkung mit aufgeklebten Stahllaschenbügeln, aus [6]

platte Zugkraftdifferenz von der Verstärkung aufgenommen werden muss. Diese sehr hohe Zugkraft lässt sich jedoch im Beton i. d. R. nicht verankern. Es kommt zum Verbundversagen des Betons zwischen den Stahllaschenbügeln, wodurch die Lamelle in diesem Bereich mit der Betondeckung abreißt und eine große freie Dehnlänge entsteht. Es kommt somit zu einer größeren

Rissbildung in der Betonstruktur.

1.3 Allgemeine Herausforderungen

1.3.1 Verstärkungsmaßnahmen im Brückenbau

Verstärkungsmaßnahmen bei Brücken haben im Allgemeinen zahlreiche Herausforderungen. Zum einen muss für die Bauzeit meist der Verkehr reduziert oder ganz vom Brückenbauwerk ferngehalten werden. Des Weiteren sind Brückenbauwerke immer klimatischen Einflüssen ausgesetzt. Ggf. müssen aufgrund des Wetters Arbeiten ruhen beziehungsweise verschoben werden.

Bei größeren Verstärkungsmaßnahmen, insbesondere wenn diese einen oberseitigen bzw. fahrbahnseitigen Eingriff verlangen, ist die Durchführung einer solchen Verstärkungsmaßnahme nur sinnvoll, wenn gleichzeitig bzw. nachfolgend Abdichtung und Kappen der Brücke erneuert werden. Eine Verstärkungsmaßnahme sollte somit mit einer weiterreichenden Instandsetzungsmaßnahme der Brücke verbunden werden.

1.3.2 Bestandskennwerte

Bei einer Verstärkung, insbesondere bei der aufgeklebten Bewehrung, werden als Eingangsgröße für verschiedene Nachweise die tatsächlichen Betonfestigkeiten benötigt. Aus diesem Grund sollte vor der detaillierten Verstärkungsplanung immer eine Prüfung der Betonfestigkeiten am Bestand erfolgen. Insbesondere die Oberflächenzugfestigkeit sollte vorab gründlich geprüft werden, da diese die Nachweise erheblich beeinflusst. Hierbei sei angemerkt, dass je nach Nachweis eine größere Oberflächenzugfestigkeit positiv, aber auch negativ sein kann. So wirkt beim Verbundnachweis eine größere Oberflächenzugfestigkeit zunächst positiv, da höhere Verbundspannungen aufgenommen werden können. Allerdings bewirkt eine größere Oberflächenzugfestig-

So kann z. B. die oberseitige Verankerung über Ankerplatten erfolgen, welche in der Betondeckung der Fahrbahnplatte angeordnet werden. Beispielhaft ist so eine Verstärkung in Bild 4 dargestellt. Wünschenswert wäre hier eine Ausführung mit Edelstahllaschen. Diese sind derzeit jedoch noch nicht mit allgemeinen Bauartgenehmigungen bzw. Zulassungen abgedeckt. Es bestehen andererseits weder bemessungstechnisch noch materialtechnisch Bedenken, vorausgesetzt, es werden geeignete Edelstahlsorten gewählt. Für eine Anwendung muss allerdings eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung beantragt werden, in welcher die Verträglichkeit der Edelstahlsorte mit der Verklebung geprüft und bescheinigt wird.

1.2.6 Herstellung des Ankündigungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosion

Einige Spannbetonbrücken haben das Problem der sogenannten Spannungsrissskorrosion (Bsp. Carolabrücke Dresden). Um ein plötzliches Versagen der Brücke zu verhindern, sollte ein ausreichendes Ankündigungsverhalten vorhanden sein. Dies bedeutet im Regelfall, dass es vor dem Kollaps zu einem ausgeprägten Biege- riss kommt, welcher ein Bauteilversagen ankündigt. Dieses Verhalten kann durch die Anordnung einer ausreichenden Robustheitsbewehrung erreicht werden. Da diese im Bestand jedoch meist nicht vorhanden ist, kann auch hier eine Verstärkung mit geklebter Bewehrung sinnvoll sein mit dem Zweck, die fehlende Robustheitsbewehrung zu ergänzen. Grundsätzlich kann eine solche Verstärkung sowohl mit eingeklebter als auch mit aufgeklebter Bewehrung erfolgen. Wichtig beim Ankündigungsverhalten ist, dass die Risse ausreichend groß werden, um sie bei der Bauwerksprüfung auch zu erkennen. Dieses Ziel kann gut mit aufgeklebter Bewehrung erreicht werden, wenn diese in bestimmten Abständen mit Laschenbügeln umschlossen wird, wie dies Bild 5 zeigt.

Bei dieser Ausführungsvariante, welche in [6] in Kapitel 10 genauer zusammen mit einem Bemessungsbeispiel beschrieben wird, tritt bei einem kritischen Spanndrahtbruch eine Entkopplung der Lamelle zwischen den Laschenbügeln auf. Beim Spanndrahtbruch entsteht zunächst ein Einzelriss, wodurch die kom-

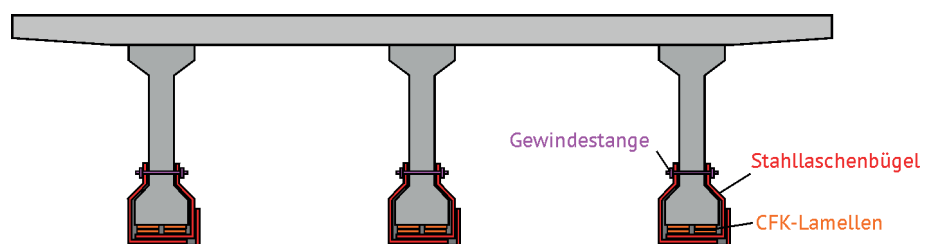


Bild 5: Mögliche Verstärkungen mit aufgeklebter Bewehrung und zusätzlichen Stahllaschenbügeln zur Herstellung eines Ankündigungsverhaltens bei spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauteilen, aus [6]

keit auch eine Vergrößerung des Rissmomentes, was zu größeren Rissabständen und zu höheren einwirkenden Lamellenkräften bei der Erstrissbildung führt.

Auch bei der eingeklebten Bewehrung ist häufig eine zusätzliche Verbügelung mit Stahllaschen erforderlich, für welche ebenfalls diese Kennwerte benötigt werden. Hinzu kommt bei der eingeklebten Bewehrung, dass eine ausreichende Betondeckung vorhanden sein muss, um die Schlitze für die Lamellen ohne eine Beschädigung der vorhandenen Bewehrung herstellen zu können. Auch dies sollte vor der detaillierten Verstärkungsplanung geprüft werden, da sonst in der Ausführung möglicherweise das gesamte Verstärkungsprojekt scheitern kann.

1.3.3 Temperatur bei der Verklebung

Der für die geklebte Bewehrung benötigte Epoxidharzklebstoff darf nur bei Bauteiltemperaturen oberhalb von circa 10 °C verarbeitet werden. Da diese Temperaturen insbesondere im Winter nicht gesichert erreicht werden, sollte die Bauzeit für eine Verstärkungsmaßnahme möglichst in den wärmeren Jahreszeiten liegen. Falls dies nicht möglich ist, müssen während den Verstärkungsarbeiten die Brücken in Teilen eingehaust und beheizt werden.

Im Sommer ist zusätzlich zu beachten, dass die Epoxidharze bei sehr warmen Temperaturen deutlich schneller aushärten und somit die Verarbeitungszeit der Klebstoffe abnimmt.

1.3.4 Tragwerksplanung

Eine Brückennachrechnung ist aufgrund der zahlreichen Lasten, der möglicherweise geometrischen Komplexität und der Randbedingungen aus der bestehenden Spann- und Betonstahlbewehrung bereits ein komplexes Planungsthema. Da die Verstärkung direkt in den Brückenbestand eingreift, muss als Grundlage zwingend eine Nachrechnung erfolgt sein, bevor die Verstärkungsmaßnahme geplant werden kann. Da die mit der Nachrechnung betrauten Planenden bereits fundierte Kenntnisse über den Bestand erlangt haben, sollten diese im Regelfall auch mit der Planung der Verstärkung betraut werden. Die Planung der Verstärkung sollte zur Ausschreibung der Bauleistung ausführungsfähig und geprüft vorliegen, um die meist knappe Bauzeit nicht zu gefährden. Eine Vergabe der Ausführungsplanung zusammen mit der Ausführung der Baumaßnahme, wie dies im Neubau teilweise üblich ist, kann bei Verstärkungsmaßnahmen aus den genannten Gründen zu erheblichen Problemen führen.

1.4 Besonderheiten bei eingeklebter Bewehrung

1.4.1 Allgemeines

Aufgrund des guten, und steifen Verbundverhaltens der eingeklebten Bewehrung, welches zu sehr geringen Rissbreiten führt, ist die Tragwerksplanung deutlich ein-

facher als für aufgeklebte Bewehrungen und in Grundsätzen mit der Bemessung einer abgestuften, einbetonierten Bewehrung vergleichbar.

Sofern hierbei CFK-Lamellen zum Einsatz kommen, sind deren besondere Eigenschaften zu berücksichtigen. Die CFK-Lamellen verhalten sich bis zum Bruch linear elastisch und besitzen somit kein Fließverhalten. Die Zugfestigkeit von CFK-Lamellen übersteigt die von Betonstahl deutlich und liegt auch meist oberhalb der von Spannstählen. Alle diese Besonderheiten müssen in der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden. In den Kapiteln 3 und 6 in [6] wird dies für Spannbeton und Stahlbeton umfangreich beschrieben.

Nachfolgend sind noch einige Besonderheiten der eingeklebten Bewehrung, welche im Brückenbau vorkommen können, angegeben.

1.4.2 Betondeckung

Für die eingeklebte Bewehrung sollte mindestens eine Betondeckung von 15 mm vorhanden sein. So sind auch für den kleinsten Schlitzlamellenquerschnitt von 10 mm Höhe ausreichend Toleranzen vorhanden. Es muss sichergestellt werden, dass durch das Einschneiden der Schlitze die vorhandene innere Bewehrung nicht zu Schaden kommt. Somit sollte die Betondeckung exakt mittels zerstörungsfreier Prüfung ermittelt und dokumentiert werden.

1.4.3 Neigungswechsel

Insbesondere bei Verstärkungen in Querrichtung kann es sein, dass die Oberfläche, in welche die Bewehrung eingeklebt werden soll, einen Neigungswechsel aufweist. Dieser ist z. B. oberseitig häufig beim Querneigungswechsel am Entwässerungstiefpunkt vorhanden. Die einzuklebenden CFK-Lamellen haben meist eine Höhe von circa 20 mm und sind deshalb in dieser Richtung kaum biegebar. Falls dies doch der Fall wäre, muss ein ausreichender Ausrundungsradius vorhanden sein und in der Bemessung müssen sowohl die Umlenkkräfte wie auch die elastischen Spannungen aufgrund des Biegens berücksichtigt werden.

Im Regelfall ist es besser, an dieser Stelle eine Übergreifung zweier Lamellen vorzusehen, wie dies Bild 6 zeigt. Hierbei werden die Lamellen in einer Ebene nebeneinanderliegend angeordnet. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass im Bereich der Übergreifung möglicherweise eine höhere Betondeckung im Bestand benötigt wird. Falls diese nicht vorhanden ist, kann im Vorfeld ein geringer Aufbeton z. B. durch Instandsetzungsmörtel erstellt werden.

1.5 Besonderheiten bei aufgeklebter Bewehrung

1.5.1 Allgemeines

Bei der Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung werden CFK-Lamellen meist direkt auf die Betonoberfläche ver-

klebt. Da der Verbund maßgeblich von der Zugfestigkeit der oberflächennahen Betonschichten abhängt, müssen für den Verbundnachweis deutlich aufwändigere Verfahren angewendet werden als bei den geschlitzten Lamellen. Aus diesem Grund wird für den Nachweis des Verbundes nach der DAfStb-RiLi VBgB [1] neben dem Endverankerungsnachweis ein kontinuierlicher Verbundnachweis am sogenannten Zwischenrisselement erforderlich, s. a. [7], Kap. 7. Für Brückenverstärkungen ist meist nur der genaue Nachweis am Zwischenrisselement sinnvoll anwendbar [6], da das vereinfachte Verfahren gemäß [1] entweder nicht anwendbar oder unwirtschaftlich ist. Auf den Verbundnachweis haben zahlreiche Randbedingungen einen Einfluss. Neben der Kraft in der Verstärkung sind dies v. a. der Schnittkraftverlauf der Verstärkung über die Bauteillänge sowie die Rissbildung der Bestandstruktur. Im Brückenbau gibt es bezüglich dieser Einflussfaktoren einige Besonderheiten, welche nachfolgend beschrieben werden.

1.5.2 Spannbeton

Betonbrücken sind bei Spannweiten größer 15 m oft vorgespannt. Die zum Zeitpunkt der Verstärkung vorhandene Vorspannung hat einen erheblichen Einfluss auf die mechanisch eindeutig berechenbare Lamellenzugkraft. Die Vorspannung beeinflusst jedoch auch die Rissbildung und das Krümmungsverhalten erheblich. Bei statisch unbestimmten Systemen hat die Vorspannung auch Auswirkungen auf die Schnittgrößenverteilung. Die im Bauteil herrschende Vorspannung zum Zeitpunkt der Verstärkung ist meist nicht vollständig bekannt, da nach dem Vorspannen des Bauteils die Vorspannkraft aufgrund der sofortigen Verluste und der zeitabhängigen Verluste abnimmt. Insbesondere die zeitabhängigen Verluste unterliegen erheblichen Schwankungen.

1.5.3 Rissbildung

Im Hochbau kann beim Nachweis des Zwischenrisselements häufig von einem konstanten Rissbild ausgegangen werden, da sich die Querschnitte über das Bauteil meist weder in der Geometrie noch im Bewehrungsgrad verändern. Die CFK-Lamellen werden meist in optisch rissfreiem Zustand verklebt, da der Beton in der Realität höhere Zugkräfte aufnehmen kann, als es in der Bemessung angesetzt wird. Um die Bewehrung zu aktivieren, muss der Beton reißen. In den Rissen wird die Kraft zwischen Stahlbewehrung und CFK-Lamelle über die Dehnungsebenen aufgeteilt.

Im Brückenbau sind hingegen sehr häufig zahlreiche Querschnittsveränderungen insbesondere im Bewehrungsgrad vorhanden. Zusätzlich sind viele Brücken vorgespannt. Die Vorspannung erhöht das Rissmoment und somit auch den Rissabstand, da dieser gemäß [1] aus der Eintragungslänge der Bewehrung auf Basis des Rissmomentes ermittelt wird. Allerdings hat auch die

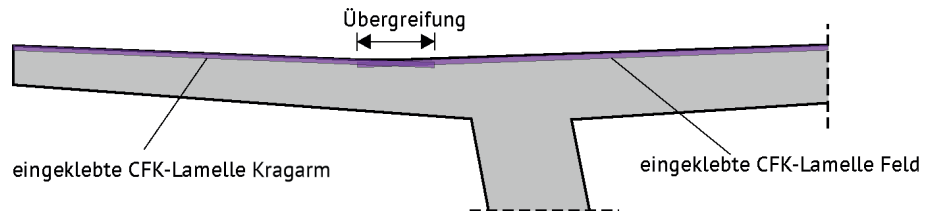


Bild 6: Ausführung von eingeklebter Bewehrung im Bereich eines Querneigungswechsels, aus [6]

Verbundwirkung der Spannglieder einen Einfluss auf den Rissabstand. Es kann vorkommen, dass die Spannglieder girlandenförmig geführt sind. Infolgedessen ist die Vorspannung an jeder Stelle im Bauteil aufgrund der Reibungsverluste anders und auch der Rissabstand variiert. Dies stellt eine komplexe Problemstellung dar und erfordert eine aufwändige Bemessung. Ein Bemessungsbeispiel ist in [6] Kapitel 3 dargestellt.

1.5.4 Wanderlasten und Lastfallkombinationen

Der Nachweis am Zwischenrisselement ist zum einen abhängig von der Kraftdifferenz zwischen den beiden Rissufern und zum anderen vom Grundkraftniveau am Zwischenrisselement. Das Grundkraftniveau ist charakterisiert durch das Biegemoment, die Kraftdifferenz durch die Steigung der Momentenlinie, welche der Querkraft entspricht. Allerdings sind sowohl Kraftdifferenz als auch Grundkraftniveau abhängig vom Krümmungsverhalten des Bauteils. Dies bedeutet insbesondere, dass die Vordehnungen des Bauteils beziehungsweise der Bewehrungen sowie deren Fließgrenze einen erheblichen Einfluss haben.

Da sich der Momentenverlauf insbesondere bei Wanderlasten bei jeder Lastfallkombination unterscheidet, herrschen unter jeder Lastfallkombination sowohl eine andere Kraftdifferenz wie auch ein anderes Grundkraftniveau. Zudem kann sich – abhängig von der jeweiligen Lastfallkombination – die Stelle im Träger verändern, an der der Betonstahl ins Fließen und das bewehrte Betontragwerk also vom Zustand II in den Zustand III übergeht. Somit müssen im Regelfall alle maßgeblichen Lastfallkombination untersucht werden, was insbesondere mit einer Handrechnung kaum möglich ist. Aus diesem Grund werden insbesondere in [6] in Kapitel 9 Verfahren vorgestellt, wie diese verschiedenen Lastfallkombinationen effizient behandelt werden.

1.6 Ermüdung

Bei Brücken im Bestand bestehen im Vergleich zum Neubau einige Besonderheiten bezüglich des Ermüdungsnachweises. Zum einen haben Brücken im Laufe ihrer Lebensdauer meist bereits eine Ermüdungsbeanspruchung erfahren, welche in der Berechnung berücksichtigt werden müssen. Zum anderen wurden bei bestehenden Brücken teilweise andere Materialien verwendet als dies heute im Neubau der Fall ist.

Oft kann bereits bei der Nachrechnung das im Neubau häufig verwendete Verfahren der spannungsäquiva-

lenten Schwingbreiten nicht mehr verwendet werden, da die bisherige Ermüdungsbeanspruchung nicht zu treffend in den Nachweis integriert werden kann. Somit muss häufig ein Betriebslastnachweis geführt werden, welcher deutlich aufwändiger ist und in den meisten Softwarelösungen nicht implementiert ist. Da für die Verstärkungsverfahren keine spannungsäquivalenten Schwingbreiten vorliegen bzw. hier teilweise mittelspannungsabhängige Dauerfestigkeiten verwendet werden, muss bei Verstärkungen immer ein Betriebslastnachweis erfolgen. Die spannungsäquivalenten Schwingbreiten beziehen sich auf den derzeitigen bzw. den prognostizierten Verkehr [8], welcher in der Vergangenheit jedoch deutlich geringer war. Für eine aufgeklebte Verstärkung ist zusätzlich der Nachweis der Verbundermüdung zu führen. Weiterführende Informationen, ein umfangreiches Beispiel inbegriffen, enthält [6].

2 Temperaturstabilität von geklebten CFK-Lamellen im Brückenbau

Um die Fragen hinsichtlich des Überbaus mit Asphalt und der Auswirkungen der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen zu untersuchen und zu beantworten, wurde ein Forschungsvorhaben [9] an der Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa) in der Schweiz durchgeführt. Im Bereich der Brücke erfolgt der übliche Aufbau der Fahrbahn in drei Arbeitsschritten: Zuerst erfolgte der Einbau der CFK-Klebelamellen mit dem Epoxidharzklebstoff direkt auf den Rohbeton. Nach drei Tagen Aushärtung des Klebstoffs wurde eine Polymerbitumen-Dichtungsbahn (PBD) aufgebracht. Anschließend wurde der heiße Gussasphalt (ca. 220–240 °C im Fahrmischer) aufgebracht. In einem ersten Teil des Forschungsprojekts wurden in Bauteilversuchen die Temperaturen in der Ebene der Klebstofffuge beim Einbau der PBD (Bild 7) sowie beim Einbau des Gussasphaltes (Bild 8) gemessen. Im Nachgang wurde die Haftzugfestigkeit der verklebten CFK-Lamellen untersucht und mit den Referenzproben verglichen.



Bild 7: Aufbringen der PBD

Aufgrund der hohen Einbautemperatur von Gussasphalt war zu erwarten, dass die Temperaturen im Bereich der CFK-Verstärkung die Glasübergangstemperatur des Klebstoffs (ca. 50 °C) übersteigen.

Die Untersuchungen zur Temperaturentwicklung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Temperaturen während des Aufbringens der PBD sind vernachlässigbar. Zwar ist die Temperatur hoch, jedoch ist die Einwirkungsdauer sehr kurz, so dass sich die Klebstofffuge kaum erwärmt.
- Beim Aufbringen des Gussasphaltes kann die Temperatur in der Epoxidharzschicht bis zu 80 °C betragen. Während des Asphalteinbaus können die CFK-Lamellen also nicht statisch berücksichtigt werden. Die Abkühlphase, bis die Temperatur wieder auf die maximal zulässige Dauerbauteiltemperatur (gemäß Zulassungen und Richtlinien) von 40 °C sinkt, beträgt ca. 3 h. Nach dieser Zeit können die CFK-Lamellen wieder voll angesetzt werden.
- Die anschließend durchgeführte Prüfung der Haftzugfestigkeit zeigt nur eine minimale Beeinflussung des Verbundes. Diese Restfestigkeit ist jedoch höher als die bei der Bemessung ansetzbare Verbundfestigkeit. Die Bemessung bzw. Bemessungsfestigkeiten müssen somit nicht angepasst werden.
- Durch das beschleunigte Erhärten (i. d. R. wird ein Versuchsalter von 28 d für die Glasübergangstemperatur herangezogen) steigt die Glasübergangstemperatur durch Nacherhärteeffekte (vermehrte Querverbindungen der Polymerketten) nachträglich an. Gemäß [8] ist die Aushärtung im Normalfall nach 4 d abgeschlossen, ohne signifikante Zunahme der Festigkeit bei längerem Zeitraum.

Eine untergeordnete Rolle spielt lediglich die Kontaktfläche zwischen CFK-Lamelle und PBD. Aufgrund möglicher Diffusion von Weichmachern aus der CFK-Lamelle konnten hier teilweise kleinflächige Verbundstörungen beobachtet werden. Bei zusätzlichem Asphaltaufbau kann dies aufgrund des Eigengewichts des Asphalts jedoch vernachlässigt werden. Sofern es zu CFK-Verstärkungen und anschließender PBD ohne Auflast durch Asphalt o. ä. kommt, kann auf der sicheren Seite eine dünne Schutz- bzw. Trennschicht (Bodenbeschichtung oder Epoxidharz) auf die CFK-Lamellen aufgebracht werden. Versuche zeigen, dass geringfügige Blasenbildung somit verhindert werden kann.

3 Dauerhaftigkeit geklebter CFK-Lamellen unter Temperatureinfluss

In einem zweiten Teil der Studie wurden Langzeitüberwachungen

Foto: Empa, Zürich

an CFK-verstärkten Kragträgern durchgeführt [10], [11]. Die mit Asphalt überbauten, verstärkten Platten wurden unter Gebrauchslast und jahreszeitlichen Umwelt- und Temperatureinflüssen über vier Jahre beobachtet (Bild 9) [10]. Um den Einfluss der Temperatur auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu untersuchen, wurden die Probekörper anschließend im Labor zum Versagen unter Bruchlast gebracht [11].

Über den gesamten Versuchszeitraum wurde der Temperaturverlauf in und auf den Probekörpern festgehalten. Die maximale Lufttemperatur betrug ca. 38 °C. Aufgrund der direkten Sonneneinstrahlung auf die Probekörper wurde eine maximale Temperatur in der Klebstofffuge von 42 °C gemessen. Die in den Bemessungsrichtlinien festgesetzte, maximal anzusetzende Temperatur von 40 °C, die als Dauerbauteiltemperatur definiert ist, wurde im Maximum somit leicht überschritten. Dennoch kann diese Grenze aufgrund der nächtlichen Abkühlung als zutreffend angesehen werden.

Im Laufe der Zeit konnte bei höheren Temperaturen im Probekörper eine größere Dehnung festgestellt werden. Der Anstieg der Dehnungen war im Vergleich zur Bemessungsdehnung jedoch moderat. Bei geringeren Temperaturen war die viskoelastische Verformung des Klebstoffs deutlich verringert [10]. Gleichzeitig war das Verhalten des Klebstoffs zu jeder Zeit stabil, ohne Anzeichen einer Delamination. Ein Zusammenhang zwischen einer Dehnungszunahme der CFK-Lamellen und einem Kriechen des Betons aufgrund des viskoelastischen Klebstoffverhaltens konnte durch eine Mehrebenen-Modellanalyse (multilineare Regression) festgestellt werden [11]. Die Reserve von ca. 10–20 °C von Glasübergangstemperatur zu der in den Richtlinien festgesetzten max. Dauerbauteiltemperatur ist somit eine sinnvolle Vorgabe.

Bei den anschließenden Versuchen im Labor [11], bei welchen die Probekörper zum Bruch gebracht wurden, konnte zunächst eine etwas verringerte Biegesteifigkeit im Vergleich zu den Referenzproben festgestellt werden (Bild 10). Das Versagen der Probekörper erfolgte aufgrund von Betondruckversagen, ohne sichtbares Delaminieren der CFK-Lamellen. Die Biegetragfähigkeit der mit Asphalt überbauten Platten überstieg die der Referenzbauteile ohne Asphalt. Dies wird auf den Asphalteinchluss (Auflast) der CFK-Lamellen zurückgeführt, wodurch höhere Verbundkräfte durch geringen Anpressdruck ermöglicht werden. Bei den Bruchversuchen konnte jedoch bereits ab Gebrauchslastniveau ein deutlicher Schlupf zwischen Asphalt und Beton beobachtet werden. Somit kann auch aufgrund der geringen Steifigkeit des Asphalts ausgeschlossen werden, dass dieser zur Biegetragfähigkeit beiträgt.



Bild 8: Einbau des Gussasphaltes

Foto: Empa, Zürich

4 Fazit

Eine Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung ist eine schnelle und in der Ausführung unkomplizierte Methode, um die Tragfähigkeit zu verbessern. In der Planung müssen jedoch einige Besonderheiten beachtet werden, welche in [6], [7] beschrieben und anhand von Beispielen erläutert werden. Auch haben sich Brückenverstärkungen mit geklebter Bewehrung als langlebig herausge-



Bild 9: Probekörper unter Umwelteinfluss

Foto: Empa, Zürich

stellt. Langzeitversuche zeigen, dass die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen oder der Überbau mit Asphalt keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit von CFK-verstärkten Bauteilen haben. Die Zunahme der Dehnungen in den CFK-Lamellen betrifft lediglich die Gebrauchstauglichkeit. Die Auswertung der Restfestigkeit von mit Asphalt überbauten und mit CFK-Lamellen verstärkten Platten zeigt, dass die gleichzeitige Beanspruchung bei höheren Temperaturen nicht kritisch im Hinblick auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist.

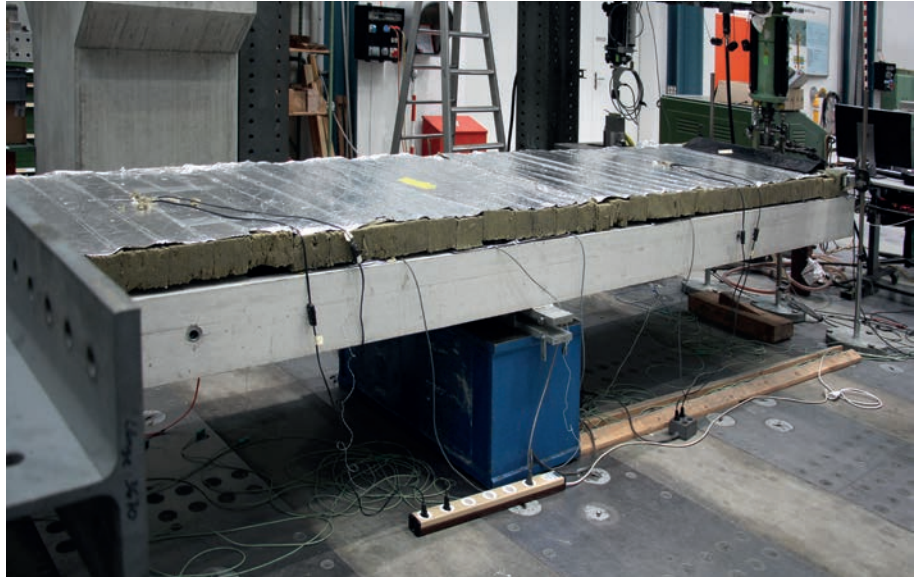


Bild 10: Bruchversuch im Labor

Foto: Empa, Zürich

Dank

Die Autoren danken der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt für die wertvollen Forschungsarbeiten sowie die Bereitstellung von Bildmaterial, die in diesen Beitrag eingeflossen sind.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (RiLi VBgB): Ausgabe 03/2012.
- [2] 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.
- [3] 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; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.) Gelbdruck DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (RiLi (E) VBgB). Ausgabe 01/2026.
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Erläuterungen und Beispiele zur DAfStb-Richtlinie: „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“. DAfStb-Heft 595, Berlin: Beuth, 2016.
- [6] Finckh, W.; Kreutz, J.; Eberth, F.: Brückenverstärkung mit geklebter Bewehrung. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2025. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-49258-8>
- [7] Finckh, W.: Verstärken von Betonbauteilen – Tragwerksplanung im Bestand. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2024. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-45857-7>
- [8] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011.
- [9] Czaderski, C.; Gallego, J. M.; Michels, J.: Temperature stability and durability of Externally Bonded CFRP strips in bridge construction. Forschungsbericht, Forschungsprojekt AGB 2012/001, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2017.
- [10] Breveglieri, M.; Czaderski, C.: Reinforced concrete slabs strengthened with externally bonded carbon fibre-reinforced polymer strips under long-term environmental exposure and sustained loading. Part 1: Outdoor experiments. Forschungsbericht, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2022.
- [11] Breveglieri, M.; Czaderski, C.: RC slabs strengthened with externally bonded CFRP strips under long-term environmental exposure and sustained loading. Part 2: Laboratory experiments. Forschungsbericht, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa), Zürich, 2021.



Anschlagmittel und Hebezeuge
Vertriebs-GmbH



5t bis 1000t

über 2000 Zylinder im Bestand

STANDARD ODER SYNCHRON

WIR SIND FÜHRENDER VERMIETER FÜR SCHWERLASTHYDRAULIK

Die A&K Anschlagmittel & Hebezeuge Vertriebs-GmbH mit Sitz in Berlin ist ein führender Vermieter und Händler im Bereich Schwerlasthydraulik und hydraulischer Werkzeuge. Wir bieten anspruchsvolle Lösungen aus einer Hand – von der Beratung über Konstruktion bis zur Ausführung mit eigener Fachmann-Power.

Authorised

ENERPAC 

Service Centre

Zylinder von 5t bis 1000t !

Pumpen und Aggregate!

Größter Mietpark in DACH !

Europaweiter Versand !



Hitz Kran- und
Industrieservice GmbH

INTELLIGENT HEBEN

**MIT UNS IHRE PROJEKTE
SICHER REALISIEREN**

- Vermietung und Vertrieb von Hebezeugen, Elektrokettenzügen, Seilzügen, Krane uvm.
- Größter Mietpark für TIRAK & MINIFOR

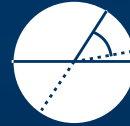


Autorisiertes Vertriebs- und Servicecenter





Technische
Universität
Dresden



TUD | OML
Otto-Mohr-
Laboratorium

Carbonbeton

Naturstein

Holz

Materialprüfungen bis 10 MN

Mauerwerk

Stahl

Beton

Schadensanalyse

Bauwerksmonitoring

Zustandsbewertung

Bauwerksüberwachung

Unterzüge

Stützen

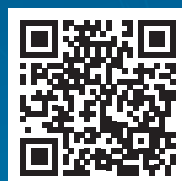
In-situ-Versuche

Treppen

Geländer

Decken

MESSEN . ANALYSIEREN . PRÜFEN



massivbau.tu-dresden.de/labor



Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken – eine nachhaltige Alternative zum Neubau

Conrad Pelka M.Sc. | DB InfraGO AG I.IAM 32 Brückenbau und Lärmschutzanlagen Technik, Berlin

(ehemals Institut für Massivbau, TU Dresden)

Dipl.-Ing. Jenny Keßler, Prof.-Dr.-Ing. Steffen Marx | Institut für Massivbau, TU Dresden

Kurzfassung

Gewölbebrücken stellen mit rund 20 % einen wesentlichen Anteil des Brückenbestandes der Deutschen Bahn dar. Trotz einer aktuellen durchschnittlichen Nutzungsdauer von mehr als einem Jahrhundert weisen sie bemerkenswerte strukturelle Tragreserven auf und konnten so auch trotz gestiegener Verkehrslasten und sich verändernder betrieblicher Festlegungen immer wieder an aktuelle Anforderungen angepasst werden. Die Instandsetzung von Gewölbebrücken stellt gegenüber des häufig gewählten Ersatzneubaus eine technisch, ökologisch und ökonomisch vorteilhafte Lösung dar. Durch die Anwendung aktueller ingenieurwissenschaftlicher Methoden, fortschrittlicher Bauverfahren und geeigneter Werkstoffe kann dieses Potenzial gezielt erschlossen und zur Weiternutzung herangezogen werden. Grundlage einer belastbaren Zustandsbewertung bildet eine systematische Bauwerksanalyse mit präziser geometrischer Erfassung, Materialcharakterisierung und Schadensdokumentation. Auf dieser Basis lassen sich Tragfähigkeitsnachweise, Nachrechnungen sowie Belastungsversuche durchführen, die eine objektive Bewertung des Sanierungs- und Verstärkungsbedarfs erlauben und sicherstellen. Auf diesem Wege erreichen ertüchtigte Bestandsbauwerke eine dem Neubau vergleichbare Nutzungszeit.

1 Gewölbebrücken – eine dauerhafte Konstruktion

1.1 Die Entstehung von Gewölbebrücken

Gewölbebrücken zählen seit über zwei Jahrtausenden zu den dauerhaftesten und zugleich bedeutendsten Bauwerken der Ingenieurbaukunst. Erste steinerne Tragwerke entstanden bereits in Asien, doch erst die Römer entwickelten die Gewölbeteknik zu einer konstruktiv ausgereiften und weit verbreiteten Bauform. Ihre halbkreisförmigen Bögen ermöglichten eine sichere Ableitung der Lasten über reine Druckkräfte und damit eine außergewöhnliche Langlebigkeit [1].

Die Fähigkeit, große Spannweiten dauerhaft zu überbrücken, machte die Gewölbebrücke zu einem Meilenstein der Baugeschichte und zu einem Symbol für nachhaltiges Bauen. Im Mittelalter setzte sich die Entwicklung mit der Einführung flacherer Segmentbögen fort. Diese erlaubten filigranere Strukturen und größere Spannweiten bei geringerem Materialaufwand. Die Weiterentwicklung der Bogenform war das Ergebnis wachsender bautechnischer Erfahrung und der Anpassung an topografische Gegebenheiten sowie lokal verfügbare Baustoffe.

Trotz regionaler Unterschiede blieb das grundlegende Tragprinzip unverändert: Das Gewölbe wandelt vertikale Lasten in Druckkräfte um, die über Kämpfer, Widerlager und Fundamente in den Baugrund geleitet werden. Entscheidend ist dabei, dass die sogenannte Stützlinie – also die Linie, an der entlang die resultierenden Normalkraft

eines Bogens verläuft – stets innerhalb des Bogenquerschnitts bleibt, um Zugspannungen zu vermeiden.

Je nach geometrischer Ausbildung unterscheidet man Kreis-, Segment- und seltener Korb- oder Parabelbögen [1]. Bei Kreisbogengewölben beträgt das Verhältnis von Stichhöhe f zu Spannweite l etwa 0,5. Sie zeichnen sich durch gleichmäßige Druckverteilung aus, während flachere Segmentbögen ($0,5 > f/l > 0,1$) bei gleicher Stichhöhe größere Spannweiten erlauben, jedoch empfindlicher auf Verformungen und Setzungen reagieren. Diese Formvielfalt verdeutlicht die Anpassungsfähigkeit der Gewölbebauweise an funktionale und landschaftliche Anforderungen.

Bei Eisenbahngewölbebrücken bildet der Bogen das zentrale Tragglied, s. Bild 1. Er besteht aus einem oder mehreren Gewölberingen, die an ihren Öffnungen durch präzise behauene Stirnringe abgeschlossen werden. Die Widerlager an den Bogenenden nehmen sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Kräfte auf und leiten sie in die Fundamente weiter. Mehrfeldrige Brücken besitzen zusätzliche Pfeiler, die die Vertikallasten aus dem Überbau und dem Verkehr in den Baugrund ableiten, während der horizontale Bogenschub über die gesamte Bogenreihe in die äußeren Widerlager übertragen wird. Flügelmauern begrenzen die hinterfüllten Bereiche seitlich und nehmen den Erddruck des anschließenden Bahndamms auf. Stirnwände bilden die äußeren Begrenzungen der Brücke und dienen ebenfalls der Aufnahme des Erddrucks. Zum Schutz der Abdichtung werden zwischen Gewölberücken und Hinterfüllung meist ein oder zwei Lagen Hintermauerung eingebaut. Den

oberen Abschluss bilden Brüstungen oder Kappen, die häufig mit Randsteinen oder Geländern versehen sind. Die Geometrie des Gewölbes wird durch Spannweite, Stichhöhe und Bogendicke bestimmt. Der Schlussstein im Scheitel aktiviert die Druckkräfte im System, während die Unterseite des Bogens als Laibung oder Intrados und der äußere Gewölberücken als Extrados bezeichnet werden.

Die Entwicklung der Gewölbebrücke verdeutlicht die über Jahrhunderte gewachsene Verbindung von technischer Funktion, materialgerechter Konstruktion und gestalterischer Klarheit. Ihr Tragprinzip – der reine Druckbogen – stellt bis heute ein Paradebeispiel für ressourcenschonendes, dauerhaftes Bauen dar und macht die Gewölbebrücke zu einem zentralen Bestandteil historischer Ingenieurbaukunst, insbesondere im Bestand der Eisenbahninfrastruktur [2].

1.2 Zustandsentwicklung

Die dargestellten konstruktiven Merkmale historischer Gewölbebrücken bilden die Grundlage ihrer außergewöhnlichen Dauerhaftigkeit, die sowohl aus ingenieurtechnischer als auch aus wirtschaftlicher und ökologischer Perspektive von hoher Relevanz ist. Ihre strukturelle Beständigkeit stellt ein zentrales Kriterium für die Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen dar, insbesondere im Hinblick auf die Verlängerung von Nutzungsdauern und die Schonung materieller Ressourcen. In Zeiten zunehmender Anforderungen an Lebenszykluskosten, Ressourceneffizienz und Umweltverträglichkeit gewinnt die bauwerksspezifische Lebensdauer als Bewertungsmaßstab im Infrastrukturmanagement deutlich an Bedeutung. [3]

Im Bestand der Deutschen Bahn (DB) weisen historische Gewölbebrücken eine bemerkenswerte Dauerhaftigkeit auf, die sie von jüngeren Brückengenerationen aus Stahl, Stahlbeton oder Verbundsystemen deutlich abhebt. Grundlage ihrer Zustandsbewertung bildet die Richtlinie Ril 804.8001 [3] der DB InfraGO AG, welche die bauliche Integrität anhand einer vierstufigen Skala von Zustandskategorie 1 (neuwertig) bis 4 (nicht ausreichend) beschreibt. Die Auswertung der Zustandsdaten zeigt, dass selbst Brücken mit einer Standzeit von über 180 Jahren im Mittel eine Zustandskategorie von etwa 2,5 erreichen, s. Bild 2. Auffällig ist der nahezu horizontale Verlauf der Zustandsentwicklung über alle Altersklassen hinweg, was auf eine außergewöhnlich geringe Alterungsanfälligkeit dieser Bauwerke hinweist. Die zahlenmäßig größte Gruppe liegt in der Altersklasse zwischen 140 und 160 Jahren und umfasst mehr als 1.500 Bauwerke [2].

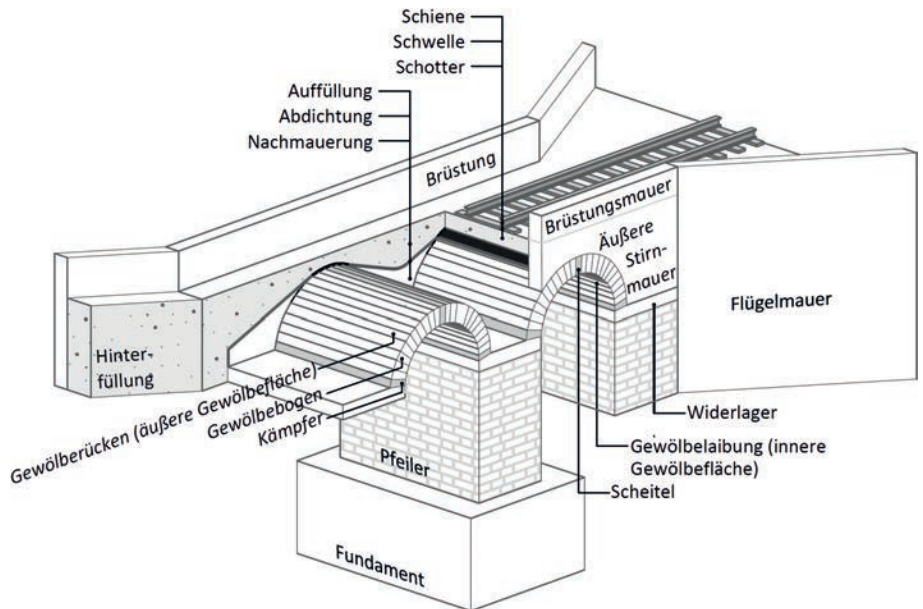


Bild 1: Grundsätzliche Elemente einer Eisenbahngewölbebrücke, nach [2]

Technisch begründet ist diese Langlebigkeit in der massiven, monolithischen Bauweise der Gewölbebrücken. Das Tragwerk besteht überwiegend aus Naturstein- oder Ziegelmauerwerk, dessen homogene Struktur keine korrosions- oder ermüdungsanfälligen Bauteile wie Lager, Bewehrungen oder metallische Verbindungselemente aufweist. Durch die charakteristische Bogenform werden Eigen- und Verkehrslasten in Druckkräfte umgewandelt und gleichmäßig über den Gewölbekörper verteilt, wodurch lokale Spannungsspitzen vermieden werden. Hinzu kommt die vergleichsweise geringe dynamische Beanspruchung infolge der meist relativ kurzen Spannweiten, die Schwingungsanregungen und damit verbundene Ermüdungserscheinungen weitgehend ausschließt. Zahlreiche empirische und materialtechnische Untersuchungen bestätigen, dass diese konstruktive Einfachheit und die daraus resultierende Robustheit entscheidend zur außergewöhnlichen Lebensdauer beitragen. Im Vergleich dazu zeigen Brücken jüngerer Bauart, insbesondere solche aus Stahl, Stahlbeton oder in Walzträger-in-Beton-Bauweise, eine deutlich stärkere Zustandsverschlechterung im Zeitverlauf. Diese Erkenntnis unterstreicht den hohen konstruktiven und materialtechnischen Wert von Gewölbebrücken und macht sie zu einem wichtigen Referenzsystem für nachhaltige und ressourcenschonende Bauweisen im heutigen Ingenieurbau [4], [5].

Diese bemerkenswerte Resilienz der Bauweise rechtfertigt aus technischer und ökonomischer Sicht eindeutig den Substanzerhalt gegenüber einem kostenintensiven Ersatzneubau. Rechtlich wird der Erhalt durch den Bestandsschutz gemäß § 1 Abs. 4 EBO [6] gestützt: Bestehende Anlagen gelten als betriebssicher, solange keine wesentlichen Änderungen vorgenommen werden. Damit wird eine zustandsorientierte Instandhaltung gefordert, ohne pauschalen Anpassungsdruck an aktuelle Neubaurichtlinien.

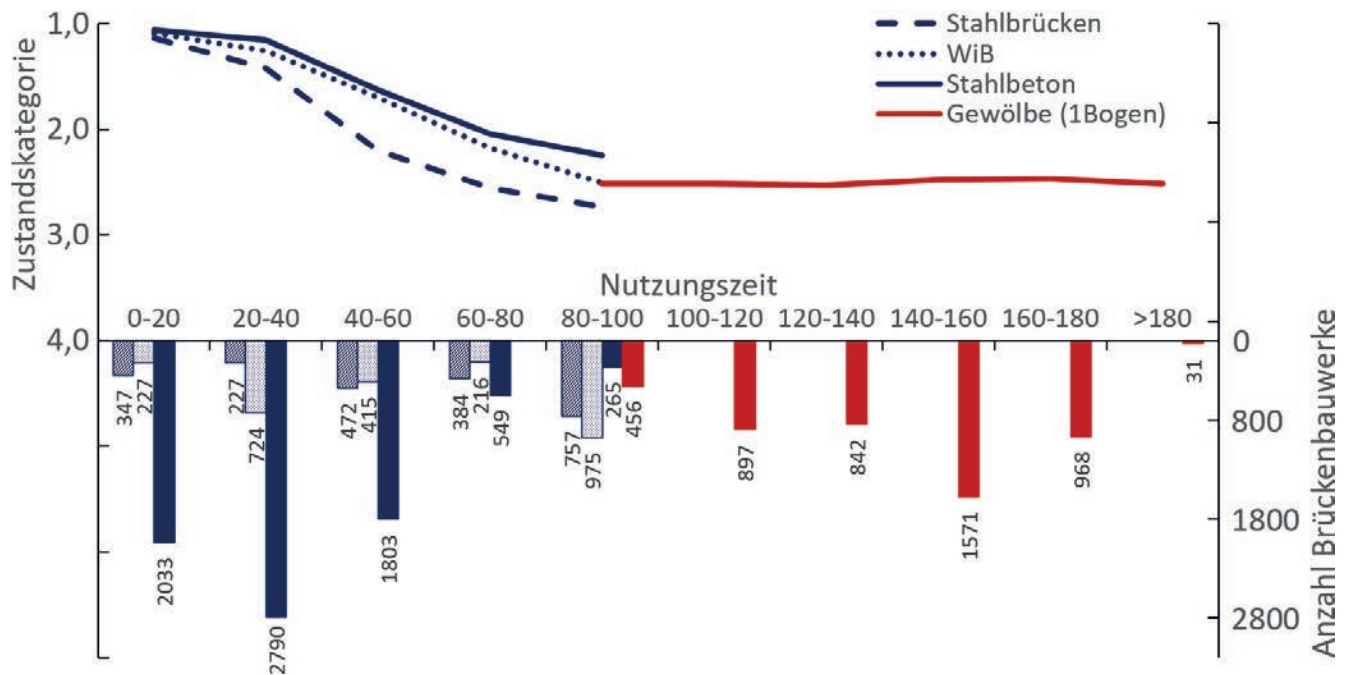


Bild 2: Verlauf der Zustandskategorie über die Nutzungszeit von div. Brückenbauwerken der DB, aus [2] (mod.)

1.3 Politische und kulturelle Verantwortung

Die DB verfügt über einen umfangreichen Bestand historischer Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk, deren Baualter oftmals weit über ein Jahrhundert hinausreicht. Trotz äußerlicher Verwitterungsmerkmale wie Risse, Ausblühungen oder Abplatzungen erfüllen diese Tragwerke bis heute zuverlässig ihre statische Funktion und tragen moderne Achslasten sowie hohe Geschwindigkeiten. Ihre häufig defizitär wirkende äußere Erscheinung führte jedoch lange Zeit zu erhöhten Zustandsbewertungen und zum bevorzugten Ersatzneubau, insbesondere im Rahmen der bis 2024 gültigen Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung [7] welche Erhaltungsmaßnahmen an Unterbauten kaum berücksichtigte.

Großbelastungsversuche relativieren diese Praxis erheblich: Selbst Bauwerke der Zustandskategorie 4 erreichten Tragreserven bis zum Sechsfachen des Lastmodells LM 71, ohne zusätzliche strukturelle Schäden zu entwickeln. Damit ist belegt, dass die Tragfähigkeit historischer Gewölbe durch den visuellen Eindruck häufig unterschätzt wird und die dominierenden Schadensbilder hauptsächlich auf Dauerhaftigkeitsdefizite infolge langfristiger Feuchtwirkung zurückzuführen sind. Parallel hierzu verschieben Transformationsprozesse im Bauwesen den Fokus zunehmend hin zu Weiterbau- und Erhaltungsstrategien. Weiterbauen bedeutet dabei mehr als Konservierung. Es zielt auf die funktionale Aktualisierung bestehender Tragwerke ab und integriert technische, gestalterische, ökologische, wirtschaftliche und kulturelle Anforderungen. Diese Herangehensweise fördert Ressourceneffizienz und ermöglicht die Einbindung historischer Ingenieurleistungen in moderne Infrastruktursysteme. Gleichzeitig entstehen Zielkonflikte zwischen Denkmalpflege, ingenieurtechnischen Ertüchtigungserfordernissen und betrieblichen Anfor-

derungen aus dem Schieneninfrastrukturbereich, deren Ausgleich ein interdisziplinäres Planungsverständnis voraussetzt.

Im Bewertungsrahmen des Dreisäulenmodells der Nachhaltigkeit entfalten historische Eisenbahnbrücken dadurch einen Mehrwert [8]. Sie besitzen kulturelle Signifikanz, weisen eine hohe Ressourcenökonomie auf und sind funktional als integrale Elemente vernetzter Verkehrssysteme zu betrachten. Vor diesem Hintergrund ergibt sich eine klare Empfehlung zugunsten einer erhaltungsorientierten, prozesshaften Weiterentwicklung historischer Gewölbebrücken. Dieser Ansatz verbindet technische Optimierung, kulturelle Kontinuität und ökologische Effizienz und fügt sich in moderne, ganzheitliche Bewertungsmethoden ein, wie sie u. a. in Projekten im DFG-Schwerpunktprogramm 2255 „Kulturerbe Konstruktion“ erarbeitet werden. Die Weiterentwicklung entsprechender Regelwerke, insbesondere der Ril 804 [9], stärkt damit nicht nur die strukturelle Sicherheit, sondern auch die kulturelle Resilienz und Nachhaltigkeit historischer Eisenbahnbrücken [10]–[12].

2 Anforderungen an die Weiternutzung

2.1 Bestandsinformationen effektiv nutzen

Ob bestimmte Maßnahmen in der Instandsetzung von historischen Eisenbahngewölbebrücken wirksam die Nutzungszeit verlängert haben, kann nur anhand einer systematischen Auswertung von zurückliegenden Bestandsinformationen erfolgen. Ausgangspunkt einer Studie aus dem Regionalbereich Südost der DB InfraGO AG war die vollständige Digitalisierung der Bauwerksbücher von 33 Brücken mit ausgeführten Fahrbahnplatteninstandsetzungen. Diese Datengrundlage wurde anschließend in eine strukturierte Auswertungslogik

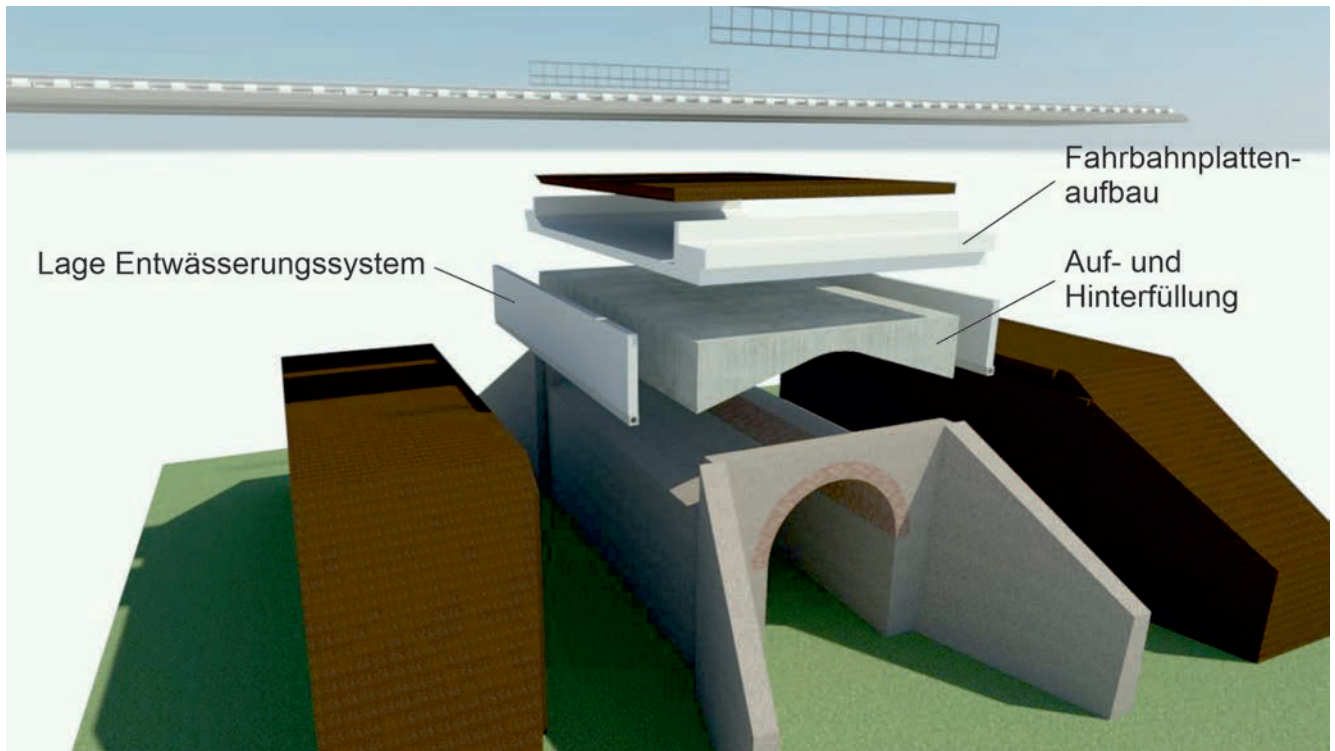


Bild 3: Ausbildung einer Fahrbahnplatte mit Hinterfüllung, Filtersteinen, Entwässerungspunkten auf einem bestehenden Gewölbe

Grafik: Abdeen, DB InfraGO AG

überführt. Hierfür wurde für jedes Bauwerk ein datenbankgestütztes Elementblatt erstellt, in dem sämtliche Schadens- und Instandsetzungsereignisse chronologisch entlang sogenannter Jahresscheiben verortet wurden.

Da die Bauwerksbücher über mehrere Jahrzehnte hinweg von unterschiedlichen Prüfern erstellt wurden und daher erhebliche terminologische Uneinheitlichkeit aufwiesen, war eine systematische Neuklassifikation der Schadenskategorien erforderlich. Die Vereinheitlichung erfolgte anhand des Hauptbefunds: Alle Feuchteschäden einschließlich Bewuchs und sekundärer Ausblühungen wurden der Kategorie „Feuchte“ zugeordnet. Fugen-, Stein-, Schräg-, Längs-, Quer- und Netzrisse wurden in der Kategorie „Risse“ zusammengeführt. Abplatzungen, Steinverluste und Ankerdefekte wurden unter „Steinausbrüche“ subsumiert. „Aussinterungen“ sowie „Verformungen, Verschiebungen und Verkippungen (VVV)“ wurden als eigenständige Kategorien geführt.

Für die Beurteilung der Schutzwirkung von Fahrbahnplatten war die zeitliche Relation zwischen Schadensdokumentation und Einbauzeitpunkt der Fahrbahnplatte maßgebend [13]. Dabei handelt es sich um eine Stahlbetonplatte mit oberliegender Abdichtung, die nachträglich im Zuge einer Sperrpause auf das Gewölbetragwerk aufgesetzt wird. Entwässerungselemente bestehend aus Filtersteinen und Grundrohr mit einer ergänzenden neu eingebrachten Auf- bzw. Hinterfüllung beschreiben dabei die gesamte Situation, um eine Weiternutzung der Gewölbe sicherzustellen, s. Bild 3.

Aussagekräftige Bewertungen sind nur möglich, wenn ausreichende Schadensaufzeichnungen bereits aus der

Zeit vor dem Einbau der Fahrbahnplatte vorliegen. Von den 33 untersuchten Brücken erfüllen 14 diese Anforderung, da sie zeitlich unterhalb des Einbauverlaufs liegen und somit eine vor- und rückblickende Analyse relativ zur Stunde null, dem Einbau der Fahrbahnplatte, ermöglichen. Auf Basis dieser strukturierten Datengrundlage lassen sich Veränderungen der Schadenshäufigkeit und Schadensausprägung nach Installation der Fahrbahnplatte nachvollziehen und damit belastbare Rückschlüsse auf die Wirksamkeit der Fahrbahnplatteninstandsetzung im Sinne des Schutzes des Gewölbetragwerks ziehen.

2.2 Bauwerksdiagnostik als Schlüssel zum Erhalt

Die Bauwerksdiagnostik historischer Eisenbahngewölbebrücken erfolgt in einem zweistufigen Verfahren, das systematisch die Erfassung, Analyse und Bewertung des Bestandsbauwerks sicherstellt. In der Stufe 1 wird der aktuelle Zustand des Bauwerks umfassend dokumentiert. Pläne, historische Quellen und frühere Prüfberichte werden ausgewertet. Ergänzend erfolgt eine orientierende Brückenbesichtigung zur qualitativen Beurteilung von Materialzustand, Tragwerk und denkmalpflegerischen Aspekten. Hieraus werden projektspezifische Zielsetzungen abgeleitet, der Bedarf weiterführender Untersuchungen definiert und eine strukturierte Untersuchungsplanung erstellt. Stufe 2 umfasst die Umsetzung dieser Untersuchungen, einschließlich Kernbohrungen, Materialanalysen und ergänzender Messungen, wobei gewonnene Erkenntnisse kontinuierlich in die Bewertung des Tragwerkszustands und die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen einfließen, s. Bild 4.

Die Analyse historischer Mauerwerksstrukturen berücksichtigt Natursteine, Ziegel und Mörtel. Wesentli-

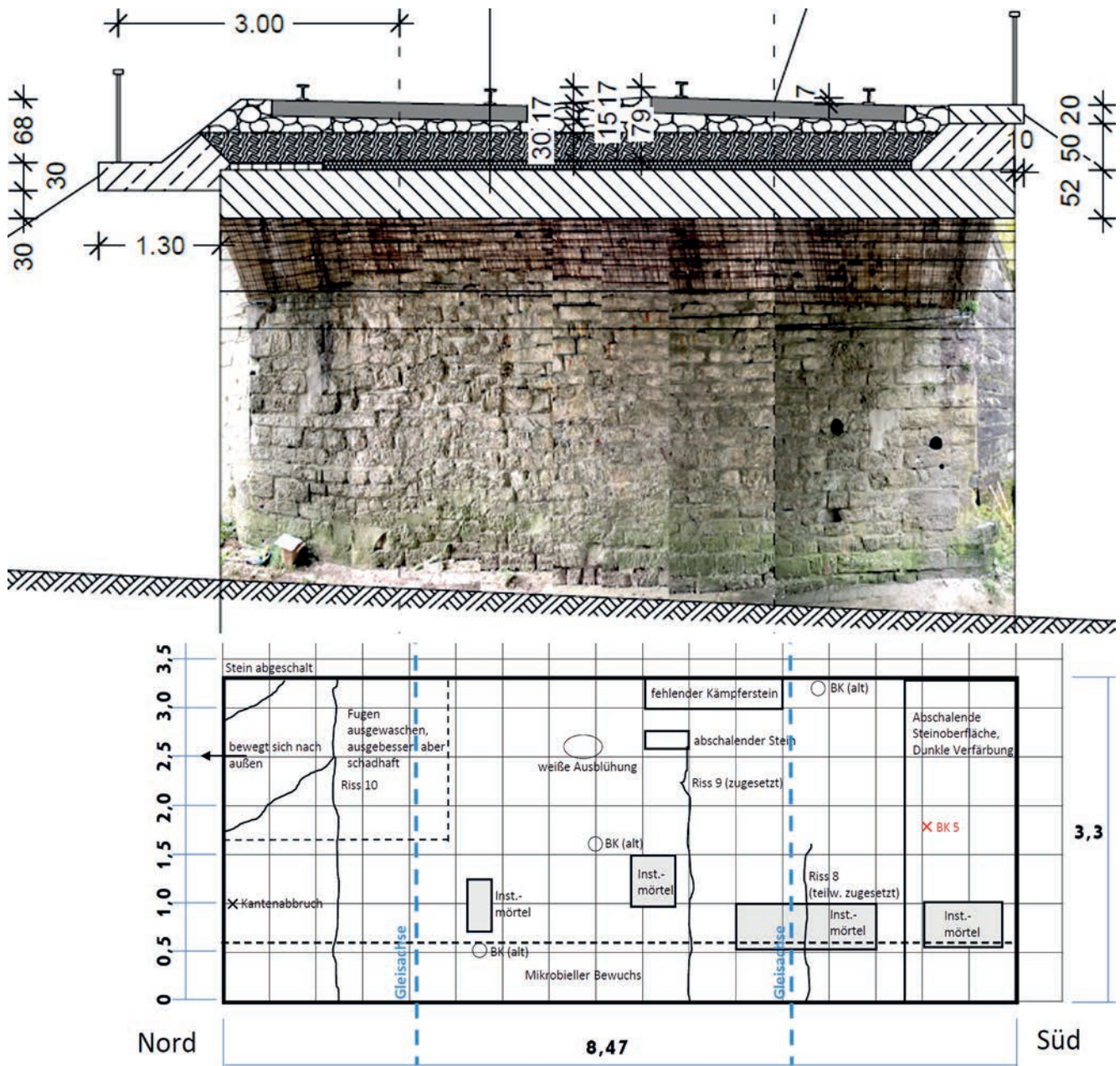


Bild 4: Diagnostische Beurteilung einer aufgehenden Gewölbewiderlagerwand mit vorgelagerter Schadensgrobkartierung zur Ableitung weiterführender Bohrkernentnahmen

Abbildung: Conrad Pelka

che Materialparameter sind Druck-, Zug- und Biegefestigkeiten, Porosität, Wasseraufnahme, Rohdichte und chemische Zusammensetzung. Diese Werte bestimmen Tragfähigkeit, Verformungsverhalten und die Auswahl kompatibler Sanierungsmaterialien. Unterschiede zwischen Natursteinen, von dichten Graniten bis zu porösen Sandsteinen, sowie zwischen historischen Kalk- und Portlandzementmörteln sind für die lokale Bemessung und Materialverträglichkeit entscheidend.

Das Tragverhalten von Mauerwerk wird durch das elastische Verhalten der Steine, die plastische Reaktion des Mörtels sowie Fugen- und Verbundcharakteristika geprägt. Wichtige Schadensmechanismen sind Quersugversagen bei regelmäßigem Mauerwerk und lokale Überbeanspruchung der Fugen bei Bruchsteinmauerwerk. Die Tragfähigkeitsbewertung integriert mechanisch-physikalische Kennwerte, geotechnische Parameter und Wechselwirkungen mit der Hinterfüllung

der Widerlager. Die Ermittlung und Auswertung der Materialparameter erfolgt normativ und empirisch gestützt, u.a. nach Ril 805 [14], DIN EN 1996-1-1/NA [15] und UIC-Kodex 778-3 [16] ergänzt durch statistische Sicherheitskonzepte der semiprobabilistischen Bemessung nach Eurocode 0 [17]. Dieses Vorgehen schafft eine belastbare Grundlage für materialgerechte, denkmalverträgliche und technisch fundierte Instandsetzungen historischer Gewölbebrücken, wofür im nächsten Schritt der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt [18].

2.3 Randbedingungen der statischen Nachweisführung

Eingangsparameter für die statische Nachrechnung sind Informationen zum Bestand, bspw. aus historischen Planunterlagen, sowie die Ergebnisse der Bauwerksdiagnostik mit gewonnenen Materialkenntnissen. Die tatsächliche Tragfähigkeit von Gewölbebrücken lässt



Bild 5: Versuchsaufbau für die Messung der Reaktionen von Eisenbahnlasten an einer Gewölbebrücke

Foto: Jenny Keßler

sich jedoch mit Berechnungen aufgrund des räumlichen Tragverhaltens, der monolithischen Bauweise, der Fähigkeit zur Lastumlagerung, der Ermittlung realistischer Materialparameter sowie den mitwirkenden Bauteilen nur schwer ermitteln. Besonders wenn bereits Schäden am Bauwerk vorhanden sind, lässt sich der Lastabtrag nur schwer bis gar nicht nachvollziehen. Verschiedene experimentelle Untersuchungen zeigen eine hohe Tragfähigkeit auf, die mit Berechnungsmodellen nicht erreicht werden konnte [19]. Untersuchungen von [20] an einer Natursteingewölbebrücke zeigen, dass das Gewölbe nur einen Anteil von 42 % an der Tragfähigkeit aufweist, während auch Stirnwände und Auffüllung erheblich beitragen.

Aufgrund der geometrischen Komplexität kommt der Modellbildung zur Nachrechnung eine entscheidende Rolle zu. Während detaillierte 3D-Finite-Elemente-Modelle prinzipiell das Tragverhalten realistisch abbilden können, weisen sie oft eine geringe Benutzerfreundlichkeit auf und erfordern äußerst detaillierte Eingangsparameter zu Geometrie und Material. Demgegenüber bieten empirische Verfahren, wie bspw. die MEXE-Methode [16], schnelle Lösungen, jedoch auf Grundlage vieler konservativer Vereinfachungen, was zum Nachweis der Tragfähigkeit häufig nicht ausreicht. Daher eignen sich mehrstufige Verfahren mit steigender Genauigkeit und Komplexität [14], [16].

Zur Nachrechnung von Gewölbebrücken existieren nur wenige Regelwerke. Die Mauerwerksnorm Eurocode 6 [15] ist hauptsächlich auf den Hochbau ausgerichtet und daher nur eingeschränkt auf gemauerte Brücken übertragbar. Auf internationaler Ebene bietet der UIC-Kodex 778-3 [16] einige Hinweise. Die DB hat sich der Problematik Bestandsbewertung durch die Entwicklung der

Richtlinie 805 [14] angenommen. Die Randbedingungen zur Nachrechnung von Eisenbahngewölbebrücken sind im Modul 805.0203 [14] festgelegt. In [16] und [14] werden Stufenkonzepte zur Nachrechnung von Eisenbahngewölbebrücken empfohlen.

Bewertungsstufe 1 basiert auf konservativsten Annahmen und soll eine Aussage liefern, ob die Tragfähigkeit erreicht werden kann. Weist das Tragwerk auch in dieser Stufe keine Tragfähigkeit auf, sollte die Bewertung fortgesetzt werden und in den folgenden Stufen 2–4, so dies gerechtfertigt ist, weniger konservativ sein.

Wenn mit diesen Rechenmodellen die Tragfähigkeit für das Ziellastniveau nicht nachgewiesen werden kann oder Berechnungsergebnisse nicht zum Erscheinungsbild des Bauwerks passen, bieten messtechnische Untersuchungen in Bewertungsstufe 4 den Vorteil, das Tragverhalten genauer zu erfassen, vgl. Bild 5. Dafür werden gezielt Lasten, z. B. eine Lokomotive, auf das Bauwerk aufgebracht und dessen Reaktionen gemessen. Befindet sich die aufgebrachte Belastung im Bereich des Ziellastniveaus, kann der Nachweis der Tragfähigkeit direkt experimentell erfolgen. Da dies allerdings mit vergleichbar hohem Aufwand zur Aufbringung der Lasten verbunden ist, wird häufig die sogenannte hybride Statik angewendet. Dabei werden Bauwerksreaktionen unter Gebrauchslasten, bspw. während regulärer Zugüberfahrten, gemessen und zur Kalibrierung numerischer Modelle verwendet. Mit diesen Modellen kann dann der Nachweis des Ziellastniveaus erfolgen. Gerade bei historischen Bauwerken, wie Gewölbebrücken, zu denen häufig nur wenige Bestandsinformationen vorhanden sind, können Belastungsversuche eine zielführende Methode sein, diese zu bewerten und Unsicherheiten auszuräumen. Aus den Ergebnissen der Nachrechnung in

Kombination mit der Bauwerksdiagnostik können die Zukunftsfähigkeit der Bauwerke bewertet und erforderliche Ertüchtigungs- oder Verstärkungsmaßnahmen abgeleitet werden.

3 Zielführende Instandsetzungsmaßnahmen

3.1 Möglichkeiten der Weiternutzung

Die nachhaltige Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken erfordert Instandsetzungsstrategien, die sowohl die strukturelle Integrität wiederherstellen als auch hygrisch bedingte Schädigungsmechanismen langfristig vermeiden. Feuchtigkeitseinwirkungen gelten als zentraler Degradationsfaktor und führen zu einer Verschlechterung der baulichen Zustandskategorie. Unter Berücksichtigung statischer, materialseitiger, entwässerungstechnischer und denkmalpflegerischer Rahmenbedingungen kann durch geeignete Maßnahmen eine Verlängerung der Nutzungsdauer von mehr als fünf Jahrzehnten erreicht werden.

Je nach Schädigungsgrad kommen dabei sowohl konservative Substanzerhaltungsansätze als auch tiefgreifende Tragwerksertüchtigungen in Betracht, s. dazu Bild 6. Eine Mauerwerksinstandsetzung bietet sich insbesondere bei lokal begrenzten Schädigungen und ausreichender Standsicherheit an. Durch den Austausch geschädigter Steine, Fugenerneuerungen und Tiefeninjektionen kann der Verbund des Gefüges verbessert und Substanzverlusten vorgebeugt werden. Diese Vorgehensweise ist ressourcenschonend und weitgehend streckenverträglich, setzt aber ein hohes Maß spezialisierter handwerklicher Kompetenz voraus, um die denkmalpflegerische Authentizität sicherzustellen. Verankerungen oder Vernadelungen können bei Stirnringrissen eine Stabilisierung bewirken, indem unterschiedliche Verformungs- und Steifigkeitszonen ausgeglichen werden. Diese Maßnahme erhöht die Dauerhaftigkeit, bewirkt jedoch keine grundlegende Verbesserung des inneren Gefüges und kann, insbesondere bei außenliegenden Systemen, das Erscheinungsbild historischer Ansichtsflächen beeinträchtigen. Der Einbau einer tragenden oder nichttragenden Spritzbetonschale an der Gewölbeinnenseite ermöglicht eine konstruktive Sicherung des Tragwerks sowie einen Schutz vor Ausspülungen und herabfallenden Bauteilen. Voraussetzung ist ein dauerhaft kraftschlüssiger Haftverbund. Da Feuchtigkeit bei fehlender bzw. mangelhafter Entwässerung weiterhin über die Rückseite eindringen kann und die historische Innenseite weitgehend verdeckt wird, ist diese Maßnahme im Spannungsfeld zwischen konstruktiver Sicherheit und denkmalpflegerischer Zielsetzung sorgfältig abzuwägen. Eine neue Rückenabdichtung bietet einen wirksamen Schutz vor Feuchteintrag und Materialauswaschung. Je nach Notwendigkeit kann der vollständige Rückbau der Auf- und Hinterfüllbereiche die Einrichtung regelkonformer Abdichtungs- und Entwässerungssysteme bei gleichzeitigem Erhalt der äußeren Erscheinungsform unterstützen. Diese Vorgehensweise ist vor allem bei kul-

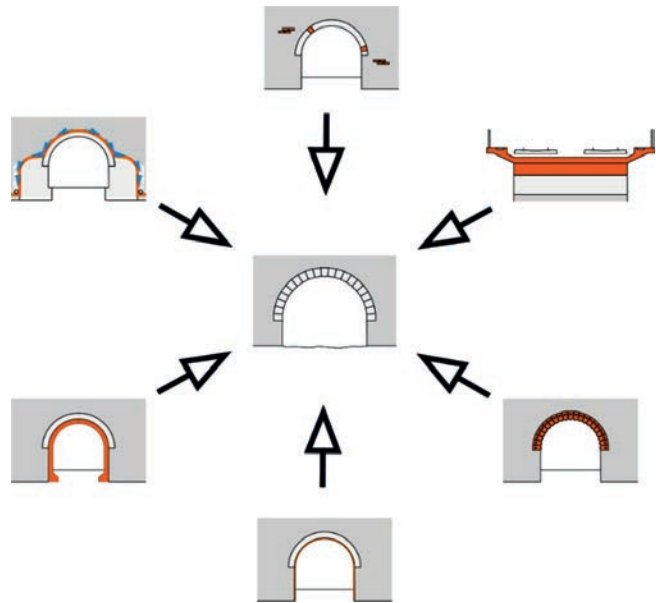


Bild 6: Instandsetzungsmöglichkeiten zur Weiternutzung einer Gewölbebrücke
Grafik: Conrad Pelka, nach [21]

turhistorisch bedeutsamen Beständen vorteilhaft, kann jedoch betriebliche Einschränkungen erfordern.

Die Erneuerung oder Ergänzung der Fahrbahnplatte stellt schließlich eine tragfähige Grundlage für zeitgemäße Lastverteilung, Abdichtung und Entwässerung dar. Abhängig von baulichen Randbedingungen können Ort-, Halb- und Fertigteilssysteme oder bei reduzierter Bauhöhe ultrahochfeste Faserbetonverbundplatten eingesetzt werden. Trotz temporärer Betriebseinschränkungen gilt die Maßnahme als besonders wirksamer Ansatz zur Anpassung der Tragwerke an heutige und künftige verkehrliche Anforderungen. Insgesamt zeigt sich, dass keine der beschriebenen Instandsetzungsstrategien aus Bild 6 eine universelle Lösung darstellt. Vielmehr ist ihre Wirksamkeit stets im Spannungsfeld tragwerksmechanischer, betrieblicher, denkmalpflegerischer und wirtschaftlicher Belange zu bewerten. Eine interdisziplinär abgestimmte Vorgehensweise stellt dabei die zentrale Voraussetzung für eine technisch robuste, betrieblich verträgliche und kulturell verantwortungsvolle Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken dar [21]–[23].

Zusammenfassend zeigen die dargestellten Verfahren, dass die Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken sowohl über konservative Substanzerhaltungsmaßnahmen als auch über tiefgreifende konstruktive Ertüchtigungen gewährleistet werden kann. In jedem Fall ist eine integrale Planung erforderlich, die Bauwerksdiagnostik, Tragwerksplanung, Entwässerungskonzept, Denkmalschutz und bahnbetriebliche Rahmenbedingungen in kohärenter Form zusammenführt.

3.2 Hauptinstandsetzungsmethode Fahrbahnplattenbau

Aufbauend auf der schadenbasierten Differenzierung nach dem Zeitpunkt des Fahrbahnplatteneinbaus wurde

die Wirksamkeit eines Fahrbahnplatteneinbaus als Instandhaltungsstrategie unter Einbeziehung dreier maßgeblicher Parameter:

- Fahrbahnplattengeometrie,
- Entwässerungsanordnung sowie
- Materialsteifigkeit der Auf- und Hinterfüllung

vergleichend untersucht. Ziel war nicht die Ermittlung eines singular dominanten Einflussfaktors, sondern die Ableitung eines belastbaren Wirkungs- bzw. Mindestanforderungsbereichs, der eine funktional robuste und hygrisch stabile Nutzungsdauerverlängerung historischer Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn ermöglicht.

Die empirischen Auswertungen ausgewählter, mit Fahrbahnplatten instand gesetzter Bauwerke des Regionalbereichs Südost zeigten eine signifikante Korrelation zwischen der Steifigkeit der Auf- und Hinterfüllmaterialien sowie der daraus resultierenden Rissbildung im Gewölbebogen. Höhere Materialfestigkeiten, insbesondere bei Normalbeton im Bereich C16/20 bis C25/30, gehen mit deutlich erhöhten Rissanzahlen einher (im Mittel ca. 18 Risse pro Gewölbe, Maximalwerte bis 32), wohingegen Bauwerke mit geringer festen Materialien wie Erdmassen, Füllbetone oder Mauerwerk durchschnittlich 9–11 Risse aufwiesen. Auch der Bezug zu den vorkommenden Rissauswertungen bestätigt ein wiederkehrendes Schadensmuster mit Schwerpunkt im Viertelpunktbereich, unabhängig von der Materialsteifigkeit. Insgesamt wurden bei 53 Gewölben 428 Risse registriert, davon 268 im Kämpfer und 160 im Scheitel. Diese Befunde weisen darauf hin, dass durch gestaffelte Materialkonzepte mit graduell zunehmenden Steifigkeiten vom Kämpfer bis zum Scheitel (z. B. mineralische Tragschichten, hydraulisch gebundene Tragschichten, lokal Füllbetone) Spannungsumlagerungen wirksam reduziert werden konnten. Die Ergebnisse legen nahe, dass ein zu steifer Hinterfüllverbund die strukturelle Interaktion zwischen Gewölbeschale und Fahrbahnplatte negativ beeinflusst und rissauslösende Randspannungen begünstigen kann. Ein Verschiebung der Stützlinie im Bogen kann so über mehrere Jahre von einem Problem der Dauerhaftigkeit zu einem schwerwiegenden Tragfähigkeitsproblem mit entsprechender Lastumlagerung führen.

Parallel hierzu zeigt die Analyse des hygrischen Schädigungsgeschehens eine deutliche Abhängigkeit zwischen Feuchteentwicklung und Tiefenlage des Entwässerungsrohres an der Widerlagerrückwand. Die geringsten Feuchteschäden im Kämpferbereich treten bei einer Positionierung des Sammelentwässerungssystems im Bereich von 0–50 cm oberhalb der

Kämpferlinie auf, während höhere Rohrlagen Rückstauprozesse und vermehrte Feuchteakkumulation im Scheitel begünstigen. Die Befunde verdeutlichen, dass eine hydraulisch wirksame Entkoppelung zwischen Gewölberückseite und Fahrbahnplatte eine zentrale Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit des Gesamtsystems darstellt.

Im Zusammenspiel mit den zuvor dargestellten Instandsetzungsprinzipien lässt sich ableiten, dass Fahrbahnplattensysteme ihre höchste Wirksamkeit dann entfalten, wenn sie eine lastverteilend wirkende Tragstruktur erzeugen, eine definierte hygrische Entlastung sicherstellen und wenn ein abgestimmtes Hinterfüllkonzept auf dem Gewölberücken ausgebildet wird.

3.3 Innovative Werkstoffe bei historischer Bausubstanz

Eine wirkungsvolle Instandsetzung historischer Eisenbahngewölbebrücken erfordert die Integration innovativer Hochleistungswerkstoffe, um eine Funktionalität und Lebensdauer vergleichbar mit Neubaukonstruktionen zu erreichen, während gleichzeitig die historische Bausubstanz bewahrt wird. In diesem Kontext haben sich zwei Werkstofftechnologien als besonders geeignet herausgestellt: Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) für die Reprofilierung und Ertüchtigung mittels tragender Plattenstrukturen sowie textilbewehrter Carbonbeton für die dünn-schichtige, rissverteilende Rückenabdichtung. UHFB zeichnet sich durch eine extrem hohe Dauerhaftigkeit, mechanische Festigkeit und integrierte Wasserundurchlässigkeit aus. Durch optimierte Partikelpackung, einen sehr niedrigen Wasser-Zement-Wert von ca. 0,15 und Kurzfasern werden Druck- und Zugfestigkeiten maximiert, während Rissbildungen im Gebrauchszustand weitgehend verhindert werden. Die geringe Bauteildicke von 30–100 mm und das reduzierte Eigen-



Bild 7: UHFB-Fahrbahntrog auf der Bahnstrecke von Luzern nach Immensee in der Schweiz

Foto: Prof. Brühwiler

gewicht ermöglichen schlanke und leichte Plattenkonstruktionen, die selbst bei begrenzten Oberbauhöhen einen effizienten Traglastwiderstand besitzen [24]–[26].

UHFB kann gleichzeitig statische, abdichtende und fahrbahntragende Funktionen in einem Bauteil kombinieren, wodurch zusätzliche Schutzschichten entfallen und die Nutzungsdauer der Bauwerke signifikant verlängert wird. So wurden mit dem Werkstoff schon über 400 Anwendungen in der Schweiz durchgeführt, zuletzt die Fahrbahntröge auf der Schweizerischen Bundesbahnstrecke von Luzern nach Immensee, bei denen extrem schlanke UHFB-Fertigteilmfahrbahntröge zum Einsatz kamen, s. Bild 7 [27].

Ergänzend bietet der Einsatz von Textilbeton eine praxismgerechte Lösung für die Abdichtung des Gewölberückens unter beengten Bauverhältnissen. Die nichtmetallischen und z. B. mit Acrylat getränkten Carbonfasern, die mit einem Mörtelsystem umhüllt werden und auf den Gewölberücken aufgelegt werden, sorgen dadurch für eine gezielte Entkopplung vom Untergrund, wodurch Spannungen aus dem historischen Mauerwerk nicht auf die Abdichtung übertragen werden. Die potentiell dünnen Schichten ermöglichen die Anwendung von Textilbeton auch bei begrenzten Überdeckungshöhen. Pilotprojekte wie das Kewag-Viadukt bei Koblenz [28] zeigen, dass der Einbau von textilen Gelegen in Kombination mit polymermodifizierten Haftmitteln und einem Monitoringsystem zur Feuchteüberwachung effizient und praxisnah umgesetzt werden kann.

Die Anwendung dieser beiden Werkstoffe erlaubt eine schnelle, ressourceneffiziente Instandsetzung. Es werden Bauzeit und Eingriffe in die historische Substanz minimiert, die Tragfähigkeit der Gewölbestruktur kann unterstützt werden und die Konstruktion wird gegen Feuchte- und Lastschäden langfristig gesichert. Vergleichende Anwendungsfälle zeigten, dass bei UHFB in über 400 Maßnahmen die Dauerhaftigkeit seit mehr als 20 Jahren gewährleistet ist [25], [29].

4 Zusammenfassung und Ausblick

Historische Eisenbahngewölbebrücken stellen bedeutende Ingenieurbauten dar, die über Jahrhunderte hinweg Lasten zuverlässig ableiten und auch größere Spannweiten überbrücken können. Mit einem durchschnittlichen Bauwerksalter von 133 Jahren bilden sie rund 20 % des Brückenbestands der Deutschen Bahn und sind sowohl aus technischer als auch aus ökologischer sowie kultureller Perspektive von herausragender Relevanz. Die Weiternutzung und Ertüchtigung dieser Bauwerke ermöglicht erhebliche CO₂- und Ressourceneinsparungen gegenüber Abriss und Neubau und trägt zur Bewahrung der historischen Baukultur bei.

Die nachhaltige Nutzung setzt eine umfassende Bestandsaufnahme voraus, welche die geometrischen, materiellen und strukturellen Eigenschaften der Bauwerke systematisch erfasst. Besonderes Augenmerk

liegt auf den altersbedingten Tragfähigkeitsverlusten, Rissmustern und Feuchtigkeitseintragungen, die zusammen mehr als die Hälfte aller Schäden verursachen. Aufbauend auf derartigen Daten erfolgt eine statische Nachweisführung unter Berücksichtigung der gesamten Bauwerksstruktur einschließlich Stirnmauern, Flügeln, Pfeilern, Kappen sowie Auf- und Hinterfüllungen. Der Einsatz moderner numerischer Verfahren, insbesondere dreidimensionaler nichtlinearer Finite-Elemente-Modelle, erlaubt eine realitätsnahe Abbildung des komplexen Tragverhaltens und der Interaktion aller Bauteile, während ergänzende geotechnische Untersuchungen die Boden-Bauwerks-Reaktion verifizieren. Belastungsfahrten mit kalibrierten Triebfahrzeugen liefern zudem empirische Erkenntnisse über die tatsächliche Tragfähigkeit, die oft über den zumeist konservativ angenommenen Werten liegt.

Auf Basis solcher Analysen kann dann die gezielte Ertüchtigung erfolgen, wobei die Fahrbahnplatte das zentrale Instandsetzungsziel darstellt. Sie übernimmt eine multifunktionale Rolle als Feuchtigkeitsschutz zur Prävention der Hauptschadensursache und als gleichmäßige Lastverteilung zur Tragfähigkeitssteigerung und ist die Basis zum Einsatz von modernen Abdichtungs- und Entwässerungssystemen. Innovative Ansätze wie extrem dünne Platten aus UHFB ermöglichen zudem schlanke Konstruktionen, die hohe Tragfähigkeit und wasserundurchlässige Eigenschaften kombinieren und kurze Bauzeiten bei minimaler Beeinträchtigung des historischen Tragwerks erlauben. Durch diese integrativen Maßnahmen lässt sich die Nutzungszeit von Gewölbebrücken erheblich verlängern, wobei die Kombination aus Bauwerksdiagnostik, numerischer Modellierung, Belastungsfahrten und gezielter Fahrbahnplattenerneuerung sowohl die strukturelle Sicherheit als auch die ökologischen und kulturellen Zielsetzungen in Einklang bringt.

Dank

Die vorliegenden Auswertungen und Analysen im Rahmen der Projekte „Fahrbahnplatten auf Gewölbebrücken“ (Laufzeit: 01/2020–12/2024) sowie „Nachrechnung von Gewölbebrücken“ (Laufzeit 01/2023–12/2026) wären ohne die enge Kooperation mit der Deutschen Bahn nicht möglich gewesen. Wir danken der DB InfraGO AG, Frankfurt am Main, für die großzügige Unterstützung, die unkomplizierten Zugänge und die konstruktive Zusammenarbeit mit den Projektleitenden.

Literatur

- [1] Kurrer, K.-E.: Geschichte der Baustatik – Auf der Suche nach dem Gleichgewicht. 2. Aufl., Wiley, 2016.
- [2] Keßler, J.; Pelka, C.; Marx, S.: Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn. Bautechnik 101 (2024) 7, S. 388–396. <https://doi.org/10.1002/bate.202300103>

- [3] Deutsche Bahn AG (Hrsg.): RIL 804.800x – Inspektion von Ingenieurbauwerken. Karlsruhe: DB Services Technische Dienste, 2020.
- [4] Monka, J.; Schacht, G.; Marx, S.: Eisenbahngewölbebrücken in Sachsen. in: Schermer, D.; Brehm, E. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender 2022. Wiley, 2022, S. 443–462.
<https://doi.org/10.1002/9783433611029.ch14>
- [5] Pelka, C.; Monka, J.; Schacht, G.; Marx, S.: Technische Erweiterung und kulturelle Bedeutung von Eisenbahngewölbebrücken. in: Schermer, D.; Brehm, E. (Hrsg.): 2023 Mauerwerk Kalender, Wiley, 2023, S. 191–242.
<https://doi.org/10.1002/9783433611142.ch8>
- [6] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (Hrsg.): Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung – (EBO), § 1 Abs. 4. 5.4.2019.
- [7] Eisenbahn-Bundesamt (Hrsg.): Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung II („LuFV II“). 2014, online unter: https://www.eba.bund.de/DE/Themen/Finanzierung/LuFV/lufv_node.html#doc-1689626bodyText2 (Zugriff am 09.01.2026)
- [8] Graubner, C.-A.; Baumgärtner, U.; Fischer, O.; Haardt, P.; Knauff, A.; Putz, A.: Nachhaltigkeitsbewertung für die Verkehrsinfrastruktur. Bauingenieur 85 (2010) 7/8, S. 331–340.
- [9] Deutsche Bahn AG (Hrsg.): Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken planen, bauen und instand halten. Karlsruhe: DB Services Technische Dienste, 2023.
- [10] Pelka, C.; Keßler, J.; Marx, S.: Gegenüberstellung der CO₂-Bilanz für Erhalt und Neubau von Bahnbrücken. Bautechnik 101 (2024). 2, S. 64–73
<https://doi.org/10.1002/bate.202400045>
- [11] Müller, J.; Bouyrakhen, Y.; Bösch, T.: Sanierung von Gewölbebrücken im LuFV-III-Rahmen. In: Tagungsband zum 20. Symp. Brückenbau in Leipzig, Brückenbau 13 (2021).
- [12] Deutsche Bahn AG (Hrsg.): Integrierter Zwischenbericht Januar–Juni 2025. 2025, online unter: https://ir.deutschebahn.com/fileadmin/Deutsch/2025/DB_ZB25_d_web.pdf
- [13] Pelka, C.: Sanierung von Gewölbebrücken. in: Tagungsband zum 61. Forschungskolloquium mit 9. Jahrestagung des DAfStb an der TU Dresden, 2022, S. 39–44. <https://doi.org/10.25368/2022.375>
- [14] Deutsche Bahn AG (Hrsg.): Richtlinie 805 – Trag-sicherheit bestehender Eisenbahnbrücken – RIL 805.0203 Grundlagen der Bewertung von Gewölben, Unterbauten und Gründungen. 5. Aufl., Karlsruhe: DB Services Technische Dienste, 2010.
- [15] DIN EN 1996-1-1:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.
- [16] Internationaler Eisenbahnverband (Hrsg.): UIC-Kodex 778-3 – Empfehlungen für die Inspektion, Bewertung und Instandhaltung von Gewölbebrücken aus Mauerwerk. 2. Aufl., Paris: Railway Technical Publications, 2020.
- [17] Handbuch Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung – Vom DIN konsolidierte Fassung. Berlin: Beuth, 2011.
- [18] Pelka, C.; Meichsner, E.; Unger, S.; Monka-Birkner, J.; Marx, S.: Bauwerksdiagnostik als Grundlage für Sanierungskonzepte historischer Eisenbahngewölbebrücken. in: Schermer, D.; Brehm, E. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender 2024, Wiley, 2024, S. 443–503.
<https://doi.org/10.1002/9783433611524.ch16>
- [19] Schacht, G.; Marx, S.; Krontal, L.; Schwing, E.; Hahn, O.: Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Bauwerksgeschichte, Zustandsentwicklung und Monitoring. in: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender 2018, Wiley, 2018, S. 75–92.
<https://doi.org/10.1002/9783433608050.ch4>
- [20] Weber, W. K.: Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung. Diss., TU München, 1999.
- [21] Mölter, T.; Fiedler, M.: Handbuch Eisenbahnbrücken. Leverkusen: Trackomedia, 2025.
- [22] Bösch, T.; Buchmann, L.; Sieber, M.; Döring, K.-H.: Erneuerung des Gleistragwerks am Göltzschtalviadukt. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 2, S. 88–95. <https://doi.org/10.1002/best.201300081>
- [23] Pelka, C.; Mölter, T.; Marx, S.: LuFV: 100 Jahre zusätzliche Lebensdauer für Gewölbebrücken? Der Eisenbahningenieur (2022) 05.
- [24] Kottmeier, K.; Holz, K.; Schacht, G.; Solbach, V.; Marx, S.: Ertüchtigung von Gewölbebrücken mit UHFB. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 6, S. 467–473. <https://doi.org/10.1002/best.202500012>
- [25] Bredow, D.; Brühwiler, E.; Thorstensen, R. T.; Schacht, G.: Anwendung von UHFB im Brückenbau – Beispiele und Herausforderungen für die Praxis. Bautechnik 100 (2023) 8, S. 494–500.
<https://doi.org/10.1002/bate.202300074>
- [26] Brühwiler, E.; Denarié, E.: Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise zur Verstärkung von bestehenden Stahlbetonbauteilen mit Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB). Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 4, S. 216–226.
<https://doi.org/10.1002/best.201200076>
- [27] Brühwiler, E.: Ertüchtigung von Stahlbetonbrücken mit UHFB – Erfahrungen aus 400+ Anwendungen. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) S1, S. 68–78.
<https://doi.org/10.1002/best.202400072>
- [28] Dahlhoff, A.; Büttner, T.; Pelka, C.; Raupach, M.; Marx, S.: Innovative Textilbetonrückenabdichtung auf Eisenbahngewölbebrücken. in: Raupach, M.; Schwamborn, B.; Wolff, L. (Hrsg.): 9. Koll. Erhaltung von Bauwerken – Fachtagung über innovative Lösungen für die Bauwerkserhaltung von heute und morgen: Tagungshandbuch 2025, Tübingen: expert, 2025.
- [29] Brühwiler, E.: Fertigteile und die integralen Bauwerke – Fertigteilbau mit Stahl-UHFB (UHPC). in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton Kalender 2021, Wiley, 2021, S. 875–905.
<https://doi.org/10.1002/9783433610206.ch9>



ehs-ingenieure.de

Sicher, nachhaltig, wirtschaftlich

Unser Know-how sichert wertvolle Infrastruktur.

Seit über 60 Jahren kümmern wir uns mit Weitblick um den Neubau und die Erhaltung verkehrlicher Infrastruktur. Wir wissen: Erhalt ist komplex und anspruchsvoll. Aber genau darin liegt unser Antrieb und unsere Stärke.

Wir schauen genauer hin. Unsere jahrzehntelange Erfahrung hat unseren Blick für das Wesentliche geschult. So erkennen wir früh, was später teuer werden könnte.

Wir gehen den Dingen auf den Grund. Statische Berechnungen mit nichtlinearen Methoden und Model-Updating, Online-Monitoring zur Überwachung potenziell kritischer Bauwerkszustände, Belastungsversuche und zerstörungsfreie Bauteiluntersuchungen – wir nutzen modernste Methoden, um die Wahrheit im Inneren zu erkennen.

Pragmatische Lösungen für komplexe Fragestellungen. Verstärkung durch externe Vorspannung und Betonergänzungen oder Bremskraftverminderung durch Shock-Transmitter – wir prüfen gewissenhaft, welche Lösung die beste im Sinne Ihres Projektes ist.

Kompromisslos sicher: Sollte der Erhalt keine Option mehr sein, planen, steuern und überwachen wir auch den Rückbau und Neubau – mit der gleichen Begeisterung.

Nachhaltigkeit ist Teil unserer DNA: Ingenieurbauwerke sind wertvolle Ressourcen. Sie zu bewahren, ist oft nicht nur wirtschaftlicher, es ist auch das Gebot der Stunde.

Unsere Leistungen im Überblick:

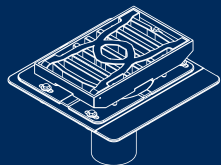
- Objekt- und Tragwerksplanung von Ingenieurbauwerken, auch mit BIM-Methodik
- Instandsetzungskonzepte, -planung und Rückbauplanung
- Machbarkeits- und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen
- Schadensanalysen und zerstörungsfreie Bauwerksuntersuchung durch zertifizierte Sachverständige
- Digitale Bauwerkserfassung, -modellierung und Monitoring
- Bauwerksprüfungen und experimentelle Bauwerksanalyse
- Bauoberleitung, Bauüberwachung und Verkehrssicherungsplanung

Ob punktuelle Instandsetzung oder komplette Erneuerung: Wir stehen an Ihrer Seite – beratend, planend, steuernd, überwachend.



Weißbach®
BRÜCKENENTWÄSSERUNG

Metallbau-Brückenentwässerung



JETZT ANFORDERN!
CAD-PLANUNGSUNTERLAGEN



oder auf
 **USB**

Ihr Komplettanbieter für Brückenentwässerungssysteme

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!**

Spannungsrisskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau

Dr.-Ing. Steffen Müller | Landesamt für Straßenbau und Verkehr (LASuV), Dresden; Dr.-Ing. Oliver Mosig | MKP GmbH, Dresden; Dipl.-Ing. Andreas Gruner | Landesamt für Straßenbau und Verkehr (LASuV), Dresden; Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht | MKP GmbH, Dresden; Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx | TU Dresden, Institut für Massivbau

Kurzfassung

Die Elbebrücke Bad Schandau wurde in den 1970er Jahren als unterspannte Balkenbrücke in Massivbauweise errichtet. Im Rahmen einer Sonderprüfung wurden am markanten Unterspannband der spannungsrisskorrosionsgefährdeten Straßenbrücke Längs- und Querrisse inklusive Rostfahnen dokumentiert. Zusätzlich wurde eine deutliche Verformungszunahme des Überbaus gegenüber Messungen aus 2003 festgestellt. Da eine fortgeschrittene Schädigung infolge Spannungsrisskorrosion nicht ausgeschlossen werden konnte, erfolgten die Vollsperrung und die Anordnung einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA). Stufenweise wurden bauwerksdiagnostische, rechnerische und messtechnische Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten Anzeichen für Spannungsrisskorrosion und flankierende Schadenspotenziale, jedoch in begrenztem Maße. Die vermuteten Schadensursachen konnten weitgehend aufgeklärt werden. Um künftig Informationen zu neuen Spanndraht- und Bauwerksschäden zu gewinnen, wurde ein Dauermonitoring konzipiert und in Betrieb genommen. Das methodische Vorgehen ermöglichte eine schrittweise Rücknahme von Kompensationsmaßnahmen. Die Elbebrücke Bad Schandau dient damit als Best-Practice-Beispiel für den Umgang mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Brücken im Bestand.

1 Einleitung

Seit 1877 bestand in Bad Schandau durch die kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke eine feste Elbquerung [1]. Der bauliche Zustand der dreifeldrigen Stahlfachwerkbrücke mit zwei getrennten Überbauten für Schiene und Straße und einer Gesamtlänge von 187 m genügte in den 1960er Jahren nicht mehr den verkehrlichen Anforderungen, weshalb etwa 300 m stromauf eine neue Brücke für den Straßen- und Fußgängerverkehr geplant wurde – die Elbebrücke Bad Schandau. Dieser Brückenneubau war Teil eines größeren Verkehrsvorhabens, welches die heutige B 172 über die Gleise und die

Elbe führt (vgl. Bild 1) sowie die Zuwegung in die Ortslage Krippen mit einer Hochstraße neu gestaltete.

Die Planung der Brücke wurde durch den VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro für Straßenwesen BT Dresden unter Leitung von Eckhart Thürmer durchgeführt und von 1974 bis 1977 baulich umgesetzt (Dokumentation in [2], [3]).

Nach dem Einsturz der Carolabrücke in Dresden [4] wurden im Zuge von Begehungen und Sonderprüfungen alle Ort beton-Spannbetonbrücken mit Baujahr vor 1993 im sächsischen Bundes- und Staatsstraßennetz untersucht.



Bild 1: Elbebrücke Bad Schandau mit der Bahnbrücke der B 172 rechts im Bild

Foto: Müller, LASuV

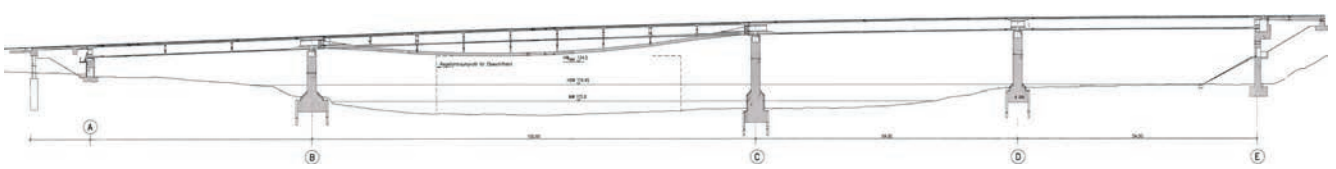


Bild 2: Längsschnitt Elbebrücke Bad Schandau [7]

Im Ergebnis der Sonderprüfung wurde die Elbebrücke Bad Schandau im November 2024 gesperrt [5]. Um die regionale Lebensader möglichst schnell für die Bevölkerung wiederherzustellen, wurde ein umfangreiches, interdisziplinäres Untersuchungsprogramm entwickelt und umgesetzt, was im folgenden Beitrag vorgestellt wird.

2 Tragwerksbesonderheiten

2.1 Allgemeines

Das vierfeldrige Bauwerk mit Stützweiten von 50, 100, 54 und 59 m überspannt die Elbe und deren Vorlandbereiche unter einem Winkel von 72 gon im Zuge der Bundesstraße B 172. Die Trassierung verläuft abgesehen vom rechtselbischen Randfeld geradlinig. Die Gradienten weist ein einseitiges Längsgefälle und eine Querneigung auf. Im Stromfeld ist eine lichte Höhe von 6,53 m beim höchsten schiffbaren Wasserstand vorhanden [6].

Der biegesteif durchlaufende Überbau ist als einzelliger, längsvorgespannter Hohlkasten mit konstanten Außenabmessungen ausgebildet (Bild 2). Im Bereich des 100 m langen Stromfelds werden die Spannglieder in einem frei unter dem Überbau verlaufenden Unterspannband

geführt. Die Verbindung zwischen Überbau und Unterspannband erfolgt durch 25 cm schmale vertikale Betonfertigteilscheiben im Abstand von 10,5 m.

Zusätzliche Querträger über den Stützen, den Vertikalscheiben und im gekrümmten Randfeld steifen den Hohlkasten aus. Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 14,2 m. Die Überbauquerschnitte in den Vorlandbereichen und der Stromöffnung sind in Bild 3 dargestellt. In Längsrichtung sind die Randöffnungen beschränkt und die Stromöffnung voll vorgespannt [8]. Die Spannglieder Typ BSG 100 [9] in St 140/160 gemäß [10] verlaufen dreireihig in sieben Lagen entlang der Stege und sind nach [11] spannungsrissskorrosionsgefährdet. Die Verankerung der Stegspannglieder in den Koppelfugen erfolgt in verstärkt ausgeführten Stegen. Zusätzliche Spannglieder sind in der Bodenplatte geführt.

Das Festlager der Brücke befindet sich am östlichen Strompfeiler, der Achse B. Als Lager kamen Gummitopflager nach TGL 18204 zur Ausführung [12].

2.2 Unterspannband

Der Überbau im Stromfeld ist schlaff bewehrt und wird durch das Unterspannband getragen, welches eine Höhe von 0,60 m und eine Breite von 3,07 m hat. Das Unterspannband verläuft polygonal, durchdringt im Abstand von 13,25 m zu den beiden Pfeilerachsen B und C den Überbau und wird in massiven Querträgerscheiben verankert. Im Unterspannband befinden sich für die Führung der BSG-100-Spannglieder 88 Stahlhüllrohre (vier Lagen à 22 Stück nach TGL 9013 [13]). Die Hüllrohre mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Wandstärke von 2,5 mm sind oberflächlich glatt und mit Muffen gestoßen. Eine schlaffe Längsbewehrung ist nicht vorhanden, in Querrichtung sind geschlossene Bügel ausgeführt. Der Achsabstand der Hüllrohre beträgt 105 bzw. 165 mm in Querrichtung und 130 mm in der Höhe.

Eine besondere Herausforderung stellte die Bewehrungsführung im Bereich der Querträger über den Pfeilern B und C dar. In diesen

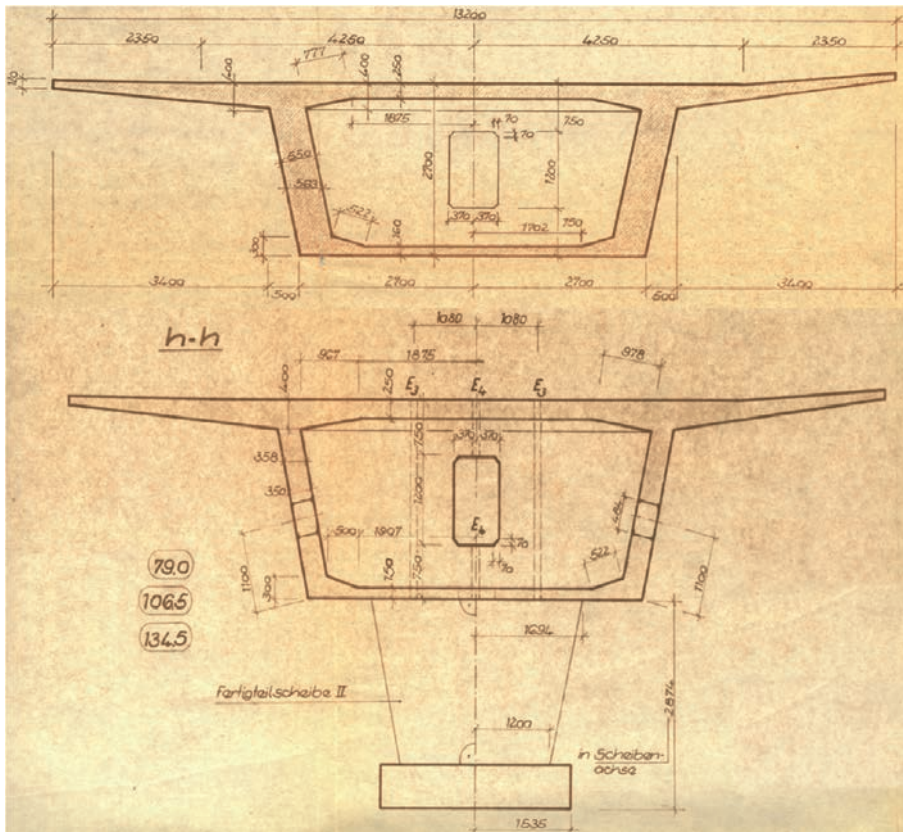


Bild 3: Querschnitte Regelfeld und Unterspannband [7]

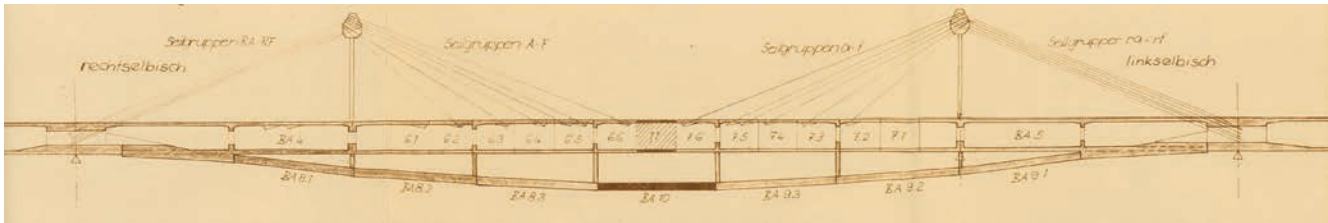


Bild 4: Bauzeitliche Abspannung über Hilfspylone [7]

Bereichen wurden die Stegspannglieder, die Spannglieder des Unterspannbands und die Rückverankerung der bauzeitlichen Pylone geführt.

2.3 Bauausführung

Der Bau der Brücke erfolgte von 1974 bis 1977, wobei die Randfelder auf Lehrgerüsten hergestellt wurden. Da die Stromöffnung für die Schifffahrt freigehalten werden musste, erfolgte dieser Abschnitt im Freivorbau von beiden Seiten aus mit einer Pylonabspannung (Bild 4). Die Pylone wurden auf Hilfsstützen unmittelbar neben dem Schifffahrtsprofil errichtet und an den Querträgern in den Achsen B und C rückverankert. Die Herstellung des Unterspannbands erfolgte abschnittsweise auf einem Hängegerüst, nachdem die jeweiligen Verbindungsfertigteilscheiben eingeschwommen wurden. Die Spannglieder wurden nach Lückenschluss durch Montageöffnungen in den Fahrbahnplatten eingebaut und gegen die massiven Querträger in den Achsen B und C verankert. Die Vorspannung erfolgte stufenweise in mehreren Spannvorgängen und wurde über Dehnungs- und Spannkraftmessungen überwacht [14], [15]. Da die Reibungsverluste deutlich geringer waren als angenommen, wurden statt der vorgesehenen 88 nur 84 Spannglieder eingebaut.

Im Jahr 2001 erfolgte eine umfangreiche Sanierung der Brücke, bei der u. a. die Kappen ersetzt und verbreitert, Betoninstandsetzungsarbeiten ausgeführt sowie Dichtung und Fahrbahn erneuert wurden.

3 Schäden und Vollsperrung

Nach dem Teileinsturz der Carolabrücke in Dresden am 11.09.2024 wurden alle Spannbetonbauwerke in Massivbauweise mit Baujahr vor 1993 im Bundes- und Staatsstraßennetz in der Zuständigkeit des sächsischen Landesamtes für Straßenbau und Verkehr zentral einer Begehung unterzogen, mit besonderem Fokus auf Anzeichen von Spannstahlschäden. Dabei wurden besonders Verformungen sowie Rissbildungen längs der Spannglieder und quer dazu betrachtet. Das Bauwerk in Bad Schandau zeigte dabei sowohl ein ausgeprägtes Rissbild im Überbau als auch deutliche Längs-

risse, die mehr oder weniger ausgeprägt über fast die gesamte Unterspannbandlänge an dessen beiden Seitenflächen sichtbar waren. Teilweise wurden entlang der Risse Rostfahnen an der Oberfläche festgestellt (Bild 5).

Aufgrund dieser Befunde wurden eine Sonderprüfung für die Längsrisse im Unterspannband beauftragt sowie parallel eine Vermessung der Kappenbolzen durchgeführt. Im Ergebnis der beiden Untersuchungen wurde eine deutliche Schadenserweiterung der Risse gegenüber der letzten Hauptprüfung festgestellt [9]. Dies betrifft zum einen eine Längenzunahme der Längsrisse und in einem Feld seitlich sichtbare Querrisse. Die Gegenüberstellung der Verformungsmessung mit der langjährigen Messreihe ab 1977 zeigte zum anderen eine deutlich über dem Erwartungswert liegende Änderung der Felddurchbiegung seit der grundhaften Instandsetzung 2001.

Da die Ursache der festgestellten Schäden nicht ohne eingehende Untersuchungen aufgeklärt werden konnte, aber jeder einzelne Schaden als potenzielles Ankündigungsverhalten im Falle von Spannungsrisskorrosion interpretiert werden kann, wurde die Brücke am 6. November 2024 sofort vorsorglich für jeglichen oben und unten geführten Verkehr vollgesperrt und eine objektbezogene Schadanalyse (OSA) zur Schadensaufklärung in Auftrag gegeben.

4 Zustandsanalyse

4.1 Methodik

Der Untersuchungsschwerpunkt im ersten Schritt lag auf den am Unterspannband dokumentierten Längs- und Querrissen. Auch die weiteren Bauwerksbereiche



Bild 5: Längsriß mit Rostfahnen an einer Seite des Unterspannbandes

Foto: Müller, LASuV

wiesen entsprechend zurückliegender Bauwerksprüfungen zum Teil Schäden in Form unterschiedlicher Rissbilder an Überbau und Unterbauten auf. Da die Elbebrücke ein Durchlaufsystem ist, konnte das vom Unterspannband unterstützte Stromfeld nicht isoliert betrachtet werden. Somit wurden für eine globale Bewertung des Bauwerkszustands folgende Schadensbilder berücksichtigt:

- Längsrisse am Unterspannband, teilweise mit rostbraunen Ablauffahnen,
- Querrisse am Unterspannband,
- Längsrisse an den Stegen des Überbaus,
- Längs-, Schräg- und Querrisse an den Querträgerblöcken des Überbaus,
- netzartige Risse an den Unterbauten.

Zur Aufklärung der Schadensbilder wurde ein methodisches, stufenweises Vorgehen gewählt, welches einen möglichst schnellen Erkenntnisfortschritt und damit verbundene Entscheidungen ermöglichen sollte. Die erforderlichen Maßnahmen wurden in einem Vorgehenskonzept zusammengestellt (schematisch in Bild 6 dargestellt) und berücksichtigten rechnerische und bauwerksdiagnostische Untersuchungen sowie messtechnische Überwachungen.

Ziel der ersten Untersuchungsstufe war die initiale Bewertung der Standsicherheit unter Eigengewicht und damit verbunden die Überprüfung der geltenden Sperrung der Wasserstraße. Nach Abschluss der ersten diagnostischen sowie rechnerischen Untersuchungen wurde in einer zweiten Stufe eine mögliche Freigabe der B 172 geprüft. Dafür erfolgten weiterführende Bauwerksuntersuchungen in Bereichen eines erhöhten Schädigungspotenzials. Neben dem Zustand der Spannglieder wurden auch der Beton und die schlaffe Bewehrung beurteilt. Die Ergebnisse sollten zur weiteren Eingrenzung möglicher Schadensursachen bzw. Abklärung bestehender Schadenshypothesen beitragen. Für den positiven Fall einer möglichen Freigabe der B 172 wurden die Installation und Inbetriebnahme eines Dauermonitorings vorbereitet. Zeitparallel erfolgte die Nachrechnung der Elbebrücke nach [11], [16].

4.2 Bauwerksdiagnostik

Die jeweiligen Untersuchungsziele sowie Art, Lage und Anzahl der Untersuchungsstellen wurden im Vorfeld in einer Untersuchungsplanung zusammengestellt. Soweit möglich wurden zerstörungsfreie und zerstörungssarme Verfahren kombiniert, um Probeentnahmestellen gezielt festzulegen und den Eingriff in den Bestand zu reduzieren. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Bewertung des Zustands der Spannglieder und

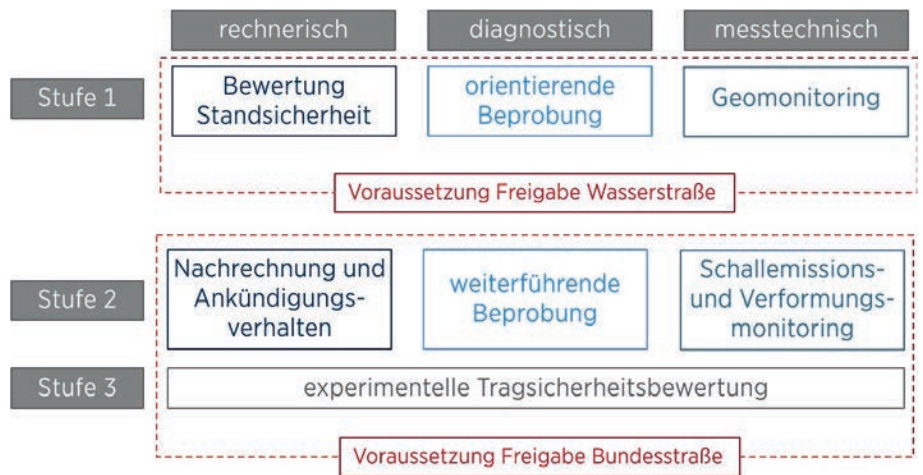


Bild 6: Untersuchungskonzept

Grafik: MKP GmbH

des Spannstahls hinsichtlich einer Schädigung durch wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion, wobei auch andere Korrosionsformen (bspw. chloridinduzierte Korrosion) betrachtet wurden. Dafür wurden insgesamt 20 Spannglieder im Bereich des Unterspannbands, der Stege und Bodenplatten lokal freigelegt und begutachtet. Innerhalb der Sondierungsöffnungen wurden der Zustand der Hüllrohre, des Verpressmörtels und der Spanndrähte dokumentiert. Sowohl vom Verpressmörtel als auch vom Spannstahl selbst wurden Materialproben entnommen, inklusive Rückdehnungsmessungen zur Feststellung des Vorspannungszustandes.

Der Zustand des Spannstahls variierte auch ohne erkennbare Abhängigkeit von der Lage der Sondierungsöffnungen. Visuell beurteilt lagen mehrheitlich nahezu blanke, vereinzelt jedoch auch oberflächlich deutlich korrodierte Spanndrähte vor. In einer der 20 Öffnungen wurde ein Spanndrahtbruch erkundet. An zwei der entnommenen Spanndrahtproben wurden bei Magnetpulverprüfungen Anrisse detektiert. Im Zugversuch zeigten die Spanndrähte vorwiegend ein duktils Verhalten, wenngleich anhand der Bruchflächen Anzeichen einer wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion sichtbar wurden (Bild 7).

Als potenzielle Ursache für die Längsrissbildung im Unterspannband wurde eine Überlagerung von konstruktiven Aspekten – hohe Anzahl Spannglieder, glatte

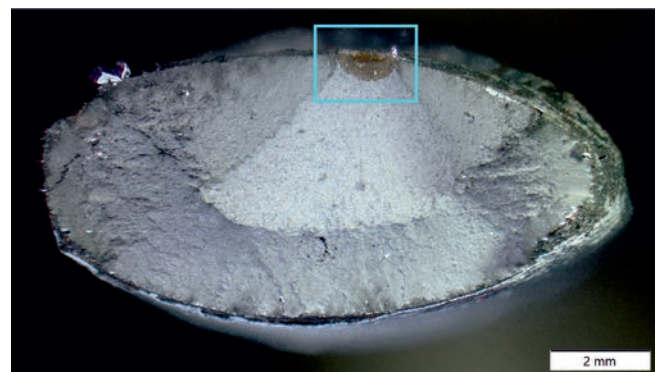


Bild 7: Bruchfläche mit Anzeichen einer Spannungsrissskorrosion

Foto: SLV-Halle

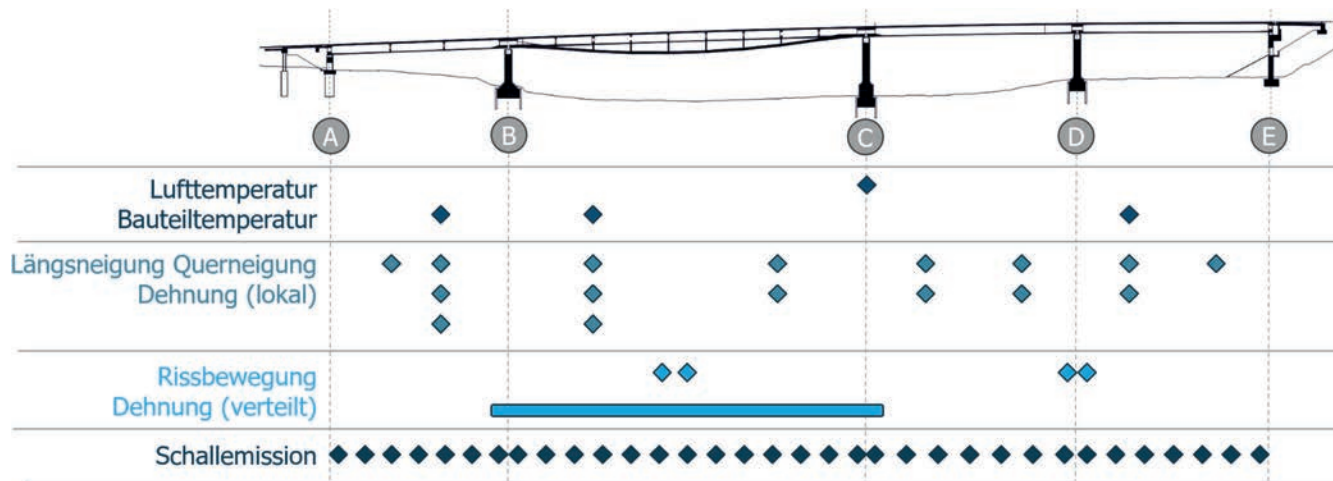


Bild 8: Übersicht Monitoring

Grafik: MKP GmbH

und steife Hüllrohre, anspruchsvolle Betonagebedingungen, geringe schlaffe Bewehrung – mit einer treibmineralbedingten Störung des Betongefüges identifiziert. Aufgrund der Schadensausprägung in Form von vergleichsweise langen Rissen jeweils in Spanngliedlage und der spezifischen Konstruktion des Unterspannbandes, hier v. a. die glatten Hüllrohre mit 2,5 mm Stärke, war es unwahrscheinlich, dass es sich bei den Längsrissen am Unterspannband um Anzeichen von Querspannungen aus der Wiederverankerung von gebrochenen Spanndrähten handelt [17]. Der Verpressmörtel wies teils hohe Durchfeuchtungsgrade auf, war hinsichtlich vorhandener löslicher Schadsalzverbindungen jedoch unauffällig und wies stark alkalische pH-Werte auf.

Ein Aspekt der zusätzlichen Untersuchungen war die Erkundung der Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung und Spannglieder. Sowohl teilflächige Potenzialfeldmessungen als auch Sondierungsöffnungen an der schlaffen Bewehrung lieferten keine Hinweise auf eine erhöhte Korrosionswahrscheinlichkeit oder aktive Korrosionsprozesse.

Weiterhin sollte der Zustand des Betons im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit und eine mögliche Treibmineralschädigung beurteilt werden. Die Untersuchungen an Bohrkernen bestätigten, dass in der Elbebrücke alkaliempfindliche Gesteinskörnung sowie ein damit verbundenes Reaktionspotenzial vorhanden sind und zurückliegend zum Teil bereits Treibreaktionen abgelaufen waren. Eine negative Auswirkung dieser Reaktionen auf die Betondruckfestigkeit wurde nicht festgestellt. Anhand von aus dem Überbau entnommenen Bohrkernen wurde nach [18] eine charakteristische Betondruckfestigkeit des Bauwerksbetons von $f_{ck, is} = 42,7 \text{ MPa}$ ermittelt. Dieser Wert liegt etwa 40 % über dem Erwartungswert von 30 MPa für einen Beton B450 und bestätigt die Erfahrungen aus Untersuchungen von Spannbetonbrücken vergleichbaren Alters [19].

Die rostbraunen Ablauffahnen entlang der Risse konnten auf oberflächliche Korrosionserscheinungen an der schlaffen Bewehrung und den Hüllrohräußenflächen zurückgeführt werden. Im Zuge der teilflächigen Entfer-

nung des Oberflächenschutzsystems stellten sich auch die dokumentierten Querrisse als unkritisch heraus, da diese im Bereich einer Reprofilierung der Bauteilkante verliefen, aber nicht in den deutlich festeren Konstruktionsbeton hineinreichten.

4.3 Bauwerksmonitoring

Um künftig etwaige aktive Schadensprozesse oder Zustandsveränderungen besser bewerten zu können, wurde für die Elbebrücke Bad Schandau ein Bauwerksmonitoring [20] mit folgenden Messzielen und -maßnahmen konzipiert:

- Erfassung von Rand- und Umgebungsbedingungen: Messung von Bauteiltemperaturen, Lufttemperatur und relativer Luftfeuchtigkeit,
- Erfassung von Verformungen des Überbaus: Neigungsmessungen in Längs- und Querrichtung, Dehnungsmessungen (lokal),
- Erfassung von Rissbewegungen: Wegmessungen, Dehnungsmessungen mit ortsverteilter faseroptischer Sensorik (*distributed fiber optic sensing* – DFOS),
- Detektion und Lokalisierung von Spanndrahtbrüchen: Schallemissionsmessungen.

Anzahl und Lage der Messstellen bzw. Messquerschnitte wurden im Abgleich mit der rechnerischen Bewertung festgelegt. Eine schematische Darstellung der Verteilung entlang des Bauwerks zeigt Bild 8. Die Installation des Dauermonitorings erfolgte in Stufen ab Februar 2025. Die Messdaten wurden mit Ausnahme der verteilten faseroptischen Dehnungsmessungen kontinuierlich erfasst, in der Messanlage gespeichert und an einen Cloudspeicher übertragen, wo eine automatisierte Aufbereitung und Visualisierung der Messdaten erfolgten.

Bei Auffälligkeiten an den Messanlagen, Grenzwertüberschreitungen sowie auffälligen akustischen Signalen wird ein Alarmierungsprozess und eine manuelle Überprüfung über die Datenfernübertragung in die Wege geleitet. Entsprechende Achtungs- und Grenzwerte wurden insbesondere mit Bezug zur rechnerischen statischen Bewertung festgelegt.

Seit Inbetriebnahme ist das Schallemissionsmonitoring (SEM) die wesentliche Grundlage zur Bewertung des Bauwerkszustands und des Schadensprozesses infolge von Spannungsrisskorrosion. Spanndrahtbrüche können mit einer Genauigkeit von wenigen Metern entlang des Bauwerks lokalisiert werden [21].

4.4 Belastungsversuch

Im Ergebnis der ersten Untersuchungsstufe wurden die Schadensursachen nicht vollumfänglich aufgeklärt, jedoch deutlich eingegrenzt. Allerdings konnte das Schadenspotenzial aus Spannungsrisskorrosion nicht hinreichend sicher quantifiziert werden – es wurden in geringem Maße typische Schadensbilder gefunden, Hinweise auf einen fortgeschrittenen Verlust von Vorspannkraft lagen jedoch nicht vor. Das Bauwerksmonitoring hilft bei der Bewertung etwaiger Zustandsveränderungen und neuer Spannstahlschäden, lässt jedoch keinen Rückblick auf die Vergangenheit zu. Aufgrund der Vollsperrungssituation konnte eine Bauwerksreaktion aus Verkehr nicht messtechnisch erfasst werden und eine reine Temperaturbelastung hätte mehrere Monate Beobachtungszeit bedeutet. In Anbetracht der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks wurde als Grundlage für eine zeitnahe und sichere Verkehrsfreigabe der B 172 die Durchführung eines Belastungsversuchs mit Fokus auf der experimentellen Bewertung der Tragsicherheit für die geplante reduzierte Verkehrslast sowie zur Überprüfung der noch vorhandenen Vorspannung geplant.

Normativ sind Belastungsversuche für den Hochbau in der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“

des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [22] geregelt. Für den Brückenbau bietet die Nachrechnungsrichtlinie [16] in Stufe 3 die Option, am Bauwerk ermittelte Messergebnisse für die Nachweisführung zu verwenden. Im Brückenbau kommt die experimentelle Tragsicherheitsbewertung eher selten zum Einsatz, da die zu erzeugenden Lasten, die die Temperatur- und Verkehrslastmodelle inklusive Sicherheiten abbilden und zu einer sicher messbaren Reaktion des Bauwerks führen müssen, nur sehr komplex zu erzeugen und abzusichern sind.

Für die einzelnen Freigabelasten musste ein bauwerkspezifisches Lastmodell entworfen werden, welches den gewünschten Verkehr, Temperatur, Eigengewicht und die notwendigen Sicherheiten abbildet und gleichzeitig keine planmäßigen lokalen Überbeanspruchungen und somit Schädigungen in das Bauwerk einträgt. Das Lastniveau wurde wie folgt ausgelegt:

1. Fußgänger und Radfahrer: $1,0 \text{ kN/m}^2$ auf beiden Gehwegen,
2. zweispuriger 7,5-t-Verkehr: $5,0 \text{ kN/m}^2$ je Fahrbahn,
3. Fahrzeuge bis 30 t (einspurig und mit Lichtsignalanlage geregelt): SLW 30.

Zur Erzeugung der Zielschnittgrößen wurde ein sechachsiger *self-propelled modular transporter* (SPMT) in Kombination mit 10-t-Krangewichten zum Einsatz gebracht (Bild 9). Dabei wurden in Summe fünf Laststellungen getestet, mit welchen neben einer Referenzfahrt (Laststellung 1) die größte Zugbelastung im Unterspannband (Laststellung 3) sowie die Stützmomente der



Bild 9: SPMT und Krangewichte auf Elbebrücke

Foto: Stefan Gröschel, Institut für Massivbau, TU Dresden

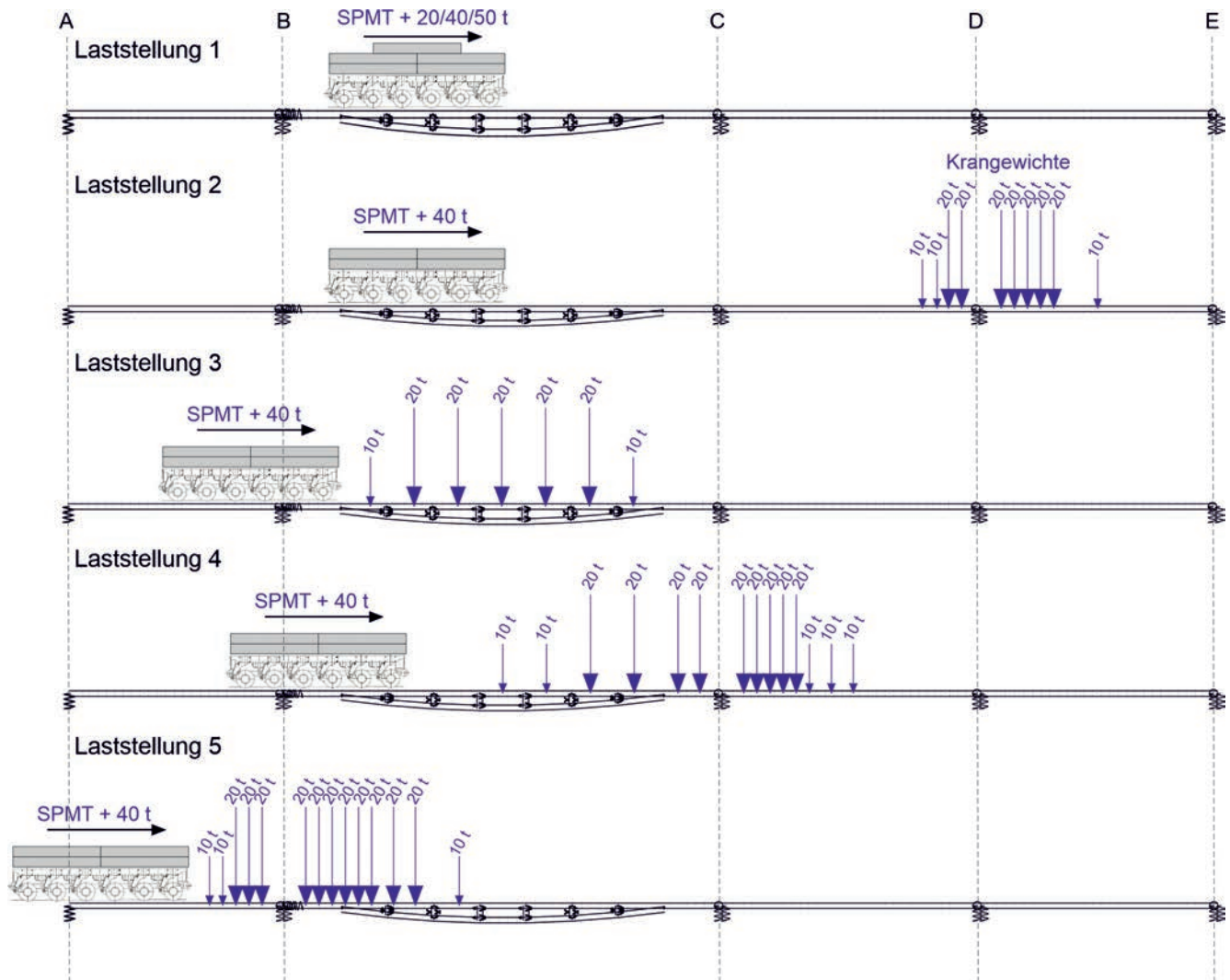


Bild 10: Laststellungen für den Belastungsversuch

Grafik: MKP GmbH

Achsen B, C und D (Laststellungen 2, 4 und 5) abgebildet wurden (vgl. Bild 10).

Während der Versuchsdurchführung wurden alle installierten Monitoringsysteme dauerhaft betrieben und live überwacht. Keines der gesetzten Versuchslastgrenzkriterien wurde überschritten und auch kein Spanndrahtbruch detektiert. Das Übereinanderlegen der Bauwerksreaktionen mit der statischen Berechnung ergab, dass zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch mindestens 90 % der vormals aufgetragenen Vorspannung am Bauwerk wirkten. Detaillierte Informationen zum Belastungsversuch enthalten [23] und [24].

4.5 Verhalten mit lastreduziertem Verkehr

Die Nachrechnungsergebnisse zeigten, dass die Elbebrücke in Bad Schandau in der Bauwerksreaktion im Wesentlichen durch Eigengewicht und Temperatur dominiert ist. Das intensive Monitoring des Bauwerks seit März 2025 zeigte Besonderheiten in der Temperaturdifferenz auf. So folgt das relativ schlanke Unterspannband den Temperaturwechseln deutlich schneller als der Hohlkasten, was zu internen Spannungszuständen führt. Diese Spannungszustände können am vorgeschädigten Spannstahl zu einer Überlastung führen. Alle bis-

herig aufgezeichneten SEM-Signale, die als potentielle Spanndrahtbrüche gewertet wurden, stehen in enger zeitlicher Beziehung zu Temperatursprüngen, so dass ein Zusammenhang möglich erscheint und im weiteren Beobachtungszeitraum überprüft wird.

Gemäß Belastungsversuch waren Anfang 2025 mindestens 90 % der Vorspannung vorhanden, was umgerechnet einer Sicherheit von mindestens 100 Spanndrähten je 5-m-Abschnitt entspricht. Da die rechnerische Anzahl zulässiger Brüche im Unterspannband recht hoch ist und im Wesentlichen nicht durch die Verkehrslast dominiert wird sowie eine vollständige Nachrechnung und die Erfahrungen aus dem Bauwerksmonitoring über den Betriebszeitraum mit reduziertem Verkehr vorlagen, konnte im Oktober 2025 die zulässige Tonnage auf 30 t je Fahrzeug bei laufender Überwachung erhöht werden.

4.6 Statische Bewertung

Die statische Bewertung der ersten Untersuchungsstufe basierte vorrangig auf den Ausführungsunterlagen sowie bauzeitlichen Veröffentlichungen [2], [3], anhand derer Schnittgrößenverläufe nachvollzogen wurden. Dadurch konnten der Modellierungsaufwand reduziert und vergleichsweise schnell Vergleichsrechnungen



Bild 11: Bausteine zum Umgang mit Bauwerken mit Spannungsrisskorrosionsgefährdung

Grafik: MKP GmbH

durchgeführt werden. Insbesondere Zusammenhänge zwischen vorhandener Vorspannkraft, Rissbildung und Verformungen wurden rechnerisch untersucht. In Kombination mit den ersten Untersuchungsergebnissen aus der Bauwerksdiagnostik konnte beurteilt werden, dass die Standsicherheit unter Eigengewicht gegeben ist, das Bauwerk im Schadensfall Umlagerungsvermögen besitzt und ein fortschreitender Verlust der Vorspannkraft im Bereich des Unterspannbands mit zusätzlichen Vertikalverformungen und deutlicher Rissbildung einhergehen würde.

Für die vollständige Nachrechnung nach [11], [16] erfolgte eine detaillierte Modellbildung in Sofistik. Dieses Modell war darüber hinaus wesentlich, um die Belastungszustände und die dazugehörigen Bauwerksreaktionen für den Belastungsversuch zu bestimmen. Der Vergleich der so erzeugten Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen führte nach 155 d Vollsperrung zu einer Freigabe für den reduzierten Verkehr.

5 Schlussfolgerungen

An der Elbebrücke Bad Schandau wurde eine ganzheitliche Methodik zur Bewertung des Bauwerkszustands angewandt, welche prinzipiell auf weitere Bauwerke übertragbar ist. Grundsätzlich beinhaltet das methodische Vorgehen vier sich gegenseitig beeinflussende und aufeinander aufbauende Bausteine (Bild 11). Sie können eingesetzt werden, um bei bekannter Spannungsrisskorrosionsgefährdung den Grad der bereits eingetretenen Schädigung zu beurteilen und den weiteren Schadensfortschritt zu quantifizieren. Der alleinige rechnerische Nachweis des Ankündigungsverhaltens nach [16] reicht dafür i. d. R. nicht aus, da viele Bestandsbauwerke bereits Risse unbekannter Ursache aufweisen bzw. Bereiche mit nicht detektierbarer Vorankündigung haben.

Die Bauwerksdiagnostik stellt Informationen zum aktuellen Zustand der Spannglieder und Spanndrähte bereit, wobei der Fokus auf der bereits eingetretenen Versprödung sowie auf der Beurteilung flankierender Schadensprozesse liegt. Aufgrund der erhöhten Schadenswahrscheinlichkeit sind dabei Spannglieder in kritischen Bereichen, wie den Hoch- oder Umlenkpunk-

ten, zu untersuchen. Dokumentierte Rissbilder können im Rahmen einer OSA aufgeklärt bzw. eingegrenzt werden.

Durch rechnerische Untersuchungen kann einerseits das Ankündigungsverhalten nach [16] ermittelt werden. Andererseits kann darauf aufbauend der Einfluss der vorhandenen Vorspannkraft auf das Riss- und Verformungsverhalten beurteilt werden. Die Ergebnisse der Bauwerksdiagnostik sind zwingend zu berücksichtigen. Dabei können neben den Spannstahleigenschaften die Betondruck- und -zugfestigkeit eine signifikante Auswirkung auf das rechnerische Ankündigungsverhalten haben (vgl. [19]). Aus den Berechnungen können wiederum Ableitungen für Achtungs- und Grenzwerte für das Bauwerksmonitoring begründet werden.

Für das Bauwerksmonitoring spielen insbesondere SEM und DFOS eine wichtige Rolle, weitere Messmaßnahmen können projektspezifisch ergänzt werden. Ab Inbetriebnahme des Schallemissionsmonitorings können auftretende Drahtbrüche erfasst und lokalisiert werden. Werden keine Drahtbrüche erfasst, kann von einem inaktiven Schadensprozess ausgegangen werden. Durch die DFOS kann ergänzend über ganze Bauteile oder Bauwerksbereiche das Riss- und Verformungsverhalten, gerade in den definierten Detektionsbereichen des Ankündigungsverhaltens, beurteilt werden.

Rückschlüsse zur Größenordnung bereits zurückliegend aufgetretener Drahtbrüche sind mithilfe von Belastungsversuchen möglich. Die aufgebrachte Beanspruchung muss dabei so groß sein, dass signifikante Bauwerksreaktionen hervorgerufen und messtechnisch erfasst werden können, sodass ein Abgleich mit den rechnerischen Untersuchungen zum Bauwerksverhalten und darauf aufbauend die Bewertung der aktuellen bzw. noch verbleibenden Vorspannkraft erfolgen kann.

Je nach Bauwerk, Schädigung und Nutzungsperspektive können alle Bausteine zur Anwendung kommen oder nur ausgewählte, wobei statische Berechnung und Bauwerksdiagnostik zwingende Elemente sind. Sämtliche zur Anwendung kommenden Lastmodelle und Ergebnisse der Berechnungsstufen sowie die Freigabe für die Verkehrsbelastungen sollten durch einen unabhängigen

Prüfingenieur auf Basis der gewonnenen Gesamterkenntnislage aus allen Bausteinen begutachtet und erst nach dessen Prüfung umgesetzt werden.

Dank

Wir danken allen direkt und indirekt an der Verkehrsfreigabe beteiligten Behörden und Unternehmen für ihre tatkräftige und pragmatische Unterstützung. Besonders zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang das Bundesministerium für Verkehr (BMV), das Sächsische Staatsministerium für Infrastruktur und Landesentwicklung (SMIL) und die Stadt Bad Schandau.

Literatur

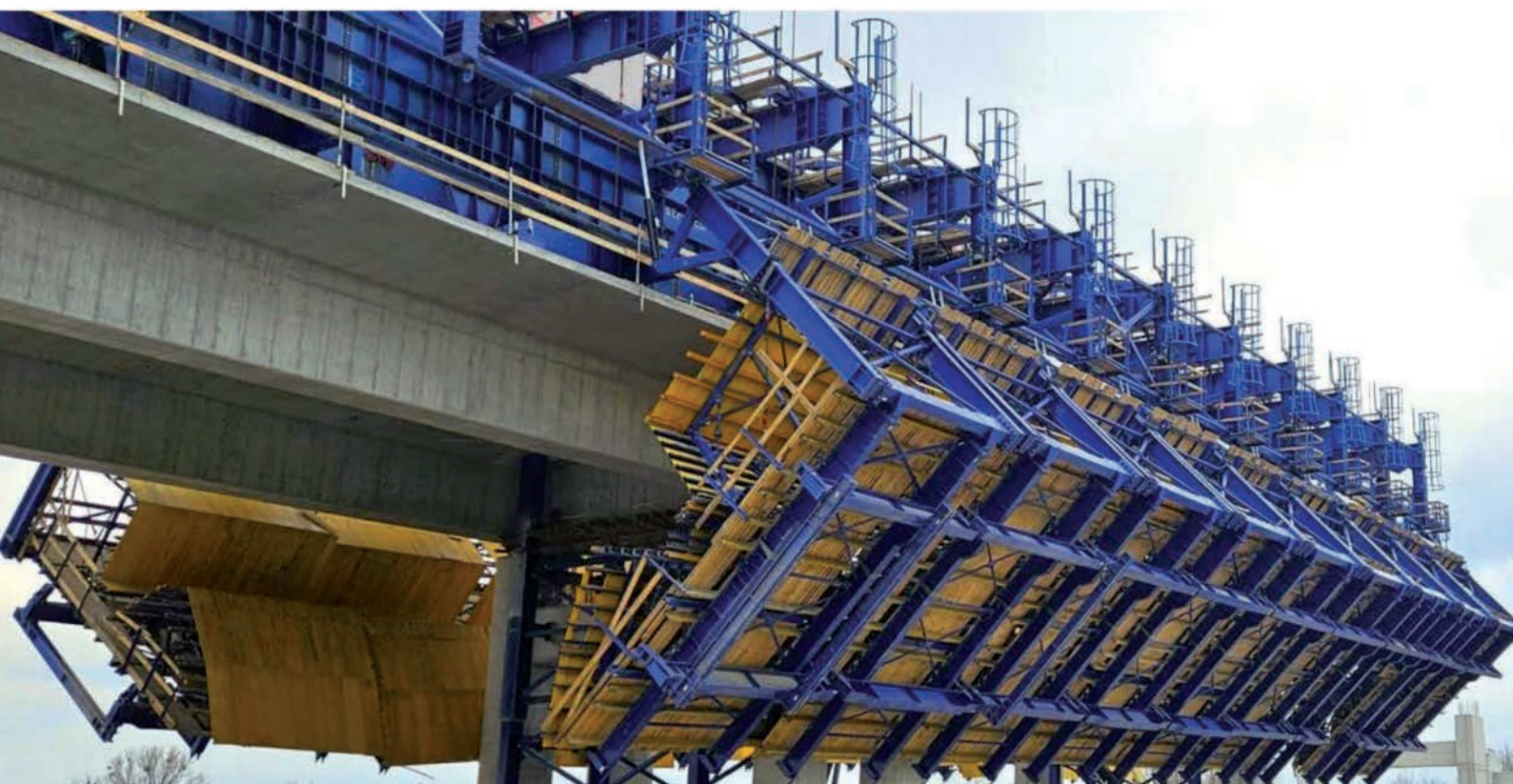
- [1] Sächsischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Dresden, Architektenverein [Hrsg.] (1878) Die Bauten, technischen und industriellen Anlagen von Dresden. Dresden, S. 489.
- [2] Thürmer, E.: Entwurf der Elbebrücke Bad Schandau. Die Straße 17 (1977) 5.
- [3] Thürmer, E.: Neue Straßenbrücke über die Elbe in Bad Schandau. Bauplanung – Bautechnik 32 (1978) 2, S. 88–93.
- [4] Scheerer, S.; Schacht, G.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Marx, S.; Ebell, G.; Marzahn, G.: Die wechselvolle Geschichte der Carolabrücke in Dresden. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium am 19./20.03.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 15–33. <https://doi.org/10.25368/2025.054>
- [5] EIBS GmbH, M. Hohenwaldt: Prüfbericht 2024 S1. B 172, Elbebrücke Bw3 Bad Schandau. 27.09.2024.
- [6] Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden: Memento vom 3. Juli 2009 im Internet Archive. abgerufen am 07.11.2024.
- [7] Bestandspläne Elbebrücke Bad Schandau des VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens. 1974.
- [8] TGL 0–4227:1963-05: Spannbeton, Berechnung und Ausführung.
- [9] TGL 22809:1968-12: Spannbeton mit nachträglichem Verbund, Bündelspannglieder – Nennkraft bis 100 Mp.
- [10] TGL 101-036:1962-12: Spannstahl St 140/160 öl-schlußvergütet oval schräggerippt.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). 2011.
- [12] TGL 18204:1968-08: Gummilager für Bauwerke Gummitopflager.
- [13] TGL 9013:1975-06: Nahtlose Präzisionsstahlrohre mit normaler Maßgenauigkeit.
- [14] VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (EIBSw, Hrsg.): Bericht über Dehnungs- und Spannkraftmessungen an der neuen Elbebrücke Bad Schandau. Objekt-Nr.: 27 277, 03/1978.
- [15] VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (Hrsg.): BT Dresden. 27.264 – Elbebrücke Bad Schandau. Spannprogramm. 30.04.1975.
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011.
- [17] Bösch, T.; Kaplan, F.; Pirskawetz, S.; Saloga, K.; Steinbock, O.: B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel – Bauwerksuntersuchungen vor dem Rückbau. Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg (Hrsg.), 2021.
- [18] DIN EN 13791:2020-02: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen in Verbindung mit DIN EN 13791/A20:2022-04 Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Änderung A20.
- [19] Fritsch, C.; Diers, J.; Schacht, G.: Messen statt Schätzen – Erfahrungen aus aktuellen Bauwerksuntersuchungen. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium am 19./20.03.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 35–46. <https://doi.org/10.25368/2025.055>
- [20] Wedel, F.; Pitters, S.; Hille, F.; Herrmann, R.; Schneider, R.: Leitfaden – Strategischer Einsatz von Monitoring für Ingenieurbauwerke. Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (Vorabveröffentlichung 2025).
- [21] Käding, M.; Schacht, G.; Marx, S.: Schallemissionsmonitoring zur Spanndrahtbruchdetektion. in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2023, Berlin: Ernst & Sohn, 2023, S. 745–777. <https://doi.org/10.1002/9783433611180.ch15>
- [22] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (Hrsg.): DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken. 07/2020.
- [23] Fritsch, C.; Mosig, O.; Müller, S.; Gruner, A.; Schacht, G.; Marx, S.: Verdachtsfall Spannungsrisskorrosion – Zustandsanalyse der Elbebrücke Bad Schandau Teil 1: Sonderprüfung, Vollsperrung und der Weg zur Wiederinbetriebnahme. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 8, S. 638–646. <https://doi.org/10.1002/best.202500038>
- [24] Mosig, O.; Fritsch, C.; Müller, S.; Gruner, A.; Schacht, G.; Marx, S.: Verdachtsfall Spannungsrisskorrosion – Zustandsanalyse der Elbebrücke Bad Schandau Teil 2 – Planung, Durchführung und Auswertung des Belastungsversuchs. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 12, S. 1041–1050. <https://doi.org/10.1002/best.70030>



Vorschubrüstungen für Abbruch und Neubau von Brücken

Strukturas GmbH
Graf-Tilly-Straße 11
D-92342 Freystadt

+49 155 6007 8114
sfl@strukturas.com
www.strukturas.com



Entwicklung, Umsetzung und Betrieb des geodätischen und faseroptischen Monitoringsystems der S-Bahn-Überbrückung am Bahnhof Stuttgart S21

Prof. Dr.techn. Werner Lienhart | Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz

Dr.techn. Christoph M. Monsberger, Dipl.-Ing. Fabian Buchmayer | ACI Monitoring GmbH, Graz

Dr.techn. Peter Bauer | VRVis GmbH, Wien

Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat | Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, München

M.Sc. Sonja Gepperth | Werner Sobek AG, Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser | BUNG Ingenieure AG, München

Kurzfassung

Zur langfristigen Überwachung der S-Bahn-Überbrückung in Stuttgart im künftigen Durchgangsbahnhof, dem Herzstück von S21, wurde ein umfangreiches Monitoringkonzept entwickelt. Kernelemente sind die verteilte faseroptische Dehnungsmessung der Brückenkonstruktion und die Erfassung von 3D Deformationen mittels Robotik-Totalstationen. Aufgrund der komplexen Geometrie der Bahnhofshalle wurde das geodätische Messprogramm vollständig in 3D mittels Virtual-Reality-Methoden geplant. Somit war es vorab möglich, Sichtachsen zu kontrollieren und die Lage der Totalstationen sowie jene der Prismenpunkte anzupassen. Eine visuelle Inspektion der Brückenunterseite ist aus geometrischen Gründen unmöglich. Aus diesem Grund wurden in den Bahnsteigen und den Gleisbereichen insgesamt mehr als 2.000 m faseroptische Sensorkabel mit einbetoniert und die erwarteten Dehnungen bereits bauzeitbegleitend mittels hochauflösender Messverfahren erfasst. Die Epochenmessungen und Dauermessungen über mehr als viereinhalb Jahre geben ein vollständiges Dehnungsbild während der unterschiedlichen Bauphasen. So können Auswirkungen von Vorspannvorgängen, Belastungen infolge Baufortschritt, Belastungstests und Temperaturänderungen lückenlos erfasst werden.

1 Einleitung

Beim Projekt Stuttgart 21 wurde im Bauabschnitt (BA) 11 des künftigen Durchgangsbahnhofs eine vorgespannte Brückenkonstruktion zur Querung des tiefer gelegenen S-Bahntunnels geplant. Dabei handelt es sich um ein komplexes Einfeld-Rahmentragwerk, welches biegesteif mit den beidseitig angeordneten Bohrpfahlwänden verbunden ist (Bild 1). Im Endzustand ist das Brückentragwerk monolithisch an die angrenzenden Bodenplatten von BA10 und BA12 angeschlossen und damit integraler Bestandteil der Bahnhofshalle. Im Bauzustand hingegen stellt das Brückentragwerk einen Einfeldträger dar. Die Verbindung zu den benachbarten Bodenplatten erfolgt erst nach Abschluss der Vorspannarbeiten. Der Überbau mit ca. 30 m Spannweite ist durch sein Eigengewicht, durch die beiden Kelchstützen K23 und K24 des Hallendaches und aufgrund des Eisenbahnverkehrs belastet, wobei die ständigen Lasten einen Anteil von ca. 90 % an den Gesamtlasten haben. Außerdem

befinden sich in der Tragplatte des BA11 auch die Treppenabgänge zum S-Bahntunnel. Diese stellen vier große Durchbrüche in der Brücke dar. Die Treppenabgänge sind durch eine Raumfuge getrennt und nicht monolithisch mit der Bahnhofshalle verbunden.

Die Brückenkonstruktion wird mit internen Spanngliedern ohne Verbund vorgespannt. Diese Ausführung ent-



Bild 1: Überbrückung des S-Bahntunnels im Durchgangsbahnhof von S21

Grafik: DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, editiert von Werner Lienhart, TU Graz

spricht gemäß den in der ELTB (Eisenbahnspezifische Liste der technischen Baubestimmungen [1]) eingeführten geltenden Vorschriften im Eisenbahnbau keiner Regelbauweise. Daher wurden für die Bemessung eines robusten Tragwerks einige gegenüber den geltenden Regelwerken verschärfte Bemessungsansätze gewählt.

Zusätzlich ist die Brückenuntersicht des Bauwerks nicht inspizierbar, da zum einen der Abstand zur Oberseite der darunterliegenden S-Bahntunneldecke nur 10 cm beträgt und zum anderen dieser Zwischenspalt zusätzlich mit Grundwasser gefüllt sein wird. Die Feststellung einer Rissbildung infolge möglicher Überlastung des Bauteils oder infolge möglicher Spannstahlausfälle ist somit auf herkömmlichem Wege unmöglich.

Die Inspizierbarkeit gemäß Richtlinie RIL 804 [2], Module 804.8001 und 804.8002, ist demnach nicht gegeben und wird durch eine Dauerüberwachung in Form eines Monitorings ersetzt, welches aus verschiedenen, sich ergänzenden Messsystemen besteht [3]. Entsprechende Warn- und Alarmwerte werden anhand eines kalibrierten Rechenmodells festgelegt.

2 Monitoringkonzept

Zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) durch das Eisenbahnbundesamt wurde ein umfangreiches Monitoringkonzept entwickelt, welches in der Lage ist, Spanndrahtbrüche, Risse, Verformungen und Spannkraftverluste zu erkennen. Im Detail basiert das Konzept auf:

- **Verformungsmessungen:** Während der Bauphase werden die Verformungen zu definierten Zeitpunkten geodätisch aufgenommen. Im Endzustand erfolgen die Verformungsmessungen automatisch mit Hilfe von Robotik-Totalstationen (RTS) und Prismen. Hierfür werden drei Totalstationen eingesetzt, welche Messungen zu Prismen an elf Verknüpfungspunkten sowie 35 Monitoringpunkten ausführen.
- **Messungen der Betondehnungen:** Die Messungen der Betondehnungen an der Brückenunterseite werden mit einem verteilten faseroptischen Messsystem

(*distributed fiber optic sensing* – DFOS) durchgeführt. Hierfür sind im Brückenbauwerk Glasfaserleitungen (Lichtwellenleiter) einbetoniert. Mit den bei der Messung eingeleiteten Lichtsignalen können die Dehnungen lückenlos entlang der Glasfaserleitung aufgezeichnet und Risse detektiert werden.

- **Messungen der Spannungen der Längsspannglieder:** Die Spannkkräfte der Längsvorspannbewehrung werden an 28 Spanngliedern nach dem Messprinzip der magnetischen Permeabilität mit DYNA-Force-Sensoren gemessen.
- **Überwachung der Querspannglieder:** Im Endzustand werden die Querspannglieder mit dem Verfahren der Schallemissionsmessung (*acoustic emission* – AE) überwacht. Durch die AE-Sensoren kann erkannt werden, wenn es zu einem Spannstahlbruch kommt. Zur örtlichen Zuordnung wird jeweils ein Sensor mittig zwischen vier Querspanngliedern angeordnet.

Zusätzlich werden folgende Einwirkungen gemessen, um diese bei der Beurteilung der Ergebnisse der übrigen Messungen korrekt zu berücksichtigen:

- **Temperaturen:** Die Temperaturen im Bauwerk werden an 27 verschiedenen Stellen gemessen. Dabei sind jeweils mehrere Sensoren je Temperaturmessstelle über die Höhe des Brückenbauwerks angeordnet, woraus auch die Temperaturgradienten bestimmt werden kann.
- **Grundwasserstand:** Die Messung des Grundwasserstandes erfolgt an insgesamt vier Messstellen, welche in der Nähe der Trogwände unter den benachbarten Bodenplatten BA10 und BA12 liegen.

Alle Messdaten und Auswertungen werden in einem Dashboard dargestellt und können von einem berechtigten Personenkreis eingesehen werden. Für die einzelnen Messsysteme und fusionierten Daten der Messsysteme werden Warn- und Alarmwerte mit Hilfe eines kalibrierten FE-Modells generiert und im Verlauf einer fünfjährigen wissenschaftlichen Begleitung des Monitorings festgelegt.

Im Folgenden werden die Planung und Umsetzung des geodätischen und faseroptischen Monitorings im De-

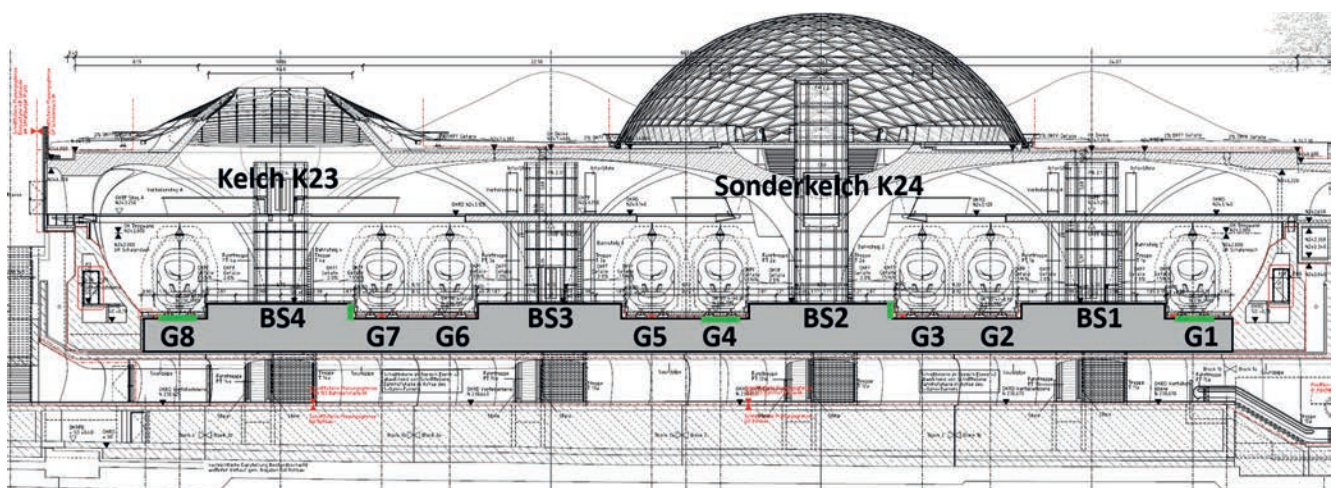


Bild 2: Querschnitt des BA11: Brückenkonstruktion (grau) mit vier Bahnsteigen (BS), acht Gleisbetten (G) und fünf geodätischen Monitoringbereichen (grün)
Konstruktionszeichnung: ingenhoven associates, Düsseldorf, adaptiert von Werner Lienhart, TU Graz

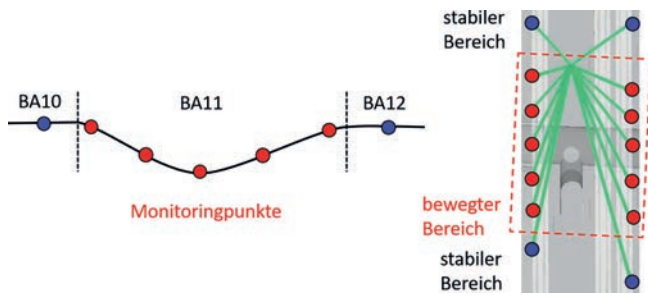


Bild 3: Beispielhafte Anordnung der Messpunkte
Grafik: Werner Lienhart, TU Graz

tail beschrieben und Messergebnisse diskutiert, welche während der Bauphase der Brückenkonstruktion erlangt und für das Kalibrieren des statischen Modells verwendet wurden.

3 Geodätisches Monitoring

3.1 Randbedingungen

Die Verformungen der Gleisbetten der Gleise (G) 1, 4, 8 und der Bahnsteige (BS) 2 und 4 sollen überwacht werden. Die fünf zu überwachende Bereiche sind in Bild 2 ersichtlich. Um eine Sichtblockade aufgrund des Personenverkehrs zu den Monitoringpunkten bzw. auch Stolperfallen zu vermeiden, befinden sich Bahnsteigpunkte auf der Bahnsteigkante, wodurch auch die Beschädigungsgefahr durch Personen, Reinigungsgeräte etc. minimiert werden kann. Zur Ableitung entsprechender Biegelinien besteht jeder Monitoringbereich aus fünf Punkten auf der Brücke sowie jeweils einem als stabil angenommenen Punkt in den benachbarten Bauabschnitten (Bild 3). Die 3D Positionen dieser 35 Monitoringpunkte sollen automatisiert und kontinuierlich mit Totalstationen eingemessen werden.

3.2 Planung

Die 3D Einmessung von Monitoringpunkten mittels Robotik-Totalstationen kann als Stand der Technik betrach-

tet werden und wird üblicherweise im innerstädtischen U-Bahnbau zur Überwachung von Gebäudebewegungen eingesetzt. Beispiele hierfür sind z. B. Bauprojekte in Amsterdam [4], London (Crossrail, [5]) oder Zürich (Durchmesserlinie, [6]). Die Planung des geodätischen Monitorings der Brückenkonstruktion im Durchgangsbahnhof von S21 hatte jedoch zusätzliche Anforderungen, welche üblicherweise nicht auftreten. Vorgabe war einerseits, dass keine Kabel auf der Oberfläche montiert werden dürfen. Andererseits mussten Bohrpositionen und -tiefen bereits vorab bekannt gegeben werden, um sicherzustellen, dass in diesen Bereichen keine kritischen Bewehrungen vorliegen. Die endgültigen Positionen von Prismenpunkten und Totalstationen waren somit bereits vor Errichtung der Kelchstützen und des Schalendachs final festzulegen.

Geodätisches Monitoring erfordert immer eine direkte Sichtverbindung zwischen Instrument und Ziel, weshalb bereits in der Planungsphase sämtliche Visuren auf mögliche Kollisionen mit anderen Objekten überprüft werden mussten. Aufgrund der Freiformflächen der Kelchstützen war eine Visurkontrolle in 2D Schnittplänen nicht möglich. Um die Kontrollen vollständig in 3D durchzuführen, wurde als Hilfsmittel Virtual Reality (VR) verwendet und die Applikation VRSurv in der Game Engine Unity entwickelt [7], welche den üblichen Auswahlprozess des Vermessers vor Ort in VR ermöglicht (Bild 4).

Im 3D Planungsmodell des Bahnhofs kann man sich frei bewegen und mögliche Positionen für Instrumente und Ziele identifizieren. Aus einem virtuellen Objektkatalog wählt man die gewünschten Elemente aus und platziert sie im 3D Modell. Die 3D Objekte können mit dem 3D Modell interagieren. Dies bedeutet, dass z. B. die Winkel der Konsole automatisch an die Orientierung der Oberfläche angepasst werden, sodass die Totalstation horizontal aufgestellt wird. Durch eine Fangoption wird die Totalstation automatisch auf der Konsole zentriert. Im nächsten Schritt werden die gewünschten Ziele ausgewählt und die Visurlinien automatisch auf mögliche Kollisionen überprüft. Bild 5 zeigt, dass von dieser Total-

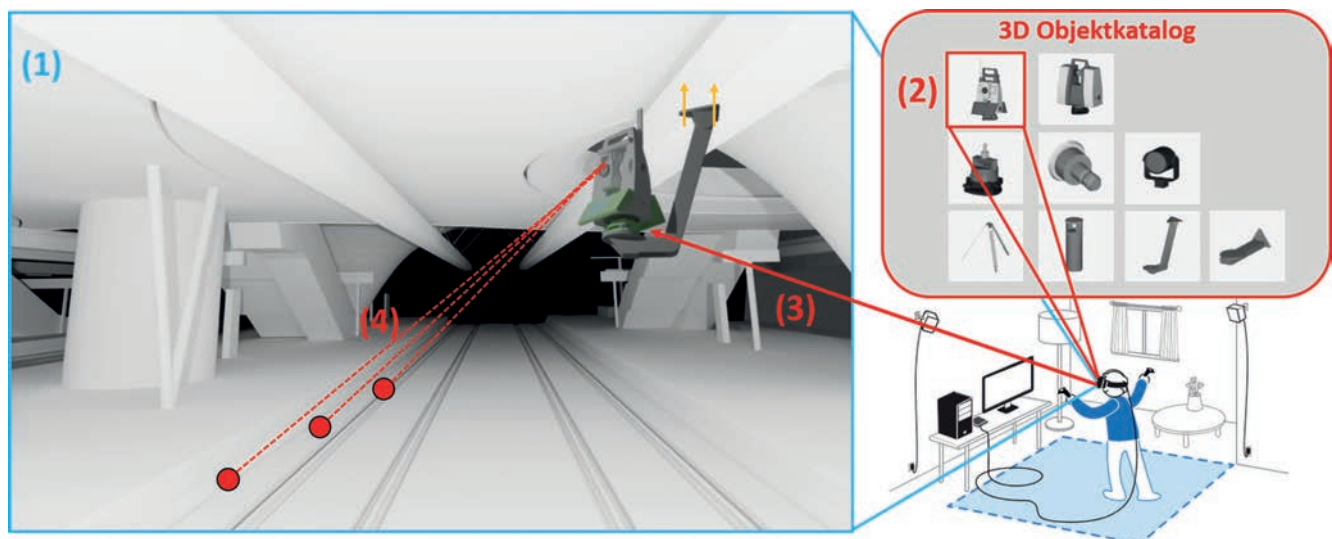


Bild 4: Einsatz von VRSurv: (1) freie Navigation im 3D Modell des Bahnhofs, (2) Auswahl des gewünschten Instrumentes im 3D Produktkatalog, (3) Platzierung des Instrumentes im 3D Modell, (4) Definition der Visuren und Kontrolle auf Kollisionsfreiheit

Grafik: Peter Bauer, VRVis und Werner Lienhart, TU Graz

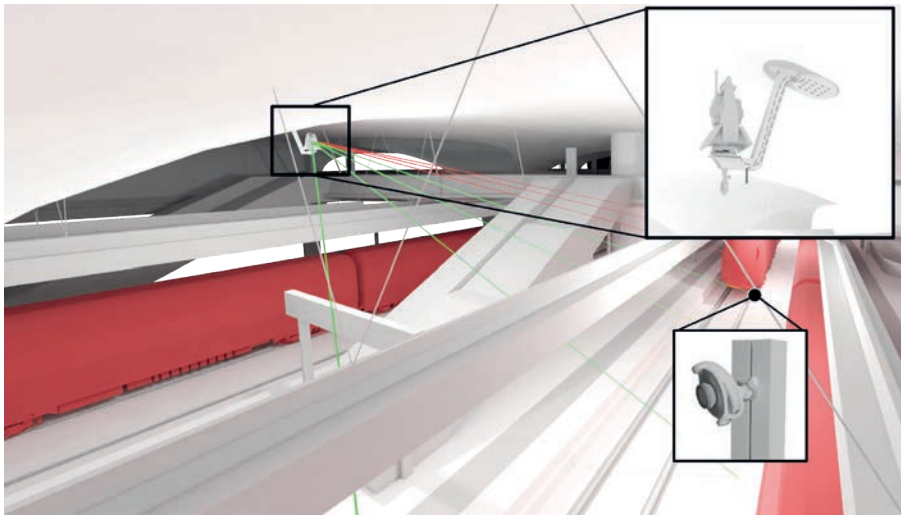


Bild 5: Kollisionskontrolle in VRSurv mit möglichen (grün) und nicht umsetzbaren Visuren (rot)
Grafik: Peter Bauer, VRVis und Werner Lienhart, TU Graz

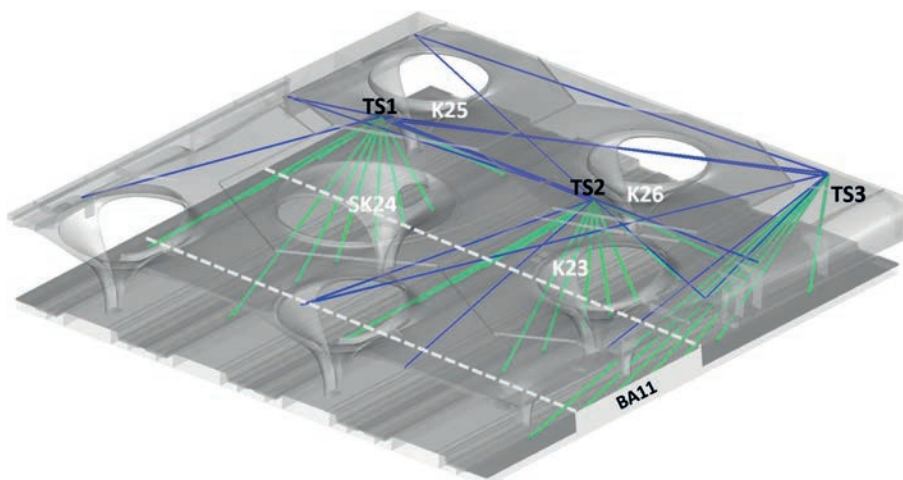


Bild 6: Geodätisches Messkonzept zur Verformungsmessung von Punkten im Gleisbett und an der Bahnsteigkante (grüne Visurlinien) und Messungen zu Verknüpfungspunkten (blaue Visurlinien)
Grafik: Peter Bauer, VRVis und Werner Lienhart, TU Graz

station aus nicht alle Ziele sichtbar sind. Grüne Visurlinien sind möglich, rote jedoch nicht.

In der Detailplanung hat sich herausgestellt, dass drei Totalstationen erforderlich sind, um alle 35 Prismen in den fünf Monitoringbereichen einmessen zu können. Diese Totalstationen sind mittels Konsolen an den

Als Totalstationen werden spezielle Monitoringinstrumente (Leica TM60) mit einer Winkelmesspräzision von $0,5''$ und einer Distanzmesspräzision von $0,6 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$ [8] eingesetzt. Alle Totalstationen und Verknüpfungspunkten sowie die Monitoringprismen am Schalendach waren mit Stand Dezember 2025 bereits montiert und

Außenseiten der Kelche K25, K26 bzw. K27 positioniert. Die Lage der Totalstationen am Schalendach schließt jedoch nicht aus, dass auch diese von Lageänderungen betroffen sind. Aus diesem Grund wurden zusätzlich elf Verknüpfungspunkte unter den Totalstationen sowie im stabilen Bereich installiert, aus welchen sich ein geodätisches Netz ergibt (Bild 6). Im Rahmen eines Netzausgleiches können die Koordinaten der Totalstationen somit auf Unveränderlichkeit überprüft und danach Veränderungen der Monitoringpunkte bestimmt werden.

3.3 Umsetzung

Zur Umsetzung wurden in den Kelchstützen, an denen die Totalstationen montiert sind, Leerrohre für die Kabelführung verlegt. Zusätzlich wurde für die Montage der Konsole und der Versorgung der Kommunikationskomponenten einer Totalstation ein Einbauteil (EBT) mit einbetoniert. Auf der Kelchoberseite sind somit nur die Konsole mit Totalstation, das Verknüpfungsprisma, der Wettermessfühler und die Oberfläche des EBTs sichtbar (Bild 7). Die Kabel für Totalstation und Temperaturfühler werden innerhalb der Konsole geführt.

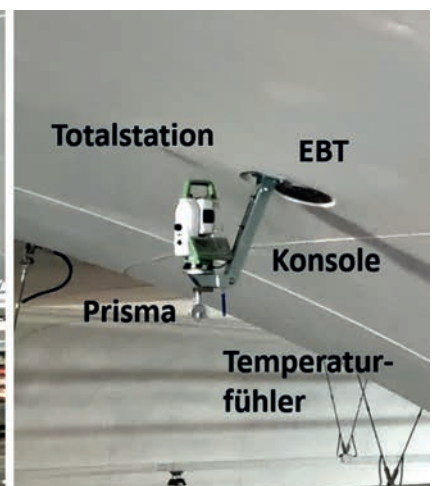


Bild 7: Totalstationen TS1 und TS2 des geodätischen Monitoringkonzeptes (September 2025)

Fotos: Werner Lienhart, TU Graz

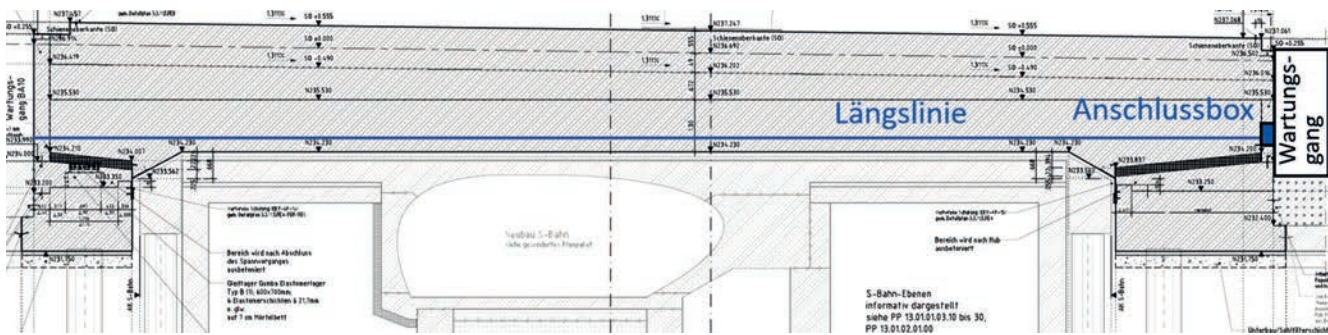


Bild 8: Längsgeführtes faseroptisches Sensorkabel

Konstruktionszeichnung: Werner Sobek AG, adaptiert von Werner Lienhart, TU Graz

werden im Rahmen einer Testphase bereits automatisiert betrieben. Die Installation der Monitoringprismen im Gleis- und Bahnsteigbereich soll gemäß Bauzeitenplan im Frühjahr 2026 ausgeführt werden.

4 Faseroptisches Monitoring

4.1 Allgemeines

Wie einleitend erläutert, ist eine visuelle Rissüberprüfung auf der Unterseite der Brückenkonstruktion aufgrund des geringen Abstandes der Brücke zum S-Bahntunnel und des Umstandes, dass dieser Freiraum mit Grundwasser gefüllt sein wird, nicht möglich. Als Alternative wurde eine hochauflösende, verteilte faseroptische Dehnungsmessung (*distributed strain sensing* – DSS) mittels optischer Frequenzbereichsreflektometrie (*optical frequency domain reflectometry* – OFDR) vorgeschlagen. Mit diesem Messverfahren können neben der großräumigen Dehnungsänderung auch Risse entlang von eingebetteten faseroptischen Sensorkabeln erfasst werden [9].

4.2 Planung

Das faseroptische Monitoringkonzept für die S-Bahn-Überbrückung basiert auf der Einbettung von speziellen Sensorkabeln, welche entlang der untersten Bewehrungslage geführt werden. Bei den Kabeln handelt es sich um sogenannte FiMT-Kabel (FiMT – *fiber in metal tube*). Beim Dehnungssensorkabel vom Typ SOLIFOS

BRUsens V9 [10] ist eine Single-Mode-Glasfaser in einem Metallrohr eingeklebt. Zusätzlich besitzt dieses Kabel eine strukturierte Polyamidoberfläche, welche einen durchgehenden Verbund mit Beton sicherstellt [11]. Am Übergang zum BA12 wird angrenzend zum Wartungsgang eine Anschlussbox eingebaut, in welcher ein Zugriff zum Anschlussstecker des Kabels möglich ist.

OFDR-Messverfahren nutzen den Rayleigh-Rückstreuungseffekt und erfassen Frequenzänderungen, welche durch Dehnungs- oder Temperaturänderungen entlang des Kabels entstehen. Um die Temperaturabhängigkeit numerisch kompensieren zu können, wird die Messlinie als Schleife ausgeführt. Der Hinweg besteht aus dem zuvor genannten BRUsens-V9-Kabel, bei welchem sowohl Dehnungen als auch Temperaturen auf die starr gekoppelte Faser wirken können. Der Rückweg wird mit einem parallel geführten BRUsens-DTS-Kabel [12], ebenfalls von SOLIFOS, ausgeführt, in welchem die Glasfaser lose in einem Gel im Metallrohr eingebettet und die Oberfläche glatt ausgeführt ist. Auftretende Deformationen werden daher nicht oder erst ab großen Dehnungen auf die Glasfaser übertragen. Somit erfassen die Messungen entlang dieses Kabels nahezu ausschließlich den Temperatureinfluss.

OFDR-Messungen sind grundsätzlich einseitige Messverfahren, sodass bei der vorliegenden Schleifenkonstellation bei einem Kabelbruch von beiden Seiten bis zur Bruchstelle gemessen werden kann und dadurch auch weiterhin eine komplette Abdeckung der Messstrecke vorliegt. Um die volle Funktionsfähigkeit auch

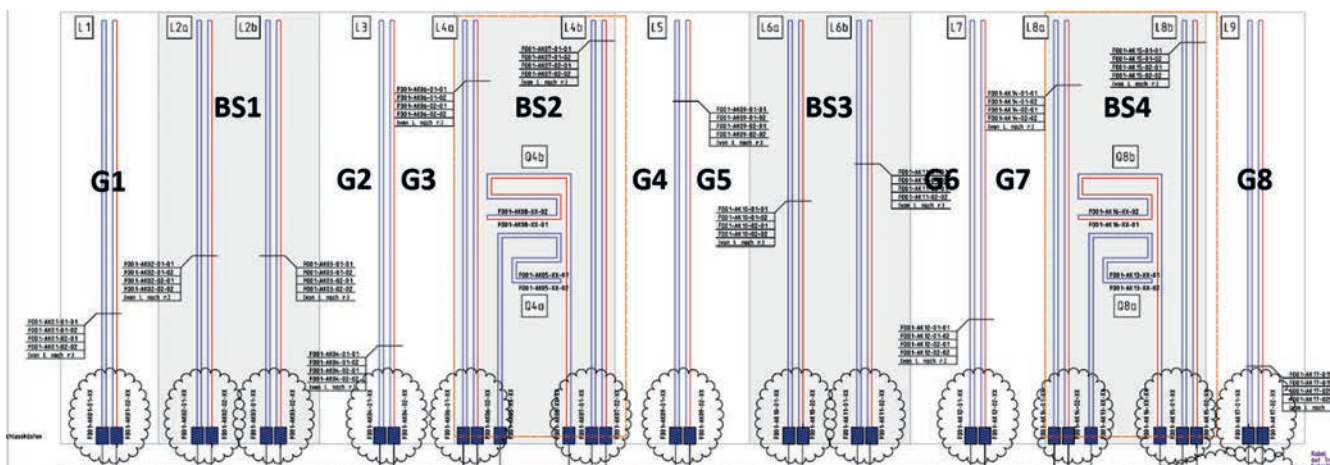


Bild 9: Schematische Darstellung der Faserführung in der Brückenkonstruktion mit Dehnungs- (blau) und Temperatursensorkabel (rot)

Konstruktionszeichnung: Werner Sobek AG, adaptiert von Werner Lienhart, TU Graz



Bild 10: Installation der faseroptischen Sensorkabel (links) und Fixierung mit Kabelbindern (Dehnungsschleife, rechts)

Fotos: Fabian Buchmayer, ACI Monitoring GmbH

bei mehreren Kabelbrüchen zu erhalten, wurde in jedem Messabschnitt zusätzlich eine weitere Dehnungsschleife eingebaut. Dadurch ist jeder Messbereich durch drei Dehnungslinien und eine Temperaturlinie abgedeckt. Bei den Bahnsteigen BS2 und BS4, welche die Kelche K23 und SK24 tragen, wurden weitere Messschleifen im Bereich der Querbewehrungen vorgesehen. Das gesamte Layout der Faserlinien mit 30 Messschleifen ist in Bild 9 gezeigt.

Während der Bauphase können Messungen durch einen Anschluss des faseroptischen OFDR-Interrogators an die Messlinien im Wartungsgang erfolgen. Vor Inbetriebnahme des Bahnhofs erfolgt eine faseroptische Verkabelung bis zum Technikgebäude, von welchem aus die langfristige Dauermessung erfolgt.

4.3 Umsetzung

Nachdem die unterste Bewehrungsebene gelegt worden war, konnten die faseroptischen Sensorkabel instal-

liert werden (Bild 10). Damit die Kabel in der vorgegebenen Lage während des Betonierens verbleiben, wurden sie mit Kabelbindern an den Armierungseisen fixiert. Aufgrund der strukturierten Oberfläche des Kabels ist der endgültige Verbund entlang der gesamten Kabelstrecke nach Betonage jedenfalls gegeben.

Vor der Betonage wurden die Kabel auf ihre Funktionsfähigkeit überprüft und deren Lage im Baustellenkoordinatensystem mittels Totalstationen eingemessen. Somit können die verlegten faseroptischen Sensorschleifen im 3D Bauwerksmodell lagerichtig dargestellt werden (Bild 11). Insbesondere bei der komplexen Geometrie der Querlinien ist dies zur zuverlässigen Interpretation der Messdaten entscheidend. Die Betonage erfolgte in zeitlich versetzten Betonierabschnitten zwischen Herbst 2020 und Sommer 2021. Wie aus Tabelle 1 ersichtlich, wurden zuerst die Bahnsteige betoniert und anschließend die dazwischen liegenden Gleisbette, wobei nach jeder Betonage eine Kontrolle der Funktionsfähigkeit

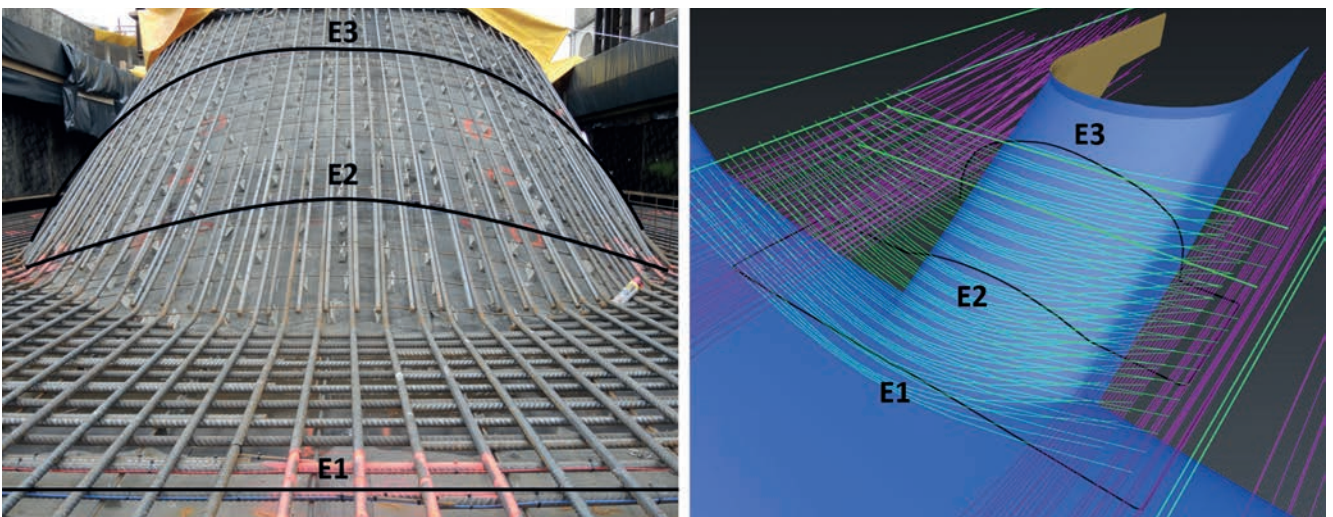


Bild 11: Querlinien von Bahnsteig 4; physische Lage (links) und Darstellung des eingemessenen Sensorkabelverlaufs (schwarz) im 3D Modell mit Abgang zum S-Bahntunnel (blau), Längs- (violett) und Querspannkabel (grün)

Foto und Grafik: Werner Lienhart, TU Graz

Tabelle 1: Betonierzeitpunkte (B) der einzelnen Gleisbereiche (G) und Bahnsteige (BS)

Datum	G1	BS1	G2+G3	BS2	G3+G4	BS3	G5+G6	BS4	G8
17.09.2020						B			
03.12.2020				B					
14.12.2020		B							
17.02.2021								B	
26.02.2021					B				
30.04.2021			B						
03.05.2021	B								
21.07.2021							B		
23.07.2021									B

der Messkabel erfolgte. Alle 30 Schleifen mit einer Gesamtlänge von ca. 2 km haben den Einbau ohne Beschädigung überstanden und sind auch mehr als vier Jahre nach der Installation weiterhin voll funktionsfähig.

4.4 Betrieb

Im ursprünglichen Monitoringkonzept wurde ein Start der OFDR-Messungen erst nach der Fertigstellung des Technikgebäudes und der Zuleitungskabel, d. h. kurz vor Inbetriebnahme des Bahnhofs, geplant. Infolge der variablen Konzeptionierung des Systems war ein temporärer Zugriff zu den Anschlussboxen im Wartungsgang jedoch jederzeit gegeben. Daher wurde zur Dokumentation entschieden, Messungen bei relevanten Bauvorgängen

wie z. B. dem Vorspannen bereits während der Bau-phase des Brückentragwerks durchzuführen. Die ersten Epochenmessungen erfolgten bereits wenige Tage nach der Betonage und wurden durch Dauermessungen einzelner Linien ergänzt. Für sämtliche Messungen wurde ein Optical Backscatter Reflectometer OBR 4600 von Luna Innovations Inc. eingesetzt [13]. Im Gegensatz zu anderen OFDR-Realisierungen ist das OBR 4600 im Fall von Kabelbrüchen wesentlich robuster [14].

4.4.1 Epochenmessungen

Aus den Messdaten kann die Reaktion des Bauwerks auf unterschiedliche Bauzustände abgeleitet werden. Grundsätzlich wurde festgestellt, dass die Bahnsteige ein anderes

Dehnungsverhalten als die Gleisbereiche aufweisen. Beispielsweise ist dies in Bild 12 für den Bahnsteig 3 und das Gleisbett von G4 und G5 gezeigt. Vor der Vollvorspannung ist die Dehnungslinie beim Bahnsteig glatt (gelbe Linie im oberen Diagramm), während die Dehnungslinie beim Gleisbett Spitzen aufweist, welche Risse anzeigen (gelbe Linie im unteren Diagramm in Bild 12). Durch die Vollvorspannung werden die Risse größtenteils geschlossen (violette Linie), sie öffnen sich nach dem Betonierabschnitt (BTA) 10 jedoch wieder (rote Linie). Hierzu ist anzumerken, dass Bild 12 zur besseren Übersichtlichkeit nur wenige Messzeitpunkte zeigt und die erkennbaren Risse über die Bauzeit durch weitere Spannvorgänge geschlossen wurden. Entlang des Bahnsteiges ist ebenso eine signifikante Reaktion auf das Betonieren zu erkennen.

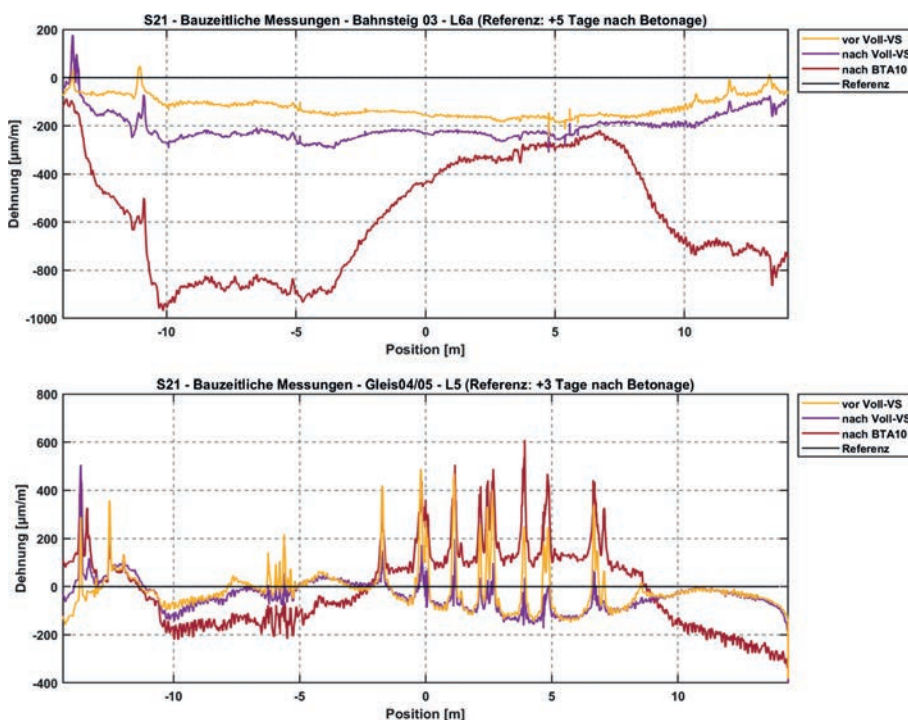


Bild 12: Dehnungsvorläufe von Bahnsteig 3 und Gleisbett G4/G5 in drei Folgeepochen mit der ersten Messung nach der Betonage als Referenz

Grafik: Christoph Monsberger, ACI Monitoring GmbH und Werner Lienhart, TU Graz

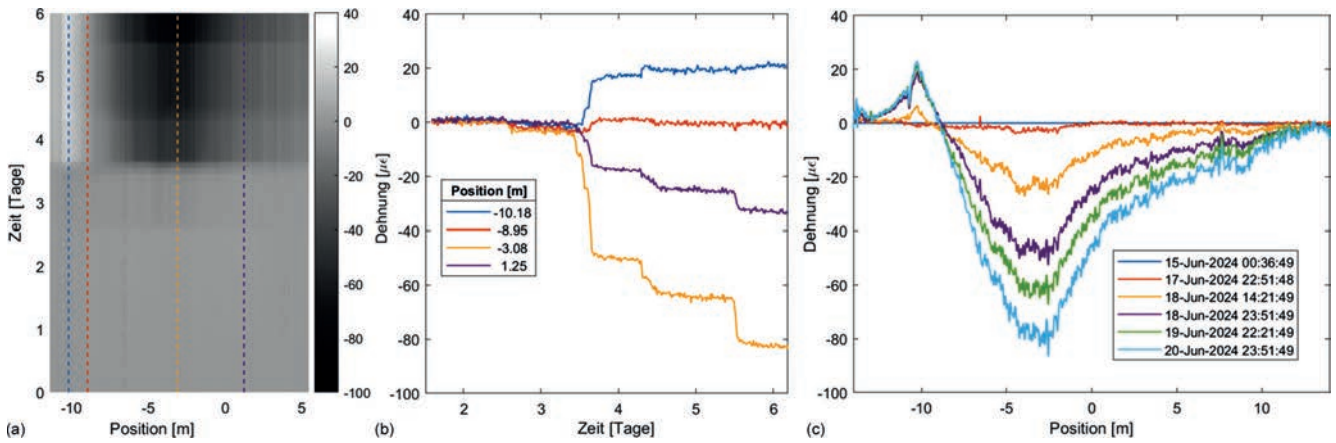


Bild 13: (a) Wasserfallplot der Dehnungen von L4a während des finalen Spannvorgangs im Juni 2024, (b) zeitlicher Verlauf der Dehnungen für ausgewählte Positionen (strichlierte Linien in Wasserfallplot) und (c) Dehnungsverteilung während unterschiedlicher Spannstufen

Grafik: Werner Lienhart, TU Graz

4.4.2 Dauermonitoring

Für begrenzte Zeiträume wurden immer wieder Dauermessungen durchgeführt. Die längste Dauermessperiode war bisher die Messung der Längslinie L4a von Bahnsteig 2, welche von Januar 2022 bis August 2024 im Dauerbetrieb in einem 15-Minutenintervall gemessen wurde. Aus der Vielzahl an Messdaten werden in diesem Beitrag die kontinuierlich aufgezeichneten Daten während des finalen Spannvorgangs im Juni 2024 gezeigt. Bild 13 (a) zeigt ein Wasserfalldiagramm, aus welchem sowohl zeitliche als auch örtliche Veränderungen der Dehnungen entnommen werden können. Um die Dehnungsentwicklung während des Vorspannes besser sichtbar zu machen, sind die Daten in diesem Plot auf die Messung vom 15. Juni 2024 referenziert (entspricht Tag 0 im Diagramm). Wenn man den zeitlichen Verlauf einzelner Positionen in Bild 13 (b) betrachtet, so kann man anhand des stufenförmigen Verlaufs jeden einzelnen Spannvorgang erkennen. Ebenso ist ersichtlich, dass bei Position -10,18 m (blaue Linie) positive Dehnungen durch das Vorspannen auftreten, Position -8,95 m

(rote Linie) kaum Dehnungen erfährt, während die Positionen -3,08 m (gelbe Linie) und 1,25 m (violette Linie) gestaucht werden. Alternativ dazu kann man auch den räumlichen Verlauf der Dehnungen für ausgewählte Zeitpunkte aus dem Wasserfalldiagramm extrahieren. Bild 13 (c) zeigt den Dehnungsverlauf bei unterschiedlichen Spannstufen. Erkennbar ist, dass in der Richtung von Position -9 m bis -3 m die Stauchungen immer mehr zunehmen und von Position -3 m bis zum rechten Rand hin (Position 14 m, BA10) auf Null abklingen. Richtung BA12 (Position -14 m) treten positive Dehnungen auf, welche gegen den Rand auch auf null abfallen.

4.4.3 Belastungstest

Im Rahmen eines kontrollierten Belastungstests wurden im März 2025 mit Schotter beladene Güterwaggons in unterschiedlichen Lastpositionen auf der Brücke positioniert (Bild 14), um das statische Berechnungsmodell entsprechend validieren und kalibrieren zu können. Ausgewählte Messlinien wurden vor, während und nach der Belastung gemessen und zeigen, wie erwartet, sehr ge-



Bild 14: Belastungstest der Brückenkonstruktion mit Güterwaggons

Foto: Madeleine Winkler, ACI Monitoring GmbH

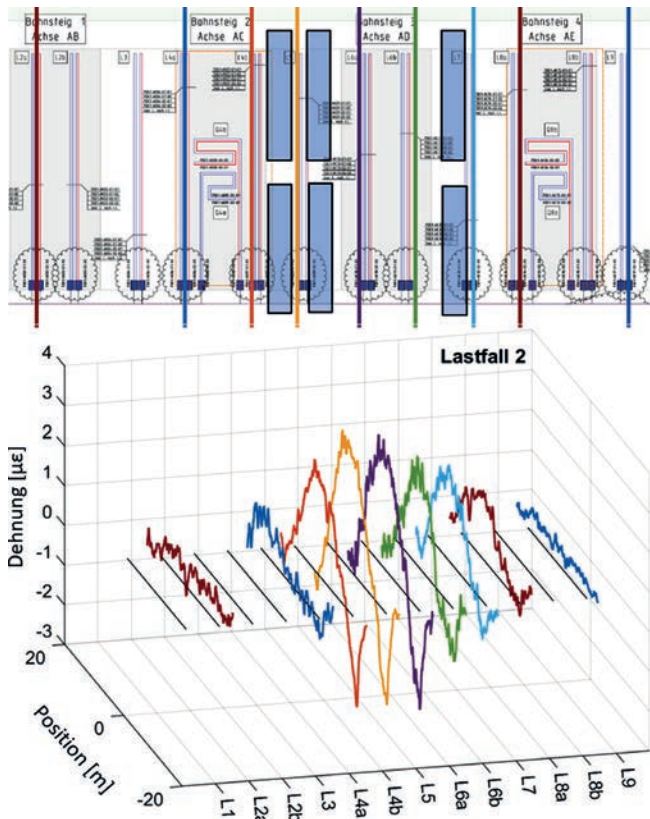


Bild 15: Position der sechs Güterwaggons (hellblaue Rechtecke) bei Lastfall 2 (oben) und gemessene Dehnungsverteilung während der Belastung (unten) Grafik: Werner Lienhart, TU Graz

ringe Dehnungen im Bereich weniger $\mu\text{m}/\text{m}$ sowie keine Rissöffnungen.

Bild 15 zeigt beispielhaft die aufgetretenen Dehnungen bei der Belastung mit zwei Waggons, positioniert jeweils auf den Gleisen 4, 5 und 6 mit etwa 82 t wirksamem Gesamtgewicht je Wagenpaar. Erwartungsgemäß treten die größten Dehnungen in der Messlinie L5 auf, welche sich zwischen den beiden belasteten Gleisen 4 und 5 befindet. Die benachbarten Bahnsteige BS2 und BS3 zeigen ein ähnliches Dehnungsbild. Mit zunehmender Distanz von der Belastung nehmen die Dehnungen ab. Die maximal aufgezeichneten Dehnungen liegen unter $4 \mu\epsilon$ und bestätigen die hohe Auflösung in Kombination mit dem geringen Rauschen des Messverfahrens.

5 Warn- und Alarmwerte

Für den Betrieb eines Dauermonitorings sind Warn- und Alarmwerte erforderlich, bei deren Überschreiten automatisch eine Benachrichtigung an den Bauwerksbetreiber ausgelöst wird. Dies ersetzt die Information des Betreibers durch den Gutachter nach einer klassischen Brückeninspektion. Für die Querung des S-Bahntunnels im neuen Stuttgarter Durchgangsbahnhof werden die Warnwerte so gewählt, dass bei deren Erreichen die der Planung zugrunde gelegten Regelwerke noch vollumfänglich eingehalten sind. Damit sind die durch die gegenüber der Norm verschärften Bemessungsansätze entstandenen Reserven im Tragwerk aufgebraucht. Die

Alarmwerte werden so festgelegt, dass die Standsicherheit noch gegeben ist.

Die Festlegung der konkreten Warn- und Alarmwerte erfolgt anhand eines Rechenmodells der Brückenkonstruktion, welches mit den Ergebnissen der Messungen im Bauzustand und während des Belastungstests kalibriert wurde. Dabei kann das mit Schalelementen modellierte Rechenmodell Effekte wie die Gewölbewirkung nicht abbilden. Die errechneten Dehnungen an der Brückenunterseite entsprechen den gemessenen Dehnungen daher nur qualitativ (Bild 16).

Um auch eine quantitative Verknüpfung zwischen Rechenmodell und Messergebnissen zu erreichen, wurde für jede Längslinie des faseroptischen Monitorings anhand der Ergebnisse der Belastungstests ein Umrechnungsfaktor ermittelt. Mit diesen Faktoren können aus den rechnerisch ermittelten Dehnungen und Verformungen die konkreten Warn- und Alarmwerte für das Monitoring des Brückentragwerks ermittelt werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Einzigartige Bauwerke erfordern oft auch innovative messtechnische Lösungen. Um die Anforderungen einer Zustimmung im Einzelfall zu erfüllen, wurde dieses umfangreiche Messkonzept für das Dauermonitoring entwickelt. Aufgrund der komplexen Geometrie wurde für die geometrische Messplanung eine eigene VR-Applikation entwickelt. Mit dieser Anwendung können geeignete Positionen für Instrumente und Ziele intuitiv und rasch gefunden werden. Inzwischen wurde die Applikation weiterentwickelt. Sie berücksichtigt nun neben Visurkontrollen auch mögliche Störungen aufgrund von mehreren Zielen im Blickfeld des Instrumentes und überprüft die Auftreffwinkel auf die Prismen. Derzeit wurde die VR-Applikation für die Planung verwendet, sie könnte in Zukunft auch erweitert werden, um zeitlich variierende Störelemente wie z. B. einfahrende Züge zu integrieren, wodurch ein lebender digitaler Zwilling entstehen würde [15].

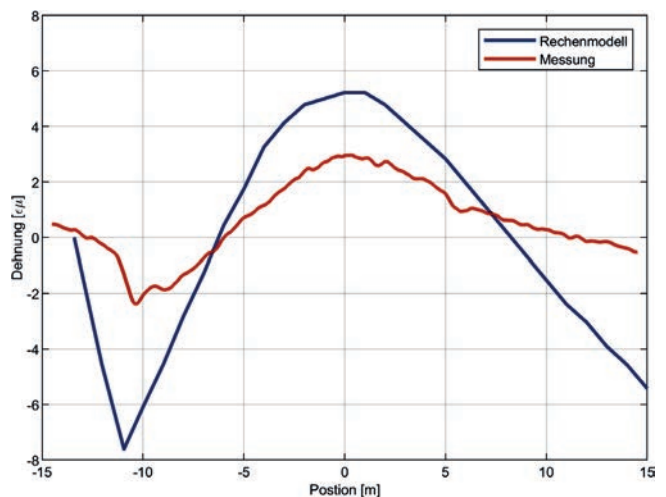


Bild 16: Vergleich der gemessenen mit den errechneten Dehnungen in Linie L2a für Lastfall 1 des Belastungstests

Grafik: Werner Lienhart, TU Graz

Die faseroptischen Sensorkabel haben sich als sehr robust herausgestellt. Es konnten 2 km Sensorkabel beschädigungsfrei im Bauwerk integriert werden. Aufgrund der hohen räumlichen Auflösung und Messpräzision des eingesetzten OFDR-Messverfahrens konnten Veränderungen von wenigen μm wie z. B. beim Belastungstest nachgewiesen werden. Für das Langzeitmonitoring ist ebenso wichtig, dass eine Veränderung zum Ausgangszustand hergestellt wird. Bei allen Messlinien ist auch viereinhalb Jahre nach der Installation eine Referenzierung ohne jegliche Messausfälle zum Ausgangszustand möglich. Der Dauerbetrieb zeigt, dass faseroptische Sensorsysteme zuverlässig im Baustellenbetrieb über Jahre hinweg funktionieren können. Jedoch ist dazu eine entsprechende Planung zum frühestmöglichen Zeitpunkt essentiell. Für die Betriebsphase ist außerdem zu beachten, dass aufgrund der großen Anzahl von Messlinien und der hohen räumlichen Auflösung mit großen Datenmengen zu rechnen ist. Eine effiziente Auswertung erfordert daher automatisierte Berechnungs- und Detektionsalgorithmen, welche eventuell unter Anwendung von Methoden des maschinellen Lernens weiter optimiert werden können.

Dank

Wir bedanken uns bei der Deutschen Bahn, insbesondere bei Johanna Zink, Peter Werner Lange, Frank Rolle, Wolfgang Esser, Ralf Megerle und Tinashe Shoniwa, für die hervorragende Zusammenarbeit und bei der Ed. Züblin AG für die Unterstützung bei der Umsetzung des innovativen Monitoringkonzepts.

Literatur

- [1] Eisenbahn-Bundesamt (Hrsg.): Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen (ELTB). Fassung 01/2016.
- [2] DB Netz AG (Hrsg.): Richtlinie 804 - Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. 2003.
- [3] Schmid, A.; Gepperth, S.; Reinke, H.-G.: Die S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – ein unterirdisches Verkehrsbauwerk mit ganz besonderen Anforderungen. Bautechnik 99 (2022), S. 524–532. <https://doi.org/10.1002/bate.202100112>
- [4] Michel, V.; Person, T.; Kasser, M.: 74 Motorized Tacheometers Aiming at 5350 Prisms in Amsterdam: The Largest Topometric Continuous Real Time Monitoring System in the World? in: Proc. of FIG Working Week 2003, 13.–17.04.2003 in Paris (Frankreich), 2003, 9 S. https://www.fig.net/resources/proceedings/fig_proceedings/fig_2003/TS_22/TS22_1_Michel_et_al.pdf
- [5] Binder, N.: Moving London safely forward. Leica Geosystems Reporter 71 (2019), S. 18–21.
- [6] Meyer, C.; Eisenegger, S.: Durchmesserlinie Zürich: geotechnisches und geodätisches Monitoring für ein großes innerstädtisches Infrastrukturprojekt. Geomatique Suisse 4 (2011), S. 140–145.
- [7] Bauer, P.; Lienhart, W.: 3D concept creation of permanent geodetic monitoring installations and the a priori assessment of systematic effects using Virtual Reality. Journal of Applied Geodesy 17 (2023) 1, 13 S. <https://doi.org/10.1515/jag-2022-0020>
- [8] Leica Geosystems AG (Hrsg.): Leica Nova TM60 Monitoring Station. Datenblatt, 2020. https://leica-geosystems.com/-/media/files/leicageosystems/products/datasheets/leica%20nova%20tm60%20ds%20929643%201120%20en%20lr.ashx?sc_lang=de-de&hash=543B60E9561757D-8358F92962108373E
- [9] Herbers, M.; Richter, B.; Gebauer, D.; Classen, M.; Marx, S.: Crack monitoring on concrete structures: Comparison of various distributed fiber optic sensors with digital image correlation method. Structural Concrete 24 (2023) 5, S. 6123–6140. <https://doi.org/10.1002/suco.202300062>
- [10] Solifos (Hrsg.): BRUsens – DSS V9 Strain Sensing Cable. Datenblatt, 2025. https://solifos.com/wp-content/uploads/2023/10/Solifos_3-50-2-005_en.pdf
- [11] Monsberger, C. M.; Lienhart, W.: Distributed Fiber Optic Shape Sensing of Concrete Structures. Sensors 21 (2021) 18, 6098. <https://doi.org/10.3390/s21186098>
- [12] Solifos (Hrsg.): BRUsens DTS Steel-Armored. Datenblatt, 2023. https://solifos.com/wp-content/uploads/2023/10/Solifos_3-50-1-001_en-1.pdf
- [13] LUNA (Hrsg.): OBR 4600. Datenblatt, 2023. https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/datasheets/OBR4600_DS_REV6_111623.pdf
- [14] Agreiter, A.; Lienhart, W.: Limitations of OFDR measurements in civil structural health monitoring. in: Proc. SPIE 13639 – 29th Int. Conf. on Optical Fiber Sensors, 25.–30.05.2025 in Porto (Portugal), 4 S. <https://doi.org/10.1117/12.3062274>
- [15] Bauer, P.; Lienhart, W.: Augmentation approaches for geodetic permanent monitoring systems in dynamic urban environments. Survey Review 56 (2024) 398, S. 500–508. <https://doi.org/10.1080/00396265.2023.2293555>



Hongkong-Zhuhai-Macau-Brücke
seit 2018

ANALOG • DIGITAL • SMART

asc-sensors.de

ASC Inertialsensoren: Robust. Flexibel. Präzise.



ASC setzt mit seinen hochpräzisen Beschleunigungssensoren und smarten Sensorsystemen neue Standards in der Bauwerksüberwachung. Die ASC Sensorlösungen liefern präzise Echtzeitdaten und schaffen eine verlässliche Grundlage für präventives Monitoring.

Sie ermöglichen damit den Aufbau digitaler Zwillinge und eine langfristige, strukturelle Integrität von Brücken und anderen Bauwerken. Sensoren von ASC sind flexibel einsetzbar und garantieren höchste Messstabilität auch unter wechselnden Bedingungen – für eine zukunftssichere, effiziente und nachhaltige Instandhaltung.

Weitere Informationen: www.asc-sensors.de

Referenzprojekte

Hongkong-Zhuhai-Macau-Brücke

Plug & Play-Lösung für Bauwerksinspektion

Innovative Wege im Bahnbrücken-Monitoring

Historische Nibelungenbrücke Worms

Bahn-Infrastrukturprojekt in Großbritannien

Eine Auswahl aus unserem umfangreichen Sortiment



SUCCESSFUL WORLDWIDE. AT HOME IN GERMANY.



ZIS Ing-Bau

Die Software für Bauwerksprüfer und Baulastträger

Starkes System für digitale Bauwerksprüfungen

BIM • Pläne • 3D SIB-Bauwerke 1.9 kompatibel App & Desktop



ZIS Ing-Bau live erleben – besuchen Sie uns am Messestand 87!



Download unter
zisingbau.de



Laden im
App Store



JETZT BEI
Google Play

zisingbau.de

AR- und KI-gestützte Analyse von Schadensentwicklungen in der Bauwerksprüfung

B. Eng. Jessica Steinjan, Dipl.-Ing. Jan-Derrick Braun | HOCHTIEF Engineering GmbH, Essen

M. Sc. Lisa Freifrau von Rössing, M. Sc. Patrick Herbers | Ruhr-Universität Bochum (RUB)

M. Eng. Bernhard Braun, M. Eng. Regina Panzer | BAST Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen, Bergisch Gladbach

Prof. Dr.-Ing. Markus König | Ruhr-Universität Bochum (RUB)

Kurzfassung

Die Bauwerksprüfung in Deutschland steht vor einem Wandel, besonders bei Brücken, die regelmäßige Zustandsbewertungen erfordern. Alternde Strukturen, steigender Verkehr und höhere Sicherheitsanforderungen verlangen optimierte Prüfprozesse. Digitale Technologien wie KI, AR und digitale Zwillinge bieten Potenzial für eine konsistente Datengrundlage im prädiktiven Erhaltungsmanagement. Im BAST-Projekt Bridge Inspect wurde ein modulares Konzept mit KI-gestützter Schadenserkennung und AR-Visualisierung entwickelt, das eine objektive Bewertung erleichtert. Das Folgeprojekt BRIX nutzt KI-basiertes Bildmatching, um Schäden wiederzuerkennen und in Laserscan-Punktwolken zu verorten. So entsteht die Basis für eine chronologische Analyse von Schadensbildern. Veränderungen werden durch Segmentationsmasken in Zeitreihen dargestellt, um fundierte Prognosen zu ermöglichen.

1 Einleitung und Motivation

Die Bauwerksprüfung in Deutschland steht vor grundlegenden Herausforderungen: Alternde Infrastrukturen, steigende Verkehrsbelastungen und wachsende Anforderungen an Sicherheit und Nachhaltigkeit verlangen nach neuen, effizienteren Prüfprozessen. Besonders Brückenbauwerke als zentrale Elemente des Verkehrsnetzes müssen regelmäßig und zuverlässig bewertet werden, um die Sicherheit der Nutzer zu gewährleisten und die Lebensdauer der Bauwerke zu verlängern. Gleichzeitig sind die Ressourcen für Erhaltungsmaßnahmen begrenzt, was eine zielgerichtete Planung und Priorisierung unabdingbar macht.

Digitale Technologien wie künstliche Intelligenz (KI), Augmented Reality (AR) und der digitale Zwilling (DZ) bieten das Potenzial, die Bauwerksprüfung grundlegend zu verändern. Entscheidend ist dabei, dass diese Technologien nicht Selbstzweck bleiben, sondern als praxisnahe Werkzeuge in den Prüfprozess integriert werden und den Prüfenden vor Ort einen echten Mehrwert bieten.

Im Rahmen zweier Forschungsprojekte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BAST) – FE 69.0008/2020 (Bridge Inspect) [1] und FE 69.0017/2023 (BRIX) [2] – wurde ein modulares System entwickelt, das aus einzelnen Systemmodulen besteht und KI-gestützte Schadensanalyse, AR-Visualisierung sowie die Integration in den digitalen Zwilling vereint. Die Systemmodule wurden gezielt unter realen Bedingungen an einem Referenzprojekt evaluiert. Ziel war es, die Praxistauglichkeit und den Nutzen der entwickelten Lösungen für das Erhaltungsmanagement und die Bauwerksprüfung zu überprüfen.

Das modulare System ermöglicht die Zusammenführung verschiedener Datenquellen (z. B. SIB-Bauwerke, Daten

der Zustandserfassung und -bewertung (ZEB), Sensordaten) im digitalen Zwilling und schafft damit die Grundlage für eine prädiktive, vorausschauende Instandhaltung. Die Forschungsvorhaben leisten so einen konkreten Beitrag zur Digitalisierung und Zukunftssicherung der Bauwerksprüfung im Brückenbau und zeigen, wie innovative Technologien praxisnah eingesetzt werden können, um die Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit der Infrastruktur langfristig zu gewährleisten.

2 Zielsetzung

Die klassische Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [3] basiert bislang überwiegend auf manuellen, visuellen Inspektionen und subjektiven Bewertungen. Frühere Projekte wie Bridge Inspect haben gezeigt, dass digitale Methoden – insbesondere KI-basierte Bildauswertung, digitale Modelle und erste AR-Anwendungen – grundsätzlich geeignet sind, die Effizienz und Objektivität der Bauwerksprüfung zu steigern (Bild 1). Für eine breite



Bild 1: Schadensvisualisierung mittels AR

Foto: RUB

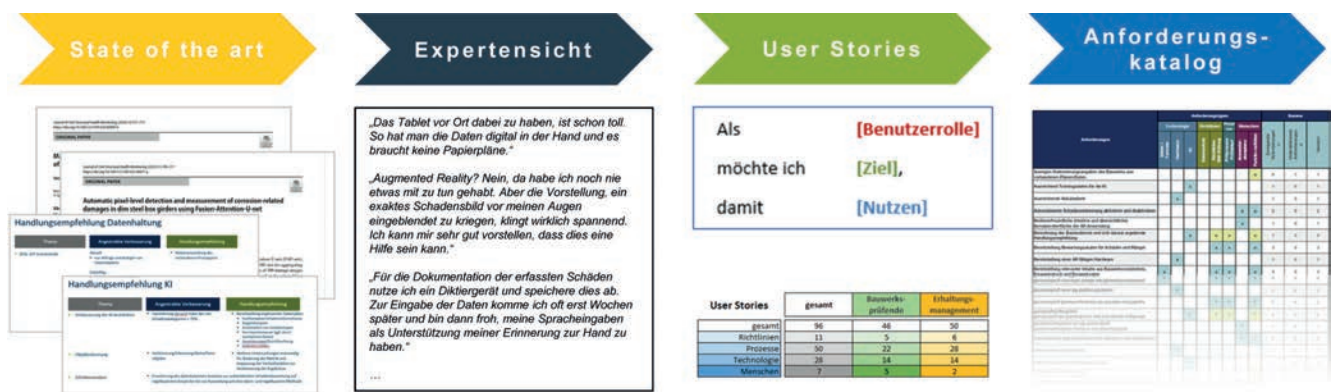


Bild 2: Vorgehen bei der Anforderungsanalyse

Grafik: HOCHTIEF Engineering GmbH

Anwenderakzeptanz ist jedoch eine reibungslose Integration der Technologien in die Praxis erforderlich, insbesondere durch die Verknüpfung verschiedener Datenquellen und die Einhaltung relevanter Normen.

Das aktuelle Forschungsvorhaben BRIX baut hierauf auf und verfolgt das Ziel, ein modulares und praxisorientiertes System zu entwickeln, das aus einzelnen Systemmodulen besteht und die KI-gestützte Schadensanalyse und AR-Visualisierung vereint. Die Systemmodule ermöglichen eine automatisierte und präzise Verortung von Schäden in einem digitalen Zwilling und die Verknüpfung mit weiteren Datenquellen, um eine konsistente und langfristig nutzbare Dokumentation des Bauwerkszustands sicherzustellen.

Ein zentrales Innovationsziel ist die Prognose der Schadensentwicklung: Durch den Einsatz von KI-Methoden werden historische und aktuelle Schadensdaten analysiert, um die Entwicklung von Schäden über die Zeit hinweg für die Prüfenden aufzubereiten und zukünftige Entwicklungen abzuleiten. Dies schafft die Grundlage für eine vorausschauende und datenbasierte Instandhaltungsplanung.

Die Systemmodule wurden gezielt unter realen Bedingungen an einem Referenzprojekt evaluiert, um die Praxistauglichkeit und den Nutzen für das Instandmanagement und die Bauwerksprüfung zu überprüfen. Das Projekt leistet damit einen Beitrag zur Digitalisierung und Zukunftssicherung der Bauwerksprüfung im Brückenbau und schafft die Basis für eine objektive, effiziente und nachhaltige Erhaltung von Infrastruktur.

3 Anforderungsanalyse

Im Forschungsvorhaben BRIX wurde ein mehrstufiges Verfahren zur systematischen Ermittlung und Strukturierung der Anforderungen an ein digitales, praxistaugliches System für die Bauwerksprüfung angewandt. Ausgangspunkt war eine umfassende State-of-the-Art-Analyse, in der aktuelle wissenschaftliche Erkenntnisse, bestehende Regelwerke und technologische Entwicklungen im Bereich der Bauwerksprüfung zusammengetragen und bewertet wurden. Aufbauend auf dieser Bestandsaufnahme wurden gezielt Experteninterviews

sowie ein Anwenderworkshop durchgeführt, um die tatsächlichen Bedürfnisse und Herausforderungen aus der Praxis zu erfassen. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse wurden in Form von *User Stories* dokumentiert und in einen detaillierten Anforderungskatalog überführt, der die Grundlage für die Entwicklung der Systemmodule bildete.

Die Anforderungen an das modulare System lassen sich im Wesentlichen aus zwei Perspektiven beschreiben.

Zum einen ist dies die Sicht des Erhaltungsmanagements, das eine konsistente Bewertung von Schäden und eine strukturierte Priorisierung von Instandhaltungsmaßnahmen fordert. Hierbei ist die Integration neuer digitaler Werkzeuge in bestehende Entscheidungsprozesse ebenso wichtig wie die Sicherstellung normgerechter Bewertungen und Berichte gemäß DIN 1076 [3] sowie weiterer relevanter Regelwerke wie der Nachrechnungsrichtlinie [4], RiZ-ING [5] und ZTV-ING [6]. Besonders für ältere Bauwerke müssen spezifische Anforderungen berücksichtigt und gegebenenfalls vereinfachte Berechnungsverfahren integriert werden, um deren Besonderheiten gerecht zu werden. Die digitale Zusammenführung und Analyse von Prüfberichten und Schadensdokumentationen ist notwendig, um daraus vorausschauende Wartungsstrategien ableiten zu können. Dabei spielen Umweltfaktoren, Baujahr, Belastung durch Schwerlastverkehr und spezifische Bauwerkstypen eine zentrale Rolle für die präzise Bewertung und Prognose potenzieller Schäden. Moderne Datenerfassungsmethoden wie fortschrittliche Sensorik und 3D-Modelle sind für eine umfassende Überwachung und Bewertung der Bauwerke unerlässlich und ermöglichen eine kontinuierliche Optimierung der Instandhaltungsstrategien.

Zum anderen stehen die Anforderungen der Bauwerksprüfung im Vordergrund, die darauf abzielen, Prüfende vor Ort optimal zu unterstützen. Hierzu gehören eine normgerechte, objektive und effiziente Zustandserfassung sowie die Unterstützung bei der Bewertung und Dokumentation von Bauwerkszuständen nach den relevanten Richtlinien. Der gesicherte Zugriff auf Regelwerke und Schadensbeispiele ist ebenso wichtig wie KI-basierte Funktionen zur Schadenserkennung und -bewertung. Die Möglichkeit, frühere und potenzielle Scha-

densbilder mittels Augmented Reality zu visualisieren, trägt zur besseren Nachvollziehbarkeit und Vergleichbarkeit bei. Perspektivisch wird auch eine automatisierte Berechnung der finalen Zustandsnote angestrebt, um subjektive Einflüsse weiter zu minimieren.

Für eine effiziente Unterstützung der Bauwerksprüfung sind Funktionen wie Foto- und Videoaufnahmen, moderne Erfassungsmethoden wie 3D-Fotos und GPS, Uploads und die Lokalisierung von Schäden erforderlich. Detaillierte Vorgaben zur Fotodokumentation – etwa hinsichtlich Perspektive, Entfernung und Richtung – gewährleisten eine konsistente und vergleichbare Datenerfassung. Darüber hinaus sind Benutzerfreundlichkeit und Akzeptanz des Systems, eine ergonomische Gestaltung der Anwendung und Geräte sowie die Berücksichtigung von Sicherheitsvorschriften und Datenschutzrichtlinien zentrale Anforderungen. Die Anwendung muss so gestaltet sein, dass sie die Bewegungsfreiheit der Prüfenden nicht einschränkt und auch unter schwierigen Bedingungen zuverlässig funktioniert.

Ein zentrales Ergebnis der Anforderungsanalyse ist die Erkenntnis, dass die entwickelten Systemmodule sowohl den technischen Möglichkeiten als auch den tatsächlichen Anforderungen der Anwender entsprechen müssen. Nur durch die strukturierte Identifikation und Katalogisierung der Anforderungen aus beiden Perspektiven kann ein modulares System entstehen, das praxisnah, flexibel und zukunftssicher die Bauwerksprüfung und das Erhaltungsmanagement unterstützt. Die enge Verzahnung von technischer Innovation und praktischer Anwendbarkeit bildet dabei die Grundlage für eine erfolgreiche Digitalisierung und nachhaltige Optimierung der Bauwerksprüfung im Brückenbau.

4 Herausforderungen

Die Implementierung neuer digitaler Technologien in der Bauwerksprüfung ist mit einer Reihe von Herausforderungen verbunden, die sowohl technischer als auch organisatorischer Natur sind. Ein zentrales Problem stellt die aktuelle Datenlage dar: Die vorhandenen Bestandsdaten, bspw. in der Datenbank SIB-Bauwerke, sind häufig heterogen, lückenhaft oder nicht ausreichend aktuell. Diese Ausgangssituation erschwert die konsistente und automatisierte Auswertung von Schadensentwicklungen erheblich. Die Integration und Verknüpfung verschiedener neuer und zusätzlicher Datenquellen – von klassischen Prüfberichten über Bild- und Laserscandaten bis hin zu Monitoring- und Sensordaten – ist technisch anspruchsvoll und erfordert standardisierte Schnittstellen sowie eine hohe Datenqualität.

Hinzu kommt, dass die Bauwerksprüfung bislang stark von der individuellen Erfahrung und Einschätzung der Prüfenden geprägt ist. Unterschiedliche Interpretationen, Dokumentationsstandards und Detailtiefen führen dazu, dass vergleichbare Schäden unterschiedlich erfasst und bewertet werden. Diese subjektiven Einflüsse erschweren nicht nur die Nachvollziehbarkeit und

Vergleichbarkeit von Prüfungen über die Zeit, sondern stellen auch eine erhebliche Hürde für die Entwicklung objektiver, KI-gestützter Auswertungsverfahren dar. Die Schaffung einer konsistenten und standardisierten Grundlage für die Erfassung, Bewertung und Dokumentation von Bauwerksschäden ist daher eine der zentralen Herausforderungen und zugleich eine wesentliche Voraussetzung für die erfolgreiche Digitalisierung und Automatisierung der Bauwerksprüfung.

Auch die Akzeptanz neuer Technologien bei den Anwendern ist ein kritischer Erfolgsfaktor. Die Systemmodule müssen so gestaltet sein, dass sie intuitiv bedienbar sind und sich nahtlos in die bestehenden Arbeitsabläufe integrieren lassen. Die Praxistauglichkeit wurde daher gezielt im Rahmen des Referenzprojekts überprüft, um frühzeitig Rückmeldungen aus der Anwendung zu erhalten und die Lösungen entsprechend weiterzuentwickeln. Die ergonomische Gestaltung der Anwendung und der erforderlichen Geräte spielt dabei ebenso eine Rolle wie die Berücksichtigung von Sicherheitsvorschriften und Datenschutzrichtlinien.

Insgesamt zeigt sich, dass die erfolgreiche Einführung eines modularen Systems für die Bauwerksprüfung nicht allein von technologischen Innovationen abhängt, sondern maßgeblich von der Qualität und Struktur der zugrunde liegenden Daten, der Standardisierung der Prozesse und der Akzeptanz bei den Anwendern beeinflusst wird. Die Überwindung dieser Herausforderungen ist entscheidend, um das volle Potenzial von KI, AR und digitalen Zwillingen in der Bauwerksprüfung zu entfalten und eine nachhaltige Optimierung der Instandhaltungsstrategien zu ermöglichen.

5 Modulares Konzept

Das im Projekt BRIX entwickelte modulare Konzept überführt die Komplexität der Bauwerksprüfung in eine flexible, zukunftssichere und anwenderfreundliche Systemarchitektur. Ein modulares System bedeutet hier, dass klar abgegrenzte Systemmodule entwickelt werden, die unterschiedliche technologische Funktionen abdecken und sich zu einem Gesamtsystem kombinieren lassen. Diese Architektur erlaubt es, das System an projektspezifische Anforderungen anzupassen, einzelne Komponenten bedarfsweise auszutauschen oder zu erweitern und neue Datenquellen, Analyseverfahren oder Visualisierungsmethoden ohne Störung bestehender Abläufe zu integrieren. Die Module kommunizieren über standardisierte Schnittstellen; alle in der Inspektion erzeugten Daten können konsistent im 3D-Modell abgelegt werden und stehen für Analysen, Berichte und die Planung von Instandhaltungsmaßnahmen zur Verfügung (vgl. Systemübersicht in Bild 3).

Die **BridgeInspector-App** ist die zentrale Anwendung für die normgerechte Erfassung, Verwaltung und Bewertung von Schadensdaten gemäß DIN 1076 [3]. Sie unterstützt die Bauwerksprüfung vor Ort und im Büro mit klar strukturierten Workflows, validierten Eingangs-

befeldern und automatisierten Vorschlägen zur Schadensklassifizierung. Kernfunktion ist die präzise Verortung neuer und bestehender Schäden direkt im 3D-Modell des Bauwerks. Mit AR-fähigen mobilen Endgeräten werden Inspektionsbilder am Bauwerk aufgenommen, unmittelbar lokalisiert und mit Metadaten wie Perspektive, Entfernung und Blickrichtung hinterlegt, sodass die Fotodokumentation konsistent und vergleichbar bleibt. Über die App werden die weiteren Systemmodule SAM, LiLoc, Prognose orchestriert; die Ergebnisse fließen rückführbar in das Datenmodell und die Berichterstellung ein.

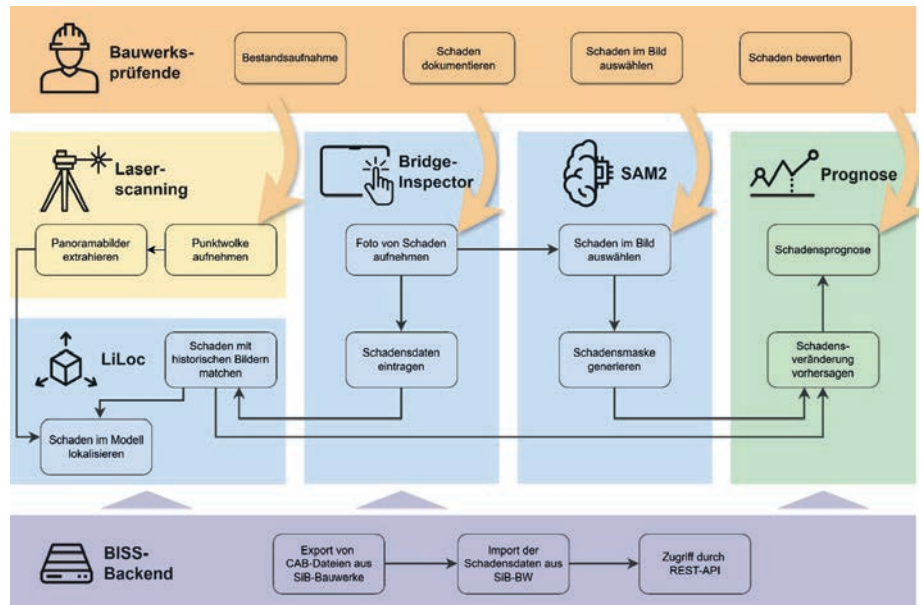


Bild 3: Modulares Systemkonzept der BAST-Forschungsvorhaben

Grafik: RUB

Das **Segmentationsmodell SAM** liefert präzise Schadensmasken als Grundlage für die objektive Abgrenzung und nachgelagerte Analyse von Schadensbereichen, z. B. Abplatzungen, Korrosion, Risse. Die Interaktion erfolgt über eine dedizierte Interaktionsumgebung, in der Prüfende Vorder- und Hintergrund markieren, um die Segmentierung gezielt zu steuern und die Ergebnisqualität zu sichern. Technisch arbeitet SAM auf einem lokalen Webserver; sensible Informationen verlassen damit nicht das Endgerät bzw. die geschützte Infrastruktur. Das Modul ist auf präzise, reproduzierbare Masken ausgelegt und erhöht die Vergleichbarkeit über Prüfzyklen hinweg. Die

von SAM erzeugten Masken werden zeitpunktbezogen im 3D-Modell gespeichert und stehen für Vergleich, Bewertung und Prognose zur Verfügung.

Das Modul **LiLoc** (*LiDAR localization*) nutzt KI-gestützte Bildmatchingverfahren, um Inspektionsbilder mit Panoramabildern aus Laserscans abzugleichen (Bild 4). Diese KI-Netze ermöglichen präzise und effiziente Lokalisierungen in 3D-Modellen, indem Punktwolken aus Laserscans mit dem BIM-Modell abgeglichen werden. Diese Punktwolke bildet die reale Geometrie des Bauwerks mit hoher Genauigkeit ab und dient als Referenz für die Schadensverortung und weitere Inspektionsdaten. Die automatische Verortung durch LiLoc ermöglicht es, Inspektionsbilder mit hoher Genauigkeit im 3D-Modell zu integrieren, wobei charakteristische Strukturen im Sichtbeton als visuelle Referenzpunkte für eine präzise Zuordnung dienen.



Bild 4: KI-basiertes Bildmatching anhand von Laserscans

Foto: RUB

Die Feature-Extraktion erfolgt mit modernen Algorithmen wie XFeat [7], während das eigentliche Matching durch LightGlue [8] realisiert wird. Das System ist so optimiert, dass die Berechnung in Echtzeit auf handelsüblichen Tablets erfolgen kann – ein entscheidender Vorteil für die Praxis. Die Prüfenden müssen keine komplexen technischen Einstellungen vornehmen, sondern können sich auf die fachliche Bewertung konzentrieren.

Das Modul LiLoc bietet darüber hinaus die Möglichkeit, aktuelle

und historische Schadensbilder zu vergleichen (Bild 5). Durch die Überlagerung der von SAM bereitgestellten Segmentationsmasken verschiedener Zeitpunkte werden Veränderungen in Form, Ausdehnung und Intensität eines Schadens sichtbar, was die Prüfenden bei der Bewertung der Schadensentwicklung unterstützt.

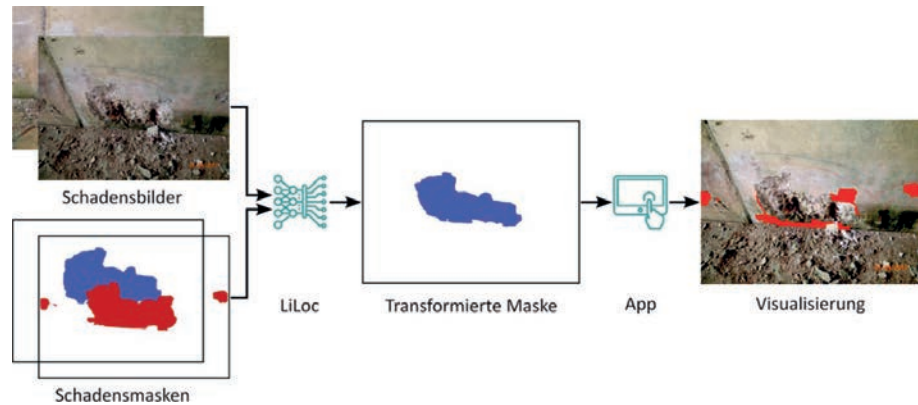


Bild 5: Konzept der Visualisierung der Schadensentwicklung

Grafik: RUB

Das Prognosemodul analysiert historische und aktuelle Schadenszustände, überlagert diese und prognostiziert mögliche Entwicklungen. Die Herausforderung dabei ist, eine konsistente und hochwertige Datengrundlage zu nutzen, um präzise und belastbare Vorhersagen zu treffen.

Insgesamt bietet das modulare Konzept von BRIX eine durchgängig digitale, objektive und prädiktive Bauwerksprüfung. Die Kombination aus 3D-Modell, Punktwolke, automatisierter Verortung und einer anwenderfreundlichen App schafft die Grundlage für eine nachhaltige und effiziente Instandhaltung von Brückenbauwerken.

6 Evaluation

Im Mittelpunkt der Evaluation stand die praktische Erprobung und Bewertung der entwickelten Systemmodule unter realen Bedingungen an einem Referenz-

projekt (Bild 6). Ziel war es, die Einsatzfähigkeit, Praxistauglichkeit und den Mehrwert der Systemmodule für das Erhaltungsmanagement und die Bauwerksprüfung umfassend zu überprüfen. Das ausgewählte Referenzprojekt war ein Brückenbauwerk in der Nähe von Karlsruhe, das zeitnah saniert werden sollte. Im ersten Schritt wurde das Bauwerk mittels Laserscantechnologie detailliert erfasst. Dabei entstanden hochauflösende Punktwolken und Panoramabilder, die als Grundlage für die digitale Verarbeitung und die Verortung von Schäden im 3D-Modell dienten. Die Schäden wurden vor Ort aufgenommen, verortet und anschließend mit der bestehenden Schadenshistorie abgeglichen. Besonders hervorzuheben ist, dass der Scan nicht nur dem Forschungsprojekt diene, sondern unmittelbar für das Erhaltungsmanagement genutzt wurde, um die Planung der Sanierung der Innenschale zu unterstützen.



Bild 6: Evaluierung unter realen Bedingungen bei einer Brückenbegehung

Foto: RUB



Bild 7: Schadensdokumentation mittels BridgeInspector-App

Foto: RUB

Die BridgeInspector-App kam bei der Erfassung neuer Schäden, deren Dokumentation und Bewertung zum Einsatz (Bild 7). Sie ermöglichte eine direkte Vor-Ort-Inspektion und überzeugte durch ihre intuitive Bedienbarkeit sowie die klar strukturierten Workflows. Die Prüfenden konnten sich auf die fachliche Bewertung konzentrieren, während technische Details durch die App automatisch gehandhabt wurden. Die Bedienoberfläche der App unterstützte die Prüfenden dabei, Inspektionsbilder direkt am Bauwerk aufzunehmen, digital zu lokalisieren und relevante Metadaten zu hinterlegen. Dies gewährleistete eine konsistente und vergleichbare Fotodokumentation.

Das LiLoc-Modul zeigte im Praxiseinsatz seine Stärken bei der automatisierten Verortung von Schadensbildern. Die KI-gestützten Matchingverfahren XFeat und Light-Glue erwiesen sich als robust gegenüber unterschiedlichen Prüfzyklen und variierenden Lichtverhältnissen. Diese Funktionen sind besonders wertvoll für die langfristige Dokumentation und Nachverfolgung von Schadensentwicklungen, ihre Analyse und die Ableitung von Instandhaltungsstrategien.

Das Segmentationsmodell SAM unterstützte die teilautomatisierte Generierung von Schadensmasken, was die präzise Abgrenzung und Klassifizierung von Schadensbereichen förderte. Besonders bei der Bewertung komplexer Schadensbilder wie Risse und Abplatzungen zeigte sich die Leistungsfähigkeit des Systems. Die Integration der Masken eröffnete den Prüfenden neue Möglichkeiten zur visuellen Darstellung und forensischen Analyse der Schäden vor Ort. Die zeitpunktbezogene Speicherung der Masken ermöglichte zudem den Vergleich von Schadensentwicklungen über mehrere Prüfzyklen hinweg.

Die Fachleute vor Ort waren aktiv in den Evaluationsprozess eingebunden und gaben direkt vor Ort Feedback zur Bedienbarkeit, zur Aussagekraft der Visualisie-

rungen und zur Integration der Systemmodule in ihre Arbeitsabläufe. Die Gesamtbewertung der Systemmodule unter realen Bedingungen zeigte eine deutliche Optimierung der Prüfprozesse hinsichtlich Zeitaufwand und Datenqualität. Die Module erzielten eine hohe Benutzerakzeptanz bei Bauwerksprüfenden, was sowohl auf die intuitive Bedienung als auch auf die robuste Funktionalität unter unterschiedlichen Bedingungen zurückzuführen ist.

Die Evaluation verdeutlichte zudem die Bedeutung eines digitalen Zwillings als visuellen Referenzrahmen. Dieser optimiert nicht nur die Dokumentation und Analyse von Schäden, sondern bietet auch die Grundlage für

belastbare Prognosen und ein prädiktives Erhaltungsmanagement. Die Ergebnisse der Evaluation dienen als solide Basis für zukünftige Weiterentwicklungen des Systems und unterstreichen die Möglichkeiten der digitalen Transformation der Bauwerksprüfung.

7 Handlungsempfehlungen

Die im Projekt BRIX gewonnenen Erkenntnisse aus der Entwicklung und praktischen Erprobung der Systemmodule führen zu einer Reihe von Handlungsempfehlungen, die sowohl die zukünftige Entwicklung als auch die praktische Anwendung digitaler Technologien in der Bauwerksprüfung maßgeblich beeinflussen können. Im Mittelpunkt steht dabei die nachhaltige Verbesserung der Prüfprozesse, die Qualität der Datengrundlage und die Akzeptanz neuer Technologien bei den Anwendern.

Die Qualität und Vergleichbarkeit der Schadensdokumentation ist entscheidend für die Objektivität und Nachvollziehbarkeit der Bauwerksprüfung. Es wird empfohlen, bestehende Prüfanweisungen gezielt zu erweitern – insbesondere hinsichtlich der Fotodokumentation. Klare Vorgaben zu Perspektive, Entfernung, Blickwinkel und Bildqualität sind notwendig, um sicherzustellen, dass Schäden konsistent und nachvollziehbar dokumentiert werden. Die Praxis zeigt, dass die Wiederverwendung vorhandener Bilder früherer Prüfungen zu Fehleinschätzungen führen kann. Daher sollte bei jeder Prüfung eine aktuelle, den tatsächlichen Zustand widerspiegelnde Fotodokumentation erstellt werden. Die Einführung von Richtlinien ist ein entscheidender Schritt, um die Qualität und Vergleichbarkeit der Daten zu sichern.

Kontinuierliche Schulungen und die Sensibilisierung der Prüfenden sind ein wesentlicher Erfolgsfaktor. Nur wenn die Anwender ein tiefes Verständnis für die Bedeutung einer einheitlichen und qualitätsgesicherten Dokumen-

tation entwickeln, kann langfristig ein Datensatz entstehen, der als Grundlage für objektive Bewertungen und Prognosen dient. Es empfiehlt sich, regelmäßige Trainings und Workshops zu den eingesetzten Systemmodulen und zur digitalen Dokumentation durchzuführen. So wird die Akzeptanz neuer Technologien gestärkt und die Qualität der Prüfprozesse nachhaltig verbessert.

Im Bereich der Datenverarbeitung und -nutzung ist es essenziell, den Umgang mit den anfallenden Datenmen-gen klar zu regeln. Es muss definiert werden, welche Daten gespeichert, wie lange sie vorgehalten und wie sie für die Prognose und das Erhaltungsmanagement genutzt werden können und sollen. Nur durch eine strukturierte und qualitätsgesicherte Datengrundlage ist es möglich, in Zukunft belastbare Prognosen zur Schadensentwicklung zu erstellen. Aktuell werden Prognosen häufig noch mit synthetischen oder unvollständigen Daten durchgeführt – ein Zustand, der durch gezielte Maßnahmen zur Qualitätssicherung und Anwendersensibilisierung verbessert werden muss.

8 Fazit

Die Zukunft der Bauwerksprüfung erfordert konsequente Digitalisierung, standardisierte Prozesse und kontinuierliche Weiterbildung der Anwendenden. Nur so lässt sich das Potenzial moderner Technologien vollständig nutzen und eine objektive, effiziente sowie nachhaltige Erhaltung sicherstellen. Die BRIX-Systemmodule verdeutlichen praxisnah, wie KI-gestützte Schadensanalyse, automatisierte Verortung und intuitive Visualisierung im digitalen Zwilling die Brückenprüfung transformieren können. Entscheidend für den Erfolg sind die Ausrichtung auf die Bedürfnisse der Praxis, die Integration in bestehende Systeme und die enge Zusammenarbeit aller Beteiligten.

Dank

Diesem Beitrag liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr (BMV), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt), unter der FE-Nr. 69.0008/2020 abgeschlossenen und unter der FE-Nr. 69.0017/2023 laufenden Forschungs-

projekte zugrunde. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autorinnen und Autoren. Wir bedanken uns bei den Mitgliedern des Betreuerkreises für ihre hilfreichen Hinweise und Rückmeldungen.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV, Hrsg.): Digitale Technologien, Zwischenbericht des Themenfeldes 4 im BMDV-Experten Netzwerk für den Zeitraum 2020–2022. Berlin, 2024.
- [2] Homepage der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt): https://www.bast.de/DE/Themen/Infrastruktur/HF_2/Massnahmen/mixed-reality-systeme.html. 2025. (Zugriff am 8.12.2025).
- [3] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung.
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011, Download: https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Entwurf/Nachrechnungsrichtlinie-Ausgabe-5_2011.html
- [5] Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt, Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten. Ausgabe 05/2024, Download: <https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Entwurf/RiZ-ING-Gesamt.html>
- [6] Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Stand 02/2025, Download: <https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Baudurchfuehrung/ZTV-ING.html>
- [7] Potje, G.; Cadar, F.; Araujo, A.; Martins, R.; Nascimento, E. R.: XFeat: Accelerated Features for Lightweight Image Matching. In: Proc. of the 2024 IEEE/CVF Conf. on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR) IEEE/CVF, Seattle, 2024, S. 2682–2691. <https://doi.org/10.1109/CVPR52733.2024.00259>
- [8] Lindenberger, P.; Sarlin, P.-E.; Pollefeys, M.: Light-Glue: Local Feature Matching at Light Speed. in: Proc. of 2023 IEEE/CVF Int. Conf. on Computer Vision (ICCV), Paris, 2023, S. 17581–17592. <https://doi.org/10.1109/ICCV51070.2023.01616>



SETZPFANDT

Beratende Ingenieure

Ingenieurbauwerke
Tragwerke
Verkehrsanlagen
Freianlagen

Entwurf
Beratung
Bauüberwachung
Pfahl- und Ankerprüfungen
Brückenprüfungen
www.setzpfandt.de



Radwegbrücke über die Saale
westlich von Kaulsdorf

Entwurfs- und Ausführungsplanung
Bauüberwachung
Bauoberleitung

Alexandre Sarrasin (1895–1976) – Stahlbetonbrücken in den Schweizer Alpen

Dr. Philippe Mivelaz

Kurzfassung

Alexandre Sarrasin, der 1918 sein Studium an der ETH Zürich abschloss, entwarf zahlreiche gewagte Bauwerke, insbesondere in seiner Heimatregion, dem Kanton Wallis. Eines seiner bekanntesten – die Bogenbrücke über die Trientschlucht – wurde nach einem Wettbewerbsentwurf gebaut, an dem auch der namhafte Ingenieur Robert Maillart teilgenommen hatte. Das auch Sarrasin-Brücke genannte Bauwerk wurde 1933/34 erbaut, drei Jahre nach Maillarts Salginatobelbrücke. Im Beitrag wird dieses Bauwerk, aber auch etliche weitere vorgestellt, die einen Eindruck von Sarrasins vielfältigem Schaffen vermitteln.

1 Einführung

Vorab: Dieser Beitrag ist eine kurze Zusammenfassung der Dissertation des Autors [1].

Die 1933 und 1934 erbaute Bogenbrücke über die Trientschlucht, auch Gueuroz-Brücke genannt, wird in dem 1949 vom Museum of Modern Art in New York veröffentlichten Buch „*The Architecture of Bridges*“ [2] erwähnt (Bild 1). Neben Beispielen aus aller Welt wird die Brücke von Alexandre Sarrasin im Geiste der Arbeiten von Robert Maillart beschrieben. Maillart nahm auch am Wettbewerb für die Gueuroz-Brücke teil und schlug eine Brücke mit einem einzigen Bogen vor [3].

Die Gueuroz-Brücke wurde drei Jahre nach Maillarts Salginatobelbrücke gebaut. Der Erbauer des Gerüsts war in beiden Fällen der Zimmermann Richard Coray aus dem Kanton Graubünden, der zu dieser Zeit zahlreiche Brücken-



Bild 1: Ansicht der Gueuroz-Brücke 1934

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 2: Gerüst für die Gueuroz-Brücke, errichtet von dem Gerüstbauer Richard Coray

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

gerüste in der Schweiz baute [4]. Die Brücke wurde 190 m über dem Wildbach gebaut. Das Gerüst hängt an den schwindelerregenden Wänden der Schluchten (Bild 2). Mit einem zentralen Bogen von knapp 99 m Spannweite misst das Bauwerk insgesamt 168 m. Die massiven Geländer dienen zur Versteifung des Doppelbogens.

Sarrasin hatte schon 1930 über dem Vispertal in Stalden eine solche Brücke mit zwei parallelen und mit Streben verbundenen Bögen gebaut (Bild 3). Die Meryen-Brücke erinnert noch immer an eine Steinbrücke, während die Gueuroz-Brücke sich davon löst und einen ganz eigenen Ausdruck für Stahlbeton findet.

Der Bau der Gueuroz-Brücke zeichnet sich auch durch die Verwendung von Rüttelbeton (*béton vibré*) aus. Für die Herstellung kamen zehn Vibratoren der Firma Compagnie parisienne d'outillage à air comprimé zum Einsatz.

2 Biografie

Bevor wir uns näher mit Sarrasins Werk befassen, werfen wir einen kurzen Blick auf seine Biografie. Alexandre Sarrasin (Bild 4) wurde 1895 in Saint-Maurice im Wallis geboren, einem Kanton in den Alpen in der Süd-West-Schweiz. Seine Familie besaß eine kleine Riemenmanufaktur.

Als begabter Schüler wurde er vom Rektor seiner Schule an das Polytechnicum, die heutige Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ), empfohlen. Zu dieser Zeit kamen nur wenige Studenten aus diesem abgelegenen Kanton. Das Polytechnicum wurde 1855 gegründet. Das Studienangebot beschränkte sich ausschließlich auf technische Fächer. Es sollten Ingenieure ausgebildet werden, die mit ihrem Wissen zukünftige moderne Infrastrukturen entwickeln konnten. Die ETH Zürich untersteht seit ihrer Gründung dem Bund, während andere Universitäten aufgrund der Sprachenvielfalt in der Schweiz den Kantonen unterstehen. Die Studierenden kamen vor allem aus den Industriekantonen des Schweizer Mittellandes und aus dem Ausland.

Im Wallis (französisch *Valais*) entspringt die Rhone am Ende des gleichnamigen Gletschers. Es ist geografisch durch das von hohen Gebirgszügen eingefasste Rhonetal geprägt, welches im Nordwesten des Kantons in den Genfer See mündet. Das Wallis erlebte zu Beginn des 20. Jahrhunderts mit der Eröffnung des Simplon-Eisenbahntunnels



Bild 3: Meryen-Brücke über dem Vispertal in Stalden 1928–1930

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

nach Italien im Jahr 1907 und dem Ausbau der Wasserkraft eine bedeutende Entwicklung. Chemische Industriebetriebe und Aluminiumwerke ließen sich nieder, die Simplon-Eisenbahnlinie wurde elektrifiziert.

Sarrasin studierte zwischen 1913 und 1918, zuerst ein Jahr in der Abteilung III für Maschinenbauingenieure, dann in der Abteilung II für Bauingenieure. Zu seinen Lehrern gehörten Gabriel Narutowicz (1865–1922), Professor für Wasserbau, und Arthur Rohn (1878–1956), von 1908 bis 1923 Professor für Baustatik und Brückenbau. Nach seinem Studium trat Sarrasin im Jahre 1918 in das Büro von Max Hoeter in Lausanne ein. Max Hoeter hatte sein Büro 1913 gegründet und kaufte die Patente von Samuel de Mollins, einem sehr aktiven Hennebique-Händler. Das Planungsbüro war bekannt für Stahlbetonkonstruktionen.

Sehr früh übernahm Sarrasin das Büro von Max Hoeter. Zuerst wurden Entwürfe noch von Max Hoeter und Alexandre Sarrasin unterschrieben, aber seit 1921 erschien nur der Name Sarrasins. Seinerzeit plante das Büro hauptsächlich Stahlbetonbauwerke in Lausanne. Nun erhielt man aber immer mehr Mandate im Wallis. Um bei großen Entwürfen des Schweizer Architekten Michel Polak in Belgien mitarbeiten zu können, eröffnete Sarrasin im Jahr 1923 ein zweites Büro in Brüssel. Die beiden Männer hatten bereits in der Schweiz zusammengearbeitet. Nun wurde Sarrasin von Polak aufgrund seiner



Bild 4: Alexandre Sarrasin, um 1960

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

Fachkenntnisse im Bereich Stahlbetonkonstruktionen, aber auch bei Gründungen und Fundamenten eingeladen. Zwischen 1927 und 1940 wohnte Alexandre Sarrasin zusammen mit seiner Familie deshalb auch in Belgien. Die Entwürfe wurden allerdings sowohl in Lausanne als auch in Brüssel entwickelt.

3 Sarrasins Werk

In diesem Abschnitt sollen nun die Sarrasin-Brücken im Wallis etwas näher vorgestellt werden. Auf einer Reise durch den Kanton gibt es zahlreiche Gelegenheiten, Sarrasins Brücken als markante Elemente der Alpenlandschaft zu bewundern.

Die bereits erwähnte Gueuroz-Brücke verschaffte Sarrasin in der Schweiz und darüber hinaus eine gewisse Bekanntheit. Zur Zeit ihres Baus veröffentlichte er in der französischen Ausgabe der Zeitschrift des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins [5], dem *Bulletin technique de la Suisse romande*, den mehrteiligen Beitrag „*Ponts récents en béton armé*“ über sechs Brücken, darunter die *Pont sur la Pique* in Frankreich (Naou-Hounts, 1931) und die *Pont sur la Sambre* in Belgien (Tamines-Auvelais, 1932). Neben den Bogenbrücken von Meryen (1930) und Gueuroz (1934) werden zudem zwei Balkenbrücken über die Rhone beschrieben. Die Bransonbrücke (1926, Bilder 5 und 6) und die Dorénazbrücke (1933, Bilder 7 und 8) folgen demselben Modell – einem Trogträger mit variabler Höhe auf zwei Zwischenstützen. Mit einer zentralen Öffnung von 38,40 bzw. 45 m waren sie zum Zeitpunkt ihrer Errichtung die Trägerbrücken mit der größten Spannweite in der Schweiz.

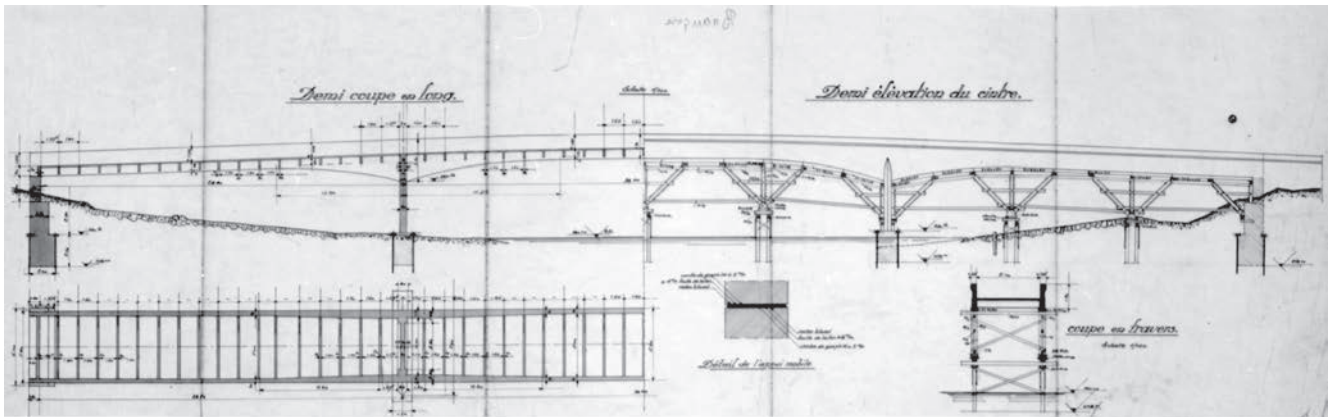


Bild 5: Branson-Brückenprojekt 1924/25

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 6: Die Bransonbrücke in Fully im Jahr 2005, sie wurde 2009 rückgebaut
(Foto Ph. M.)

Die Horizontalität beider Bauwerke stellt einen klaren Kontrast zum bergigen Hintergrund dar. Gleichzeitig fügen sie sich elegant in die Rhone-Ebene ein. Sarrasin hebt hervor, dass eine solche Brücke „ihre Eleganz einzig ihrer Einfachheit verdankt. Die Ruhe ihrer Linien harmonisiert vollkommen mit der Landschaft. Nichts wurde für die Dekoration vorgesehen. Die Brücke ist die ganz einfache Realität einer mathematischen Wahrheit“. [6]

Bei außergewöhnlichen Überschwemmungen der Rhone im September 1947 wurden auch zwei Stahlbrücken in Aproz und Noës [7] im Zentralwallis zerstört. Daraufhin baute Sarrasin einen neuen Typ Trägerbrücke (Bild 9). Die Silhouette erinnert an die Brücken von Branson und Dorénaz, aber es handelt sich in Aproz und Noës um Kastenträger mit vier Hauptträgern. Die Fahrbahn, die auf diesen Kästen ruht, ist von 5,0 m auf 6,50 m verbreitert. Die Hauptspannweite der Brücke in Aproz beträgt 52 m. Sarrasin entwickelte damals eine unter dem Namen „Caron-Stahl“ patentierte Bewehrung, die für eine bessere Haftung zwischen Beton und Bewehrungsstäben sorgte.

Sarrasin hat eine Vielfalt von Bauwerken entworfen, neben Bogenbrücken und Balkenbrücken auch Vierendeelträger und vieles mehr. Auch andere Ingenieurbau-



Bild 7: Bau der Dorénaz-Brücke 1932/33

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 8: Fertiggestellte Dorénaz-Brücke

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

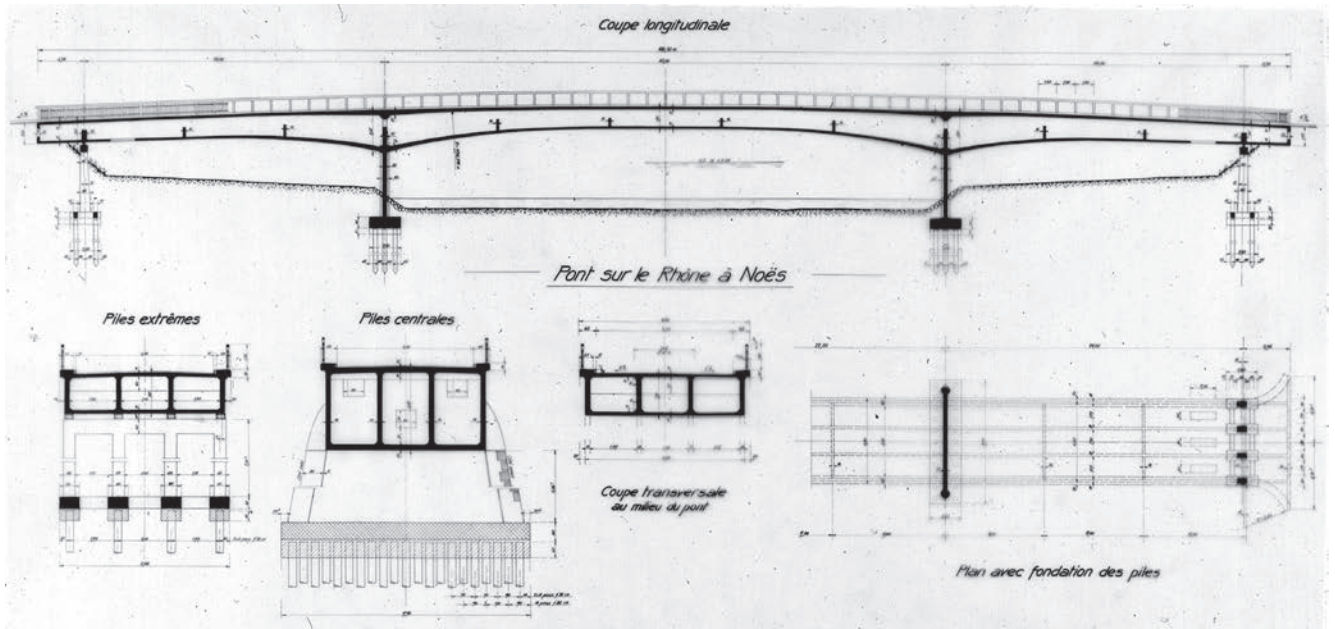


Bild 9: Konstruktionszeichnung der Brücke in Noës 1924/25

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 10: Staumauer um das Ausgleichsbecken von Les Marécottes (Salvan), 1926 – das Wasserkraftwerk Barberine erzeugte Strom für die Elektrifizierung der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB)
(Bild aus Schweizerische Bauzeitung 113 (1939) 19, S. 233)

werke und mehrere Gebäude gehören zu seinem Werk. Stahlbeton wurde bereits zu Sarrasins Zeiten häufig beim Bau von Wasserkraftwerken verwendet. Mit der Staumauer von Les Marécottes (1926) schlug Sarrasin bereits zu Beginn seiner Karriere eine Interpretation amerikanischer Modelle vor. Das Bauwerk besticht durch seine Leichtigkeit, und trotzdem ist die Struktur in der Lage, verschiedenen Belastungen flexibel und sicher standzuhalten. Die Bögen der Stahlbeton-Gewölbereihenmauern rund um das Ausgleichsbecken sind lediglich 12 cm dick (Bild 10).

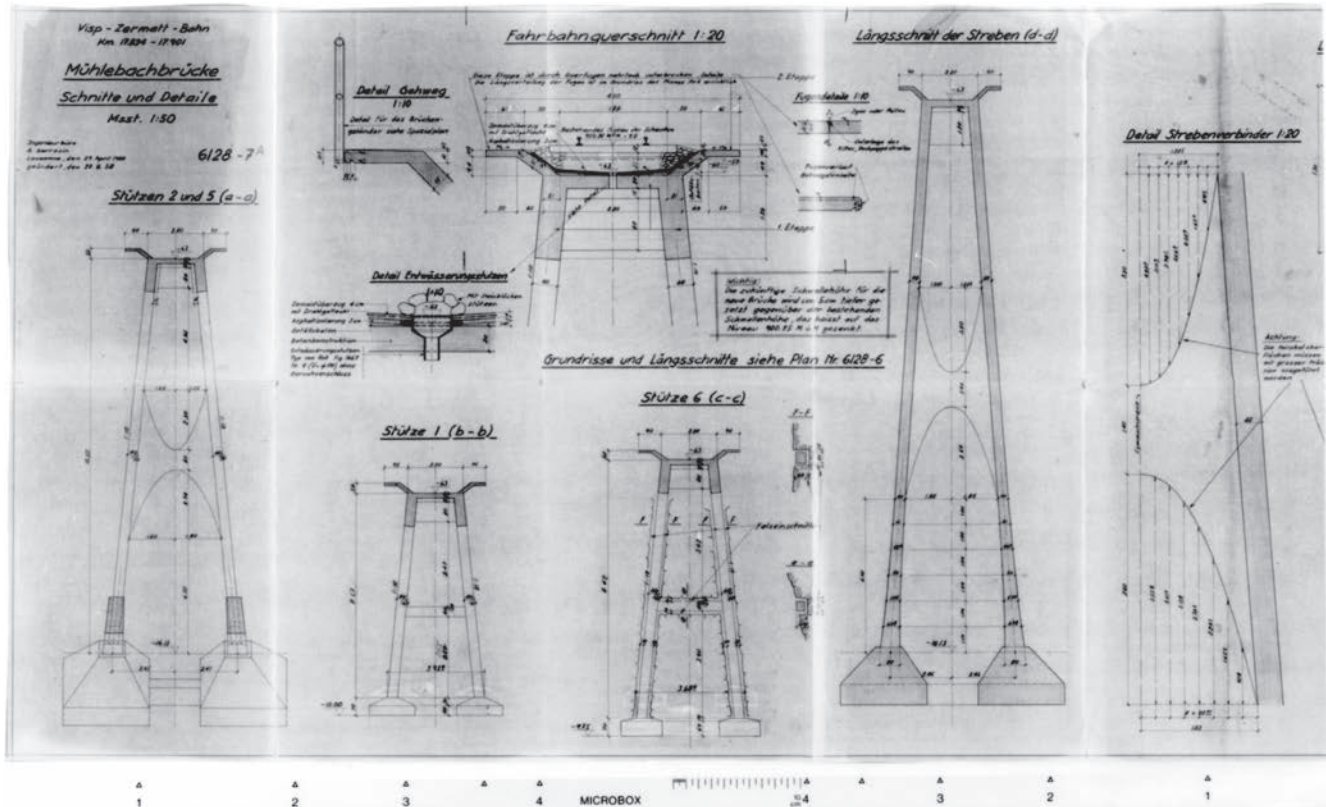


Bild 11: Konstruktionszeichnung der neuen Mühlebach-Bahnbrücke der Linie Visp–Zermatt

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

Eine bemerkenswerte Brücke ist z. B. die 1959 gebaute Bahnbrücke im Zuge der Linie Visp–Zermatt über den Mühlebach in Stalden [8] (Bilder 11 und 12). Sie ersetzt damals eine alte Stahlbrücke. Der Fahrbahnträger dieser Brücke wird von zwei geneigten Doppelstreben sowie zwei vertikalen Doppelpfeilern, die sich auf die Strebenfundamente abstützen, getragen. Die Streben und die Pfeiler sind durch runde, schmetterlingsförmige Membranen miteinander verbunden. Die Form eines Schmetterlingsflügels ist statisch begründet. Sie unterstreicht den Kraftfluss und verleiht der Brücke ein sehr elegantes Design.

Bogenbrücken machen einen bedeutenden Teil von Sarrasins Werk aus. Diese Bogenform steht möglicherweise im Zusammenhang mit den alten Steinbögen, die die Alpenlandschaft prägen. Die Chibrücke in Stalden im Vispertal ist ein eindrucksvolles Beispiel dafür (Bild 13). Sie wurde 1544/45 vom Baumeister Ulrich Ruffiner [9] erbaut, welcher um 1480 im italienischen Piemont geboren wurde und zwischen 1549 und 1556 in Brig-Glis gestorben ist. Im selben Tal baute Sarrasin die Brücken von Meryen, Mühlebach und Killerhof (1958). Das Bild der Ruffiner-Brücke ist im Belastungsprüfbericht der Meryen-Brücke abgebildet.

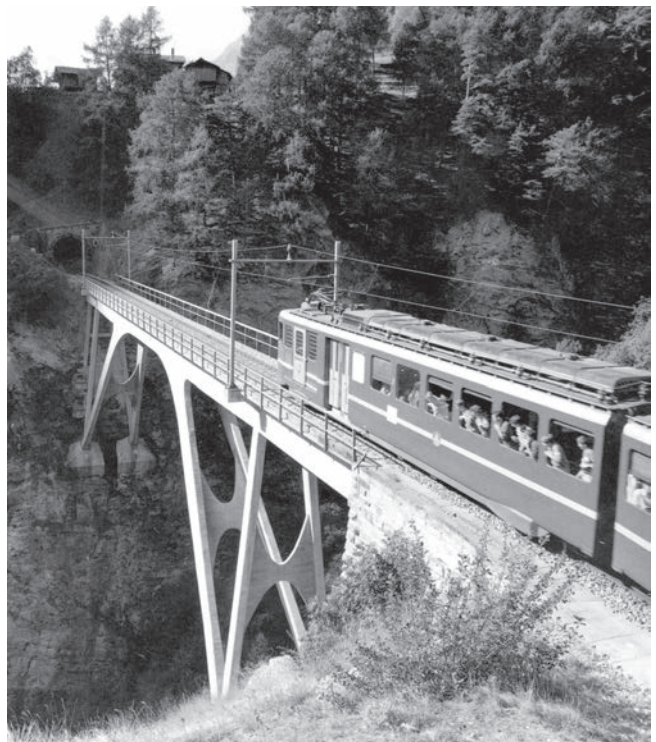


Bild 12: Die 1959 erbaute Mühlebach-Bahnbrücke

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

Auf der anderen Seite des Rhonetals, in Leuk, wurde die Wahl einer Bogenbrücke durch den alten Steinbogen der Hohen Brücke über den Feschelbach (1563) bestimmt, mit der die Sarrasin-Brücke aus dem Jahr 1958 einen distanzierten und respektvollen Dialog eingeht (Bild 14).

Die Form des Bogens kommt besonders bei Bogenbrücken zum Tragen, die mit einer Pilzplatte als Fahrbahnplatte verbunden sind. Diese Bauweise setzte Sarrasin mehrfach ein. Ab der Laxgrabenbrücke auf der Furkastraße (1942) [10] (Bilder 15 und 16) bis zur Pont Bousy (1973) in Evolène, deren Fahrbahn eine Kurve beschreibt (Bilder 17, 18), gibt es diese Art von Brücke in mehreren Ausführungen. Ein weiteres Beispiel zeigt Bild 19.



Bild 13 (oben): Die heute fast 500 Jahre alte historische Chibrücke in Stalden

(Foto Ph. M., 2023)

Bild 14 (Mitte): Die 1958 erbaute Sarrasin-Brücke über den Feschelbach und die Hohe Brücke aus dem Jahr 1563

(Foto Ph. M., 2006)

Bild 15 (unten): Ansicht der Laxgrabenbrücke

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 16: Laxgrabenbrücke in Lax (Furkastraße), 1942; hier Foto der Pilzdecke für eine Publikation
Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 17: Untersicht der Pont Bousy in Evolène, 1973
Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 18: Ansicht der Sarrasin-Brücke in Evolène

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

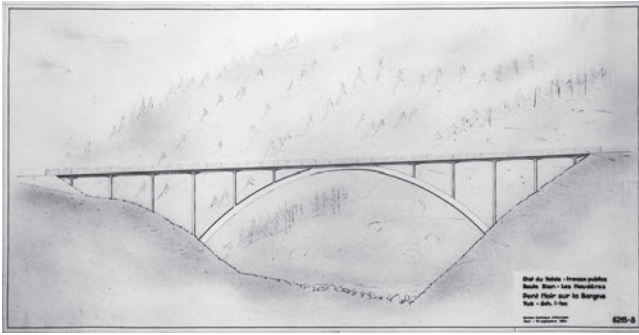


Bild 19: Pont Noir sur la Borgne im Val d'Hérens, 1961–1963
Zeichnung des Büros A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 20: Bahnviadukt der Linie Martigny–Orsières in Sembrancher, 1952/53
Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

Der Bahnviadukt der Bahnlinie Martigny–Orsières (1953) [11] zeigt eine andere Art, ein Bauwerk in die Landschaft zu integrieren (Bilder 20 und 21). Die Form des Brückenbalkens, der das Tal der Dranse überspannt, wurde durch die optimale Streckenführung der Eisenbahn vorgegeben. Der Bahnviadukt überquert die Sankt-Bernhard-Straße und den Flusslauf der Dranse. Er stützt sich auf A-förmige Pfeiler und ein Gewölbe. Das Bauwerk zeichnet eine organische Linie und spielt elegant und leichtfüßig mit den topografischen Gegebenheiten.

Mit der Straßenbrücke von Saint-Maurice (1957) [8] integriert Sarrasin schließlich die neuen Techniken des Spannbetons in ein kraftvolles Werk (Bilder 22 und 23). Mit einer Länge von 177 m ruht die Brücke auf ihren Uferauflagern und wird von zwei 30,5 m langen Seitenfeldern flankiert, die als Gegengewicht dienen. Wegen der großen Spannfelder wurde das Leoba-Verfahren der Ingenieure Fritz Leonhardt und Willy Baur genutzt. Dank dieser Vorspannkabel erreicht das Mittelfeld eine Spannweite von 116 m.

4 Schluss

Als Bindeglied zwischen Robert Maillart (1872–1940) und Christian Menn (1927–2018) zeichnet sich Sarrasins Werk durch seinen Pragmatismus, sein Streben nach einfachen Formen und der gelungenen Integration in die Landschaft aus. Alexandre Sarrasin starb am 24. Juli 1976 in Le Mont-sur-Lausanne im Kanton Waadt.

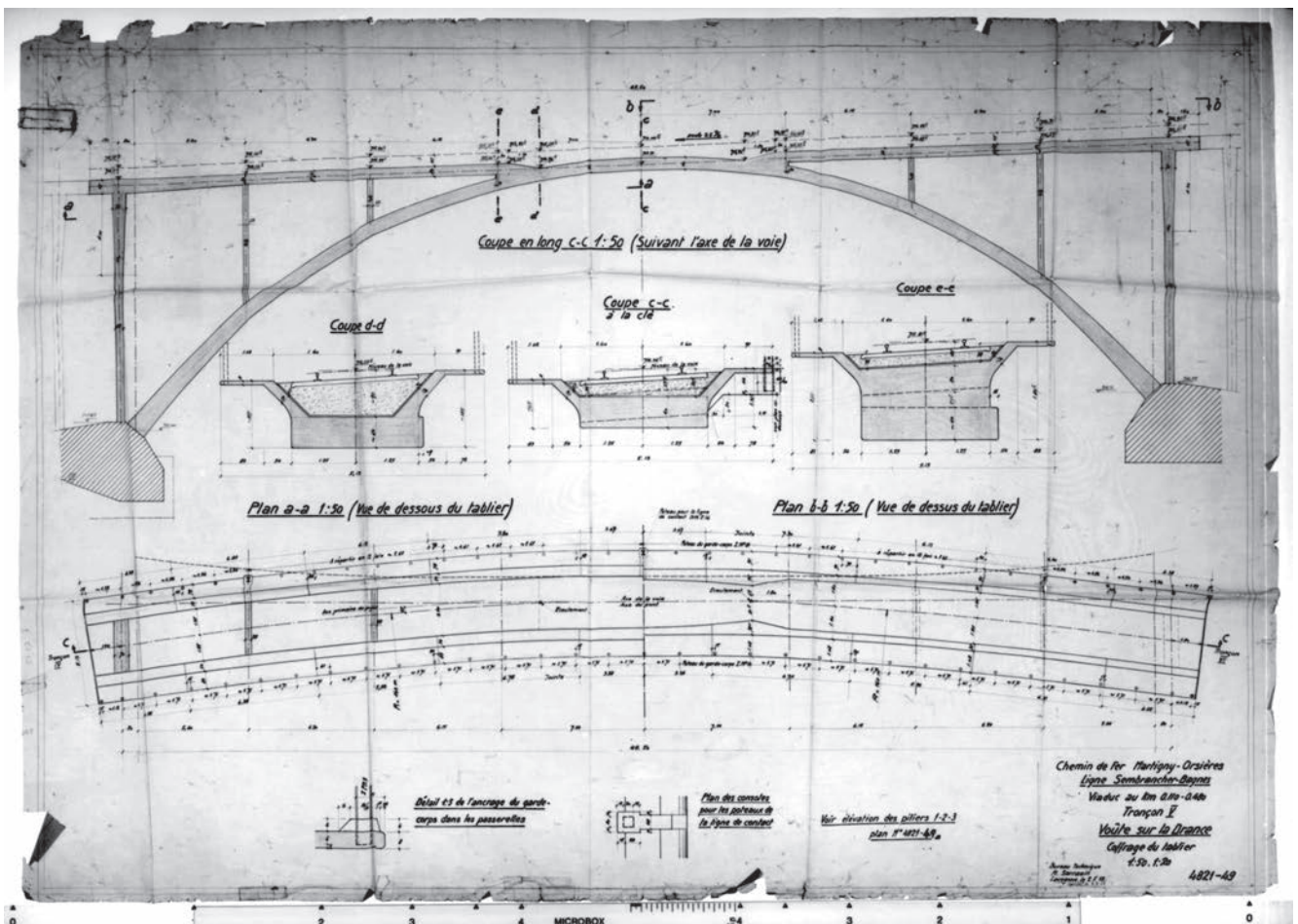


Bild 21: Konstruktionszeichnung der Bogenbrücke über die Dranse im Zuge des Bahnviadukts der Linie Martigny–Orsières
Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

Literatur

- [1] Mivelaz, Ph.: Alexandre Sarrasin (1895-1976) et l'esthétique de l'ingénieur. Diss., thèse N° 3865, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 2007.
- [2] Mock, E. B.: The Architecture of Bridges. New York: The Museum of Modern Art, 1949.
- [3] Bill, M.: Robert Maillart. Erlenbach-Zürich: Verlag für Architektur AG, 1949.
- [4] Clopath, J. und Mitwirkung von Conzett, J.; Kessler, A.: Richard Coray (1869–1946), Leben und Werk: Lehrgerüste für Brücken und Viadukte. 2. Aufl., Scheidegger & Spiess, 2024.
- [5] Sarrasin, A.: Ponts récents en béton armé. Bulletin technique de la Suisse romande (BTSR) (1933) 25–(1934) 4.
- [6] Sarrasin, A. in einem Bericht vom 14. Januar 1924 an den Bauherrn (Kanton Wallis).
- [7] Sarrasin, A.: Sur quelques constructions de ponts en Valais. BTSR (1950) 5.
- [8] Brühwiler, E.: Alexandre Sarrasin et l'évolution du béton armé au XXe siècle. Tracés (2002) 21, S. 7–10.
- [9] Aerni, K.; Cassina, G.; Kalbermatten, P.; Ronco, E.; Zenhäusern, G.; Nanzer, A.: Ulrich Ruffiner von Prismell und Raron / Ulrich Ruffiner de Prismell et Rarogne. 2. Aufl., Vallesia, Staatsarchiv Wallis, Sion/Sitten, 2009.
- [10] Sarrasin, A.: Sur quelques constructions récentes de ponts en Valais. BTSR (1959) 5, S. 57–64.
- [11] Conzett, J.; Reber, J.-J.; Weidmann, R. sowie Brühwiler, E.; Heimann, H.; Sabato, L.; Rota, A.; van Rooijen, C.; Aerni, G. (Fotografien): Schweizer Bahnbrücken. Scheidegger & Spiess, 2013, hier S. 48–53: Brücke 3. Viaduc de Sembrancher – Tanz der Stützen.



Bild 22: Baustelle der Rhonebrücke der Kantonsstraße in Saint-Maurice aus Stahlbeton mit Vorspannkabeln, 1956/57
Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)



Bild 23: Fertiggestellte Rhonebrücke in Saint-Maurice vor ihrer Inbetriebnahme

Büro A. Sarrasin (Archiv Ph. M.)

BERATEN - PLANEN - ÜBERWACHEN - PRÜFEN - BEGUTACHTEN - BEWERTEN



INGENIEURBAUWERKE



UMWELTPLANUNG



BAUBETREUUNG



BAUSTOFFPRÜFUNG



BAUGRUND



Talsperre Weida



A 4 Königshainer Berge



VERKEHRSANLAGEN



BIM ENTWICKLUNG



BAUWERKSPRÜFUNG



VERMESSUNG

Stabbogenbrücke Wustermark – altes Eisen mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut

Dipl.-Ing. Jörg Titel | VIC Planen und Beraten GmbH, Potsdam

Kurzfassung

Die 76,60 m lange Stabbogenbrücke Wustermark wurde im Jahr 2005 mit 4,50 m Fahrbahnbreite fertiggestellt. Die seinerzeit konzipierte Nutzung im Einbahnverkehr stellte sich durch den rasanten Anstieg des Transportaufkommens zunehmend als begrenzender Faktor für das weitere Wachstum des Güterverkehrszentrums Wustermark heraus. Die Gemeindeverwaltung beauftragte daher im Sommer des Jahres 2020 die Planungsleistungen für den Umbau der Brücke, die im Frühjahr 2025 wieder für den Verkehr freigegeben werden konnte. Dabei waren planungs- und bauausführungsseitig nicht nur das Ein- und Ausschwimmen des Überbaus, sondern auch die Lasterhöhung und die geänderten Anforderungen an das ermüdungssichere Konstruieren herausfordernd, die aus dem zwischenzeitlich erfolgten Wechsel des Vorschriftenwerkes von den DIN-Fachberichten 101 und 103 hin zum Normenwerk der Eurocodes 1991-2 und 1993-2 resultierten.

1 Einleitung

Das Güterverkehrszentrum Berlin West (GVZ) in der Gemeinde Wustermark hat sich in den letzten Jahren zu einem überregional bedeutsamen Standort für die Verteilung von Gütern in der Region entwickelt. Der Standort des GVZ westlich von Berlin ist aufgrund seiner trimodalen Erschließung und der direkten Anbindung an die Autobahn A 10 (Berliner Ring), die Bundesstraße B 5, den Havelkanal sowie die Hochgeschwindigkeitsstrecke Hannover–Berlin sehr gut in das überörtliche Netz integriert und eignet sich daher in besonderer Weise für logistikaffine Nutzungen.

Mit der Zunahme des Güterumschlags ist ein erheblicher Anstieg des LKW-Verkehrs sowohl über den Berliner Ring A 10 als auch über die B 5 verbunden. Das GVZ einschließlich des Hafens Wustermark waren an die B 5 direkt nur über die einspurige Kuhdammbrücke in Richtung Berlin angebunden. Vor diesem Hintergrund plante die Gemeinde, die Fahrbahnbreite der Kuhdammbrücke einschließlich der zugehörigen Rampenbereiche auf 8,00 m zu vergrößern, sodass eine zweistreifige Verkehrsführung möglich wird, um damit eine verbesserte Verkehrsanbindung des GVZ an das überörtliche Verkehrsnetz mit der erforderlichen Leistungsfähigkeit zu schaffen.

2 Bauwerksgestaltung und Varianten

Eine erste Idee aus der Projektsteuerung, den Überbau längs aufzuschneiden und ein 3,50 m breites Mittelstück einzusetzen, um so die Verbreiterung zu realisieren, war lange Zeit in der Diskussion. Die Machbarkeit schien nicht gegeben. Daher wurden im Rahmen einer Vorplanung weitere Lösungsansätze untersucht. Die lichte Weite des Bestandsbauwerkes und damit die Stützweite

von 76,60 m sowie die Konstruktionsunterkante standen dabei nicht zur Diskussion, da sich das Baurecht auf einen vorhandenen Planfeststellungsbeschluss zum Ausbau des Havelkanals im Rahmen der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit gründet. Keine der Varianten sah eine Änderung der vorhandenen Konstruktionsart Stabbogenbrücke vor, da diese Bauweise für ein Einfeldbauwerk dieser Stützweite die technisch als auch wirtschaftlich sinnvollste Lösung darstellt.

Neben der Verbreiterung von Überbau und Unterbau wurden auch ein vollständiger Ersatzneubau sowie die Errichtung eines weiteren, ober- oder unterstrom gelegenen, separaten Ergänzungsbauwerkes mit ebenfalls lediglich 4,50 m Fahrbahnbreite gemäß Bild 1 sowie die Erneuerung des Überbaus auf verbreiterten Unterbauten diskutiert und bewertet. Dabei sollte der bauliche Eingriff so gering wie möglich ausfallen, da das Bestandsbauwerk erst 2005 fertig gestellt worden war und nur geringe Mängel aufwies, sodass Kriterien wie Umweltbelastung und Nachhaltigkeit eine übergeordnete Rolle spielen konnten.

Im Verlauf der Variantenbewertung wurde zunehmend klar, dass die erste Idee einer Verbreiterung des Be-



Bild 1: Ansicht des Brückenquerschnitts des Bestandsbauwerkes

Foto: VIC

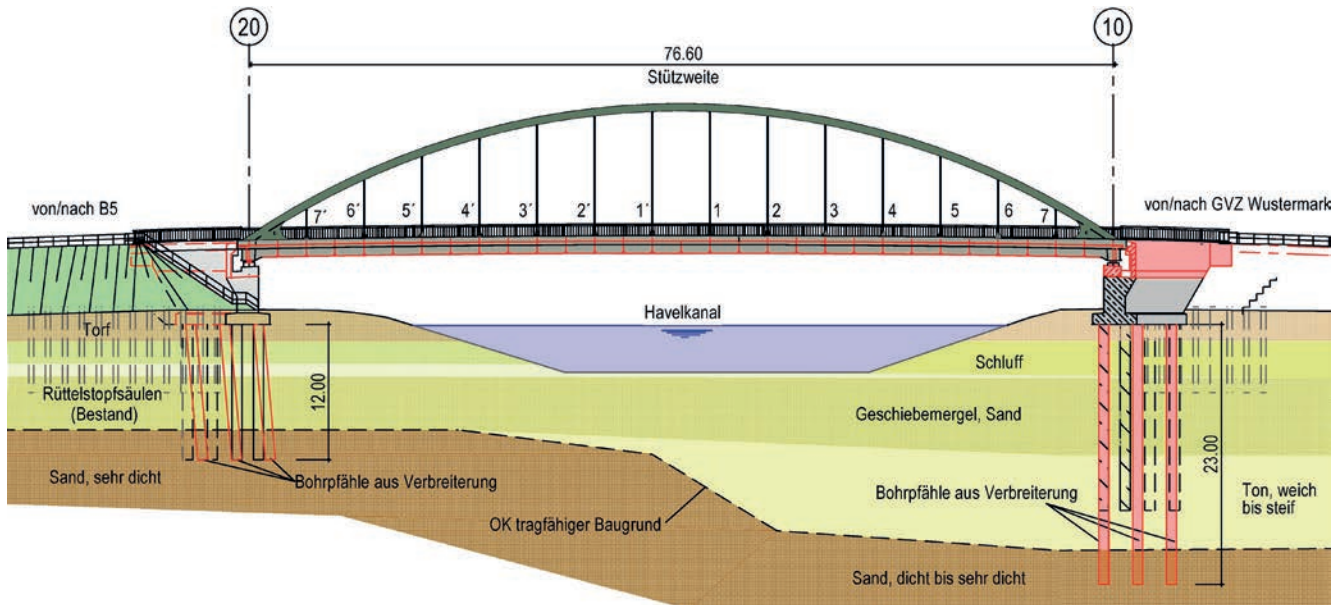


Bild 2: Längsschnitt Bauwerk mit Baugrundmodell und Hängernummern

Grafik: VIC

standsbauwerkes auch die Beste sein könnte. Die Vorteile lagen schließlich auf der Hand:

- kein Baurechtsverfahren erforderlich,
- minimaler Materialeinsatz: 160 t Konstruktionsstahl S355J2+N und 520 m³ Beton C30/37 für die Überbau- bzw. Unterbauverbreiterung,
- kostengünstigste Variante.

Damit überzeugte der Weiterverwendungsansatz sowohl in puncto Wirtschaftlichkeit als auch hinsichtlich Nachhaltigkeit.

3 Entwurfs- und Ausführungsplanung

3.1 Gründung

Da die Verbreiterung eine deutliche Erhöhung der Eigen- und Verkehrslasten mit sich brachte, war eine Verstärkung der bestehenden Tiefgründung durch weitere Bohrpfähle im Bereich der Unterbauverbreiterung unumgänglich. Dabei ergab sich die Besonderheit, dass der für das Bauvorhaben im Jahr 2020 erstellte geotechnische Bericht, bedingt durch lokal stark veränderliche Schichtgrenzen, die Ergebnisse des Altgutachtens vom November 1997 lediglich im Bereich des Widerlagers Achse 20, nicht jedoch für das östlich gelegene Widerlager Achse 10 bestätigen konnte. Die tragfähigen Schichten in Form dicht gelagerter Sande konnten hier erst deutlich tiefer nachgewiesen werden.

Daher musste die Bestandsgründung modifiziert werden (Bild 2). Die insgesamt sechs zusätzlichen Bohrpfähle des Widerlagers Ost (Achse 10) binden rd. 6,5 m tiefer als die Bestandspfähle in den Baugrund ein. Eine Gefährdung der Bestandsgründung war durch die übliche verrohrte Herstellung der neuen Pfähle nicht gegeben, der Spitzendruck der Bestandspfähle wurde als zusätzlicher seitlicher Erddruck auf die neuen Pfähle eingerechnet.

In Achse 20 wurden die Pfahlfußordinaten der Bestandsgründung übernommen. Zusätzlich wurden die neuen Pfähle unter statisch-konstruktiven Gesichtspunkten mit einer Neigung von rd. 10 : 1 nach vorn ausgeführt, damit der Abtrag der Horizontallasten des hier befindlichen Festpunktes des Bauwerkes nicht ausschließlich über die seitliche Pfahlbettung, sondern auch verformungsarm durch entsprechende Pfahllängskräfte erfolgt.

3.2 Unterbau

Die Vergrößerung der Fahrbahnbreite von 4,50 m auf 8,00 m unter Weiterverwendung der Bestandsunterbauten bedingte eine symmetrische Verbreiterung der Widerlager (Bild 3). Die bestehenden Kastenwiderlager wurden bis rd. 1,0 m unter Oberkante Auflagerbank abgebrochen. Dazu wurde mittels Seilsäge ein horizontaler Trennschnitt im Bereich einer im Bestandswiderlager umlaufend vorhandenen Nut ausgeführt. Die neue, stark bewehrte Auflagerbank bildet mit den außen angesetzten neuen Flügelbauteilen eine Art Klammer und sorgt in Verbindung mit den neben dem Bestandswiderlager angreifenden Auflagerkräften dafür, dass die Be-

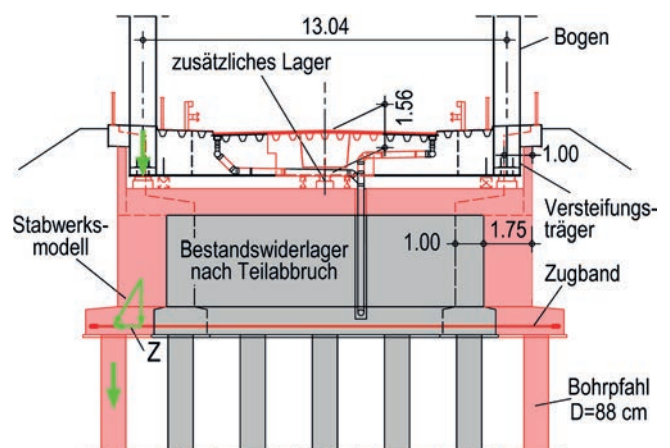


Bild 3: Stabwerkmodell der Lasteintragung in die neuen Bohrpfähle
Grafik: VIC



Bild 4: Herstellung der Kernbohrungen (links) und Bestandsunterbauten mit Anschlussbewehrung und GEWI-Stäben (rechts)

Fotos: VIC

standsbohrpfähle und die zusätzlich hergestellte Nachgründung für die Lasten aus dem verbreiterten Überbau ein annähernd gleiches Setzungsverhalten aufweisen.

Dabei führten sowohl die geometrischen Randbedingungen aus der Herstellung der Ort betonbohrpfähle als auch das statische Erfordernis entsprechender Pfahlabstände in Bauwerksquerrichtung zu einer ausmittigen Lage der zusätzlichen Bohrpfähle, bezogen auf die neue, nach außen verschobene Lage des Lasteintrags im Bereich der Bogenfußpunkte in die Unterbauten, vgl. Bild 3. Die sich im Stabwerkmodell für die Nachgründung ergebende Horizontalkomponente wurde über den neuen Bohrpfählen konzentriert mittels eines Zugbandes aus horizontal eingebauten GEWI-Stäben (Betonstabstahl B500B, maximaler Durchmesser $D = 50 \text{ mm}$) in den außenliegenden Bereichen der Unterbauverbreiterung verankert. Dazu waren bis zu 12 m lange Kernbohrungen mit Nenndurchmesser 120 durch die Pfahlkopfbalken der Bestandswiderlager und -flügel herzustellen. Durch entsprechende Maßnahmen der ausführenden Fachfirma konnte die Lageabweichung der Bohrungen in beeindruckender Weise auf max. 1 % begrenzt werden. Bild 4 vermittelt einen Eindruck von den Arbeiten.

Nach dem Herrichten der Pfahlköpfe und dem Einbau der GEWI-Stäbe in die Horizontalbohrungen wurden die neuen Pfahlkopfplatten mit einer Dicke von 1,00 m auf dem entsprechenden Niveau des Bestandsbauwerkes hergestellt. Die neuen Flügel wurden unter konstruktiven Gesichtspunkten als 1,75 m breite Massivkonstruktion den Bestandsflügeln vorgeblendet. Sämtliche Anschlüsse der neuen Bauteile an das Bestandsbauwerk erfolgten form- und kraftschlüssig. Alle horizontalen Abbruchfugen und die Ansichtsflächen der Pfahlkopfplatten und Flügel sowie die Widerlagerstirnseiten des

Bestandsbauwerkes wurde durch das Freilegen der Gesteinskörnung mit Hochdruckwasserstrahlen als verzahnte Fuge nach DIN EN 1992-1-1 [1], Abschn. 6.2.5 vorbereitet und anschließend umlaufend Betonstabstahl als nachträglicher Bewehrungsanschluss eingeklebt (Bild 4, rechts).

Die Flügel mit Längen von 11,28 m wurden als Sonderkonstruktion realisiert: Der untere Flügelteil wurde analog zum Bestand nach RiZ Flü 2, Bild 1 [2] als unterschrittener Flügel ausgeführt, der obere Flügelteil wurde in Anlehnung an RiZ Flü 2, Bild 2 als Kragflügel hergestellt. Die Wanddicke der Flügel beträgt oben 1,00 m und weitet sich unter einer Neigung von 15 % auf 2,75 m Gesamtdicke einschließlich der 1,00 m breiten Bestandsflügel auf. Die in den Widerlagern befindlichen Wartungsgänge wurden analog zum Bestand mit den lichten Abmessungen von $\geq 0,90 \times 2,00 \text{ m}$ wiederhergestellt. Zur Entlastung der Bestandswiderlager vom Erddruck wurde ab OK Pfahlkopfplatte bis zur Abbruchordinate eine Magerbetonhinterfüllung eingebaut.

Zur Steuerung der Rissbildung aus Dehnungsbehinderung wurden ausschließlich betontechnologische und bewehrungstechnische Maßnahmen ergriffen, die zu einer ansprechenden Oberfläche geführt haben.

3.3 Überbau

3.3.1 Haupttragwerk

Das Tragwerk ist ein stählerner Stabbogen mit orthotroper Fahrbahnplatte (Bild 5, oben). Die beiden Versteifungsträger, bestehend aus je einem doppel-T-förmigen Schweißträger mit einer Konstruktionshöhe von 1,50 m, sind außerhalb der orthotropen Fahrbahnkonstruktion

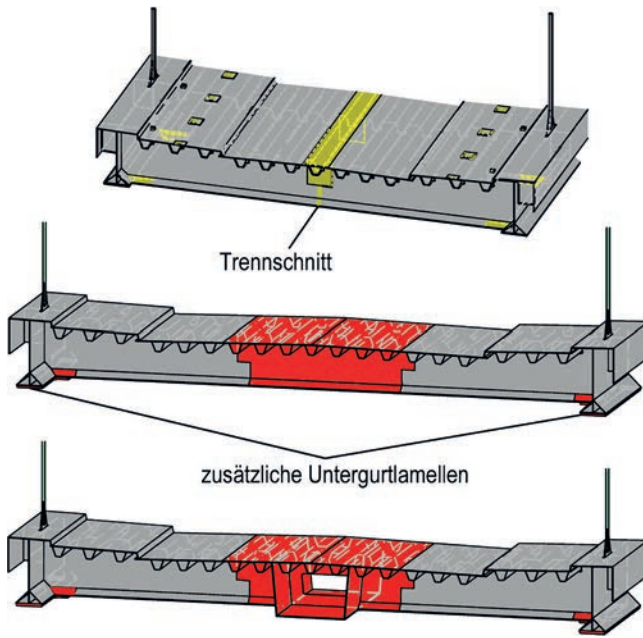


Bild 5: Isometrie der orthotropen Fahrbahnplatte; Bestand (oben) sowie Verbreiterungsteil ohne (Mitte) und mit integriertem Hohlkasten (unten) Grafik: VIC

angeordnet und liegen in einer Ebene mit den darüber befindlichen parabelförmigen Bögen, welche als Kastenträger mit $B \times H = 1,00 \times 0,60$ m ausgebildet sind. Die Querträger des Trägerrostes haben einen Regelabstand von 2,555 m. Im zweifachen Querträgerabstand von je 5,11 m ist der Trägerrost des Fahrbahndecks mittels 14 Hängern je Bogenebene abgehängt.

Die Tragfähigkeit der Bögen und Versteifungsträger konnte für die neue Fahrbahnbreite unter Einrechnung zusätzlicher, auf den Ober- bzw. Untergurt aufzuschweißender Lamellen nachgewiesen werden. Diese 970×20 mm bzw. 630×20 mm messenden Bleche wurden aus Baustahl S355 J2+N gefertigt.

Das Verbreiterungsteil war zunächst als einfache Erweiterung der orthotropen Fahrbahnplatte mit entsprechenden Querträgerabschnitten gemäß Bild 5 (Mitte) vorgesehen. Im Laufe der detaillierten Entwurfsberechnung wurde jedoch deutlich, dass die Hänger aus Rundvollprofilen mit einem Durchmesser $D = 70$ mm und die unteren Hängeranschlüsse die aus der Verbreiterung resultierende Vergrößerung der Schnittgrößen und Verformungen (Verdrehung der Hängeranschlüsse) nicht aufnehmen können. Damit stand das Erfordernis eines Austausches zahlreicher Hänger im Raum, der nicht nur aus statisch-konstruktiven Gründen infolge des dann unvermeidlichen Eingriffs in den Spannungszustand der gesamten Bogenkonstruktion, sondern natürlich auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten unbedingt vermieden werden sollte. Die Lösung brachte schließlich die Integration eines torsionssteifen Hohlkastens gemäß Bild 5 (unten) in den Verbreiterungsteil. Dadurch werden die Rad- bzw. Achslasten des Verkehrslastmodells LM1 und die Ermüdungslasten des Ermüdungslastmodells ELM3 deutlich weiter in Überbaulängsrichtung verteilt und die den Lasten unmittelbar benachbarten Hänger entsprechend entlastet.

Bei der Detailplanung des Hohlkastens waren die Forderungen der RE-ING 2-1, Anhang B [3] sowie des speziell für die Kuhdammbrücke erstellten radartechnischen Gutachtens [4] zu berücksichtigen. Im Radargutachten wurden auf der Grundlage einer Messfahrt im Jahr 2020 die vorhandene Situation vor dem Umbau des Bauwerkes analysiert und die zum Schutz vor Radarbildstörungen erforderlichen Maßnahmen festgelegt. Die Verbreiterung des Bestandsüberbaus erfolgte letztlich durch Ergänzung mit einem mittigen Teilstück aus orthotroper Fahrbahn, ergänzenden Querträgerabschnitten und einem einzelligen, dicht geschweißten Hohlkasten mit um 5° geneigten Stegen, der mittels Querschotten ausgesteift ist. Durch das Quergefälle (Dachformprofil) der Fahrbahn sind die Querträger in ihrer Höhe veränderlich. Die maximale Höhe der Feldquerträger des Verbreiterungsteils beträgt 1,26 m, die der Querträger über den Auflagern 1,56 m.

Das Verbreiterungsstück war beim Einbau hinsichtlich Deckblech, Trapezsteifen und Querträger an den Bestand anzupassen.

3.3.2 Hänger

Die Hänger aus Rundstahl S355J2 waren als schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau zusätzlich hinsichtlich wirbelerregter Querschwingungen und Regen-Wind-induzierter Schwingungen gemäß dem Leitfaden zum Anhang NA.F Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA:2014-10 der Bundesanstalt für Wasserbau [5] nachzuweisen. Der Ermüdungsnachweis für die Lastfallkombination „Verkehr und wirbelerregte Querschwingungen“ konnte unter Einrechnung der zusätzlichen Eigenlast aus den o. g. Verstärkungsmaßnahmen in die Hängerzugkräfte erfolgreich erbracht werden.

Diese Verstärkungsmaßnahmen haben jedoch keinen Einfluss auf den Nachweis Regen-Wind-induzierter Schwingungen, welche bei kreisförmigen Zuggliedern mit Durchmessern > 65 mm und einer Grundfrequenz $< 6,5$ Hz auftreten können. Die Ermittlung der Grundfrequenz erfolgte im Rahmen der Genehmigungsplanung in einer ersten Näherung unter Verwendung des statischen Ersatzverfahrens gemäß [5] unter Einrechnung des dort berücksichtigten Mindestwertes der Dämpfung. Im Ergebnis dieser Berechnungen unterschritt die 1. Eigenfrequenz der langen Hänger 1 bis 3 in Brückenmitte den zulässigen Wert der Eigenfrequenz von 6,5 Hz, während die Eigenfrequenz des Hängers 4 bereits knapp darüber lag, vgl. Tabelle 1. Daher wurden entsprechende Messungen und der Einbau von Schwingungstilgern in der Ausschreibung vorgesehen. In einem zweiten Schritt waren die Hängereigenfrequenzen und die jeweilige Strukturdämpfung am verbreiterten Bauwerk experimentell zu bestimmen.

Gemäß DIN EN 1993-2/NA:2014-10, Anhang NA.F.3.3 (3) [6] dürfen am Bauwerk gemessene logarithmische Dämpfungsdekremente von $\delta_{\text{mess}} > 0,0015$ zu einer linearen Abminderung der Quertriebslast q auf

Tabelle 1: Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte der Hänger 1 bis 4

Hänger	Vorbereitung	1. Messung vor Einbau der Tilger		2. Messung nach Einbau der Tilger	
	1. Eigenfrequenz [Hz]	1. Eigenfrequenz [Hz]	Dämpfung δ_{mess} [-]	1. Eigenfrequenz [Hz]	Dämpfung δ_{mess} [-]
1	5,22	4,31	0,0024	4,78	0,20
2	5,55	4,30	0,0027	4,76	0,18
3	6,21	4,91	0,0026	5,36	0,17
4	7,55	5,00	0,0028	kein Tilger erforderlich	

$q_{\text{red}} = q \cdot 0,0015/\delta_{\text{mess}}$ herangezogen werden. Ausgehend von den in situ gemessenen Dämpfungswerten wurden mit den reduzierten Quertriebslasten q_{red} die Biegemomente der Hänger und die daraus resultierenden Spannungsschwingbreiten neu ermittelt. Der anschließende Ermüdungsnachweis konnte für den Hänger 4 wie erwartet erfolgreich erbracht werden, sodass nur die Hänger 1 bis 3 mit Tilgern auszustatten waren. Nach Montage der Schwingungstilger (Bild 6) erfolgte eine weitere Messung [7], s. Tabelle 1.

3.3.3 Querträgeranschluss

Der Anschluss der Feldquerträger an den Versteifungsträger konnte zunächst nicht nachgewiesen werden. Ursächlich dafür war die 2005 ohne Ausrundungsradius ausgeführte Schweißverbindung als Stumpfstoß, die lediglich eine Ermüdungsfestigkeit gemäß Kerbfall 40 zulässt. Durch den Umbau des Querträgeranschlusses mittels an die zusätzliche Untergurtlamelle angeschweißter, ausgerundeter Flügelbleche entsprechend [8] konnte unter Einrechnung des nunmehr wesentlich günstigeren Kerbfalls 71 der Nachweis erfolgreich geführt werden, s. a. Bild 7.

3.4 Lager und Fahrbahnübergänge

Im Zuge der Verbreiterung des Überbaus wurde zur Beschränkung der Endquerträgerdurchbiegung eine zu-

sätzliche dritte Lagerreihe in Achse Überbau eingeführt, vgl. Bild 3. Analog zum Bestand wurden beide Fahrbahnübergänge als lärmgeminderte Konstruktionen ausgeführt. Dabei kam in Achse 20 eine einteilige Fahrbahnübergangskonstruktion nach RiZ Übe 1 [2] zum Einsatz, während in Achse 10 ist eine mehrteilige Fahrbahnübergangskonstruktion mit zwei Dehnprofilen eingebaut wurde.

4 Bauausführung

In Vorbereitung der Verbreiterung von Überbau und Unterbau des Bestandsbauwerkes wurde der Brückenüberbau in Längsrichtung mit Hilfe von Pontons über den Havelkanal und selbstfahrenden Schwerlastmodulen (SPMT) auf die Montagefläche an Land verschoben. Für das Aus- und spätere Wiedereinschwimmen sowie die verschiedenen Bauzustände des aufgetrennten Überbaus waren Kippaussteifungen der Bögen und zusätzliche Steifen neben den entsprechenden Brückenhängern erforderlich (Bild 8, links), um die auftretenden Zug- bzw. Druckkräfte aufzunehmen.

Der Vershub erfolgte mittels zwei Litzenhebern à 400 kN, welche an einer Aussteifung am Widerlager Achse 10 befestigt wurden und die Brücke Hub um Hub in Richtung Montagefläche zogen. Um die Brücke vom Endquerträger über das Bestandswiderlager entlang des Hauptträgers zu verschieben, wurde auf dem Widerlager eine Vershubwippe mit Seitenführung aufgebaut. Nach dem Vershub auf dem Hauptträger erfolgte die Lastübernahme durch die SPMTs (Bild 8, rechts). Um die Schwimmstabilität auf dem Ponton zu gewährleisten, wurde eine Vierpunktlagerung auf der Hilfskonstruktion gewählt. Um die geeigneten Rahmenbindungen für den Vershub an Land mittels SPMTs und die Lagerung für den Quervershub zu schaffen, musste die vorhandene Bestandsrampe abgetragen und der Damm provisorisch verbreitert werden.



Bild 6: Montierte Schwingungstilger

Foto: GERB

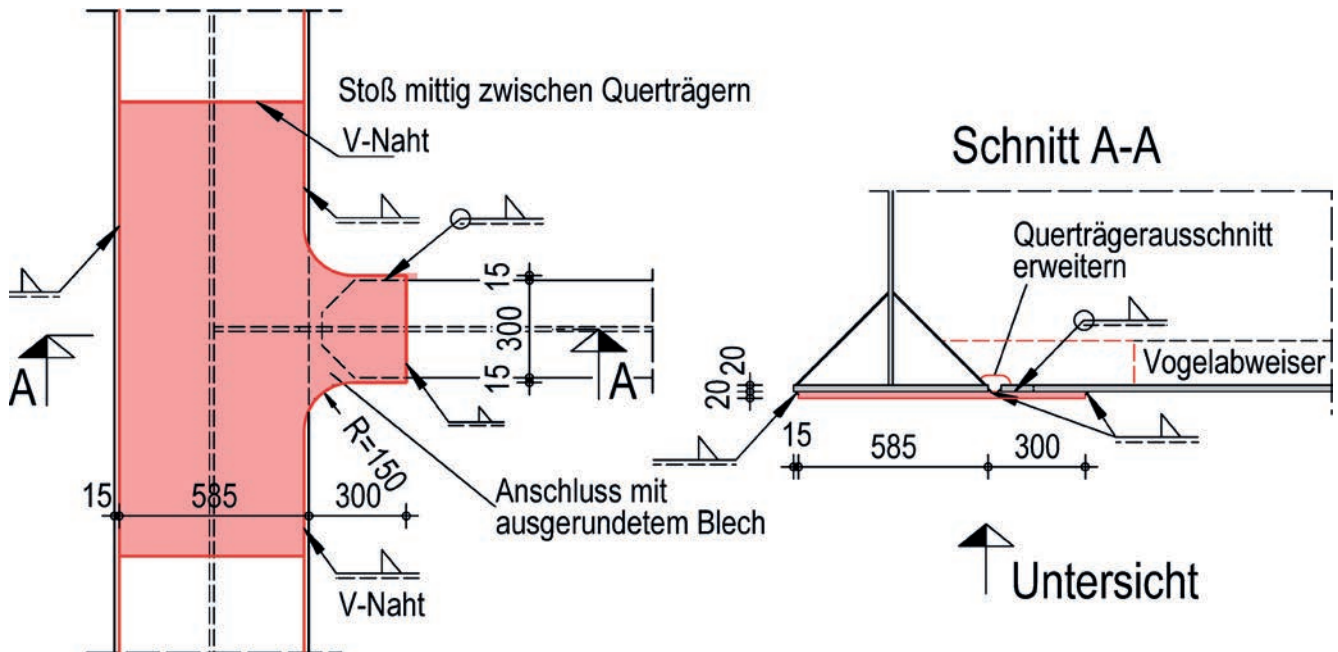


Bild 7: Umbau des Querträgeranschlusses gemäß Ausführungsplanung

Grafik: VIC



Bild 8: Ausschleppen des Überbaus (links) und vorbereitete Montagefläche mit Verschiebetrack und seitlicher Kranaufstellfläche (rechts)

Fotos: R. Legrand

Anschließend erfolgte mittels Schweißroboter der Längsschnitt des Deckbleches (Bild 9). Nach dem manuellen Zertrennen der Feld- und Endquerträger erfolgte der Querverschub der beiden Brückenhälften, sodass Platz für die Montage des neuen Mittelstücks geschaffen wurde. Für den Querverschub wurden wiederum die SPMTs eingesetzt. Das neue Mittelstück mit dichtgeschweißtem Hohlkasten setzt sich in Überbaulängsrichtung aus drei Segmenten mit je 3,50 m Breite zusammen, welche im Werk gefertigt und auf der Baustelle eingehoben sowie anschließend verschlössert und verschweißt wurden (Bild 10).

In der Zeit, in der die Verbreiterung des Stahlüberbaus und die Vollerneuerung des Korrosionsschutzes der gesamten Stahlkonstruktion vorgenommen wurden, erfolgte die entsprechende Verbreiterung der Unterbauten, d. h. die Herstellung der Bohrpfehlgründung, der Zugbänder und der Pfahlkopfplatten sowie der Widerlager und Flügel. Schließlich wurde die nun ca. 650 t schwere Brücke zurückgeschoben und auf die zwischenzeitlich verbreiterten Widerlager aufgesetzt, Bild 11. Ab-



Bild 9: Einsatz eines Schweißroboters zum Auftrennen des Fahrbahnblechs

Foto: VIC



Bild 10: Untersicht des verbreiterten Überbaus kurz vor dem Einschwimmen

Foto: R. Legrand



Bild 11: Einschwimmen der verbreiterten Stabbogenbrücke

Foto: R. Legrand

schließlich erfolgte die Herstellung der Abdichtung, des Gussasphalts sowie der Ausstattung. Für die Montage des neuen Fahrzeugrückhaltesystems waren im Vorfeld bereits neue Schonbleche aufgeschweißt worden. Bild 12 zeigt eine Ansicht der verbreiterten und erneuerten Kuhdammbrücke.

5 Fazit

Umbau und Verstärkung der Kuhdammbrücke sind nicht spektakulär, aber hinsichtlich Ressourceneinsatz und Nachhaltigkeit ein positives und zukunftsfähiges Beispiel. Die Zugstäbe in den Unterbauten und die Integration des Hohlkastens in den Verbreiterungsteil waren die grundlegenden Entwurfslösungen, welche die vorgesehene



Bild 12: Kuhdammbrücke nach Verbreiterung im Juni 2025

Foto: VIC

Kapazitätserweiterung auch statisch ermöglichten. Das „alte Eisen“ wurde mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut – die neue, nunmehr verbreiterte und verstärkte Kuhdammbrücke erfüllt alle Trag- und Gebrauchsfähigkeitsanforderungen des geltenden Vorschriftenwerkes. Im Ergebnis ist durch den Umbau der vorhandenen Brücke in Kombination mit der Neugestaltung der zugehörigen Verkehrsanlagen ein neues Kapitel in der infrastrukturellen Erschließung des GVZ Wustermark geschrieben worden. Die Brücke wurde am 2. April 2025 für den Verkehr freigegeben.

Dank

Die nicht unwesentlichen planerischen Herausforderungen konnten nur in konstruktiver und lösungsorientierter Zusammenarbeit mit allen Projektbeteiligten gemeistert werden. Der Dank gilt daher allen ausführenden Firmen, unserem Planungsteam, dem Prüffingenieur und besonders auch dem Bauherrn, der Gemeinde Wustermark, für das allzeit gute und vertrauensvolle Miteinander.

Projektbeteiligte

Auftraggeberin	Gemeinde Wustermark
Baulastträgerin	Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
Projektsteuerung	IPG Infrastruktur- und Projektentwicklungsgesellschaft GmbH, Potsdam
Planung	VIC Planen und Beraten GmbH, Potsdam
Prüffingenieur	Dr.-Ing. Andreas Arnold, Brandenburg (Havel)
Baugrundgutachten	ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft mbH, Geschäftsbereich Geotechnik, Potsdam
Fachplanung Rüttelstopfsäulen	RSM-Ingenieure GmbH, Falkensee
Stahlbau	GLS Bau und Montage GmbH, Österreich
Tief-, Straßen- und Betonbau	Berger Bau SE, Berlin
Schwingungsmessungen	GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Berlin
Bauoberleitung / Bauüberwachung	VIC Planen und Beraten GmbH, Potsdam
SiGe-Koordinierung	Dipl.-Ing. Wolfgang Wendler, Berlin

Literatur

- [1] 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.
- [2] Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt, Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING). Ausgabe 12/2020.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten RE-ING – Teil 2 Brücken – Abschnitt 1 Planungsgrundsätze – Anhang B: Grundsätze für Entwurf und Ausbildung von Brückenbauwerken der Bundesfernstraßen über Bundeswasserstraßen. Ausgabe 12/2019.
- [4] Fachstelle der WSV für Verkehrstechniken (Hrsg.): Radartechnische Begutachtung von Brücken über Bundeswasserstraßen, hier: Kuhdammbrücke über den Havelkanal bei km 21,39. Koblenz, 26.11.2020.
- [5] Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.): Leitfaden zum Anhang NA.F Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA: 2014-10. Ausgabe 2018, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien), 2018.
- [6] DIN EN 1993-2/NA:2014-10: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken.
- [7] GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG: Berichte zu den Schwingungsmessungen vor und nach Montage der Schwingungstilger. Berlin, 22.01. und 21.10.2024.
- [8] Steeger, M.; Romen, N.: Ertüchtigung von Stabbogenbauwerken unter Berücksichtigung von statischen und ermüdungstechnischen Belangen. Vortrag zum 39. Deutschen Stahlbautag, Duisburg, 11./12.10.2018.

Ingenieurdienstleistungen

**Straßen-, Brücken-, Ingenieurbau und
Straßenverkehrstechnik**

- Bauwerksprüfungen für alle Baulastträger
- Bauwerksprüfungen im Unterwasserbereich
- Bauwerksprüfungen mit Höhenzugangstechnik
- Stahl- und Maschinenbau
- Nachtragsmanagement
- Überwachung Stahlbau- / Korrosionsschutzarbeiten
- HOAI Lph 1-9
- Bauüberwachung
- Vermessung
- SiGeKo
- Sicherheitsaudit



Tecklenburg ▪ Rhein-Main ▪ Nordhorn ▪ Münster ▪ Magdeburg ▪ Dresden ▪ Brohltal ▪
Berlin ▪ Belm ▪ Arnsberg



Planungen im Brückenbau

Vorsprung durch Erfahrung



Brückenzug OB Lehr
Duisburg

Bild: Stadt Duisburg / I. Hopping



Stößenseebrücke
Berlin



Krbw RTW
Frankfurt a.M.



Salzbachtalbrücke
Wiesbaden

meyer+schubart

Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB

Hauptstraße 45
05031/9026-0

31515 Wunstorf
info@meyer-schubart.de



Talbrücke Rinsdorf

Bild: Die Autobahn GmbH



BERD®
ONE BRIDGE, ONE SOLUTION

Vorschubrüstung A45 Talbrücke Eisern

INNOVATIVE
UND NACHHALTIGE
LÖSUNGEN FÜR
DEN BRÜCKENBAU

**MEHR KONTROLLE,
SICHERHEIT UND QUALITÄT**

SCHLÜSSELFERTIGE ANGEBOTE:
MASCHINE + FACHARBEITER ... WENIGER RISIKO UND MEHR EFFIZIENZ

A 45 Talbrücke Rinsdorf – innovativer Querverschub mit Pfeilern

Dipl.-Ing. Ralf Schubart | Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf

Dipl.-Ing. Holger Klein | KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt

Dipl.-Ing. Wolfgang Schlensorg | STRABAG AG, Bad Hersfeld

Vorab: Bei diesem Beitrag handelt es sich um einen genehmigten und für den vorliegenden Band teilweise modifizierten Zweitabdruck aus dem Februarheft der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau 2026 [1].

Kurzfassung

Die Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45 wurde ab 2017 durch zwei moderne Brücken mit Stahlverbundhohlkastenüberbauten ersetzt. Eine besondere ingenieurtechnische Herausforderung stellte der erforderliche Querverschub des nördlichen, 485 m langen Überbaus einschließlich der bis zu 60 m hohen Pfeiler und Fundamente um rund 20 m dar, um die Endlage der neuen Trasse zu erreichen. Statt eines konventionellen Verschubs des Überbaus auf Hilfsstützen wurde ein innovatives Verfahren gewählt, bei dem das rund 40.000 t schwere Bauwerk auf neu hergestellten Verschubfundamenten inklusive der Pfeiler und Pfeilerfundamente bewegt wurde. Dieses Vorgehen reduzierte Bauzeit, Kosten und Eingriffe in die Umwelt erheblich und erhöhte die Arbeitssicherheit signifikant. Die komplexen Randbedingungen wurden bereits in der Entwurfsbearbeitung vertieft untersucht und in einem detaillierten Lastenheft, das den Vergabeunterlagen beigelegt wurde, zusammengefasst. Bei der vertieften Untersuchung im Zuge der Entwurfsplanung wurde die Firma Mommoet hinzugezogen, um für die weitere Planung die Ausführbarkeit bestätigen zu können. Die im Zuge der Entwurfsplanung vorgesehene Verschubtechnik basierte auf einem elektrohydraulischen, selbstfahrenden Verschubsystem mit millimetergenauer Steuerung. Im Zuge der weiteren Entwurfsplanung wurde das Verschubsystem systemneutral modifiziert. Die erfolgreiche Umsetzung – mit einem von der ausführenden Firma STRABAG angepasstem System belegt das hohe Potenzial dieses Ansatzes für zukünftige Großbrückenprojekte.

1 Neubau der Talbrücke Rinsdorf

Die südöstlich von Siegen gelegene Talbrücke Rinsdorf im Zuge der Sauerlandlinie (BAB A 45) wurde beginnend im Jahr 2017 mit zwei modernen Teilbauwerken mit Stahlverbundüberbauten erneuert.

Die beiden neuen, 485 m langen Überbauten mit einer maximalen Stützweite von 100 m wurden als Stahlverbundhohlkastenbrücke hergestellt. Das nördliche Teilbauwerk der Fahrtrichtung Dortmund wurde aufgrund

des einteiligen Bestandüberbaus zunächst neben dem Bestand errichtet. Aufgrund der Topographie im Bereich der anschließenden Streckenführung war es notwendig, den zuerst hergestellten nördlichen Überbau quer zu verschieben, damit die endgültige Trasse weitgehend wieder der Bestandsstrasse entsprach. Nach der Sprengung der der Bestandsbrücke aus dem Jahr 1967 und der Fertigstellung des Bauwerks in Fahrtrichtung Frankfurt wurde dieses nördliche Teilbauwerk einschließlich der Pfeiler und deren Fundamente quer verschoben (Bild 1).



Bild 1: Untersichten der Überbauten vor (links) und nach dem Verschub (rechts)

Abbildung: STRABAG AG

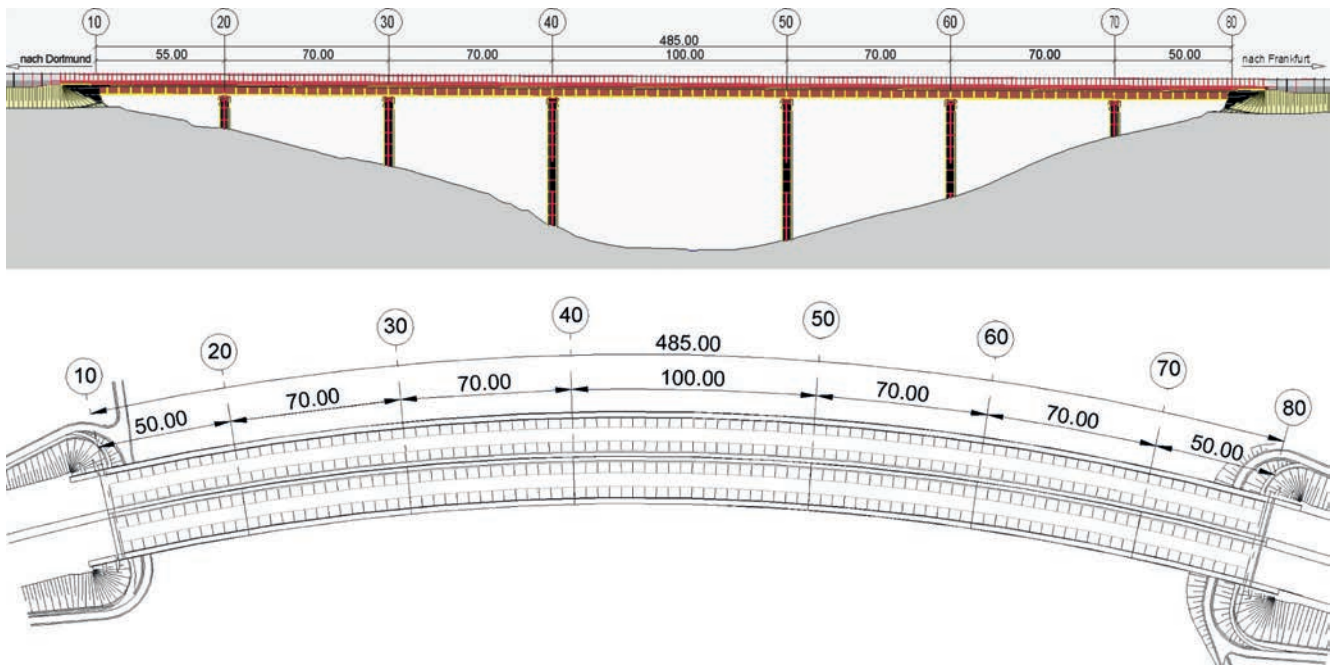


Bild 2: Ansicht und Grundriss Talbrücke Rinsdorf

Zeichnungen: Ingenieurgemeinschaft KREBS+KIEFER/Meyer+Schubart

2 Tragkonstruktion

Die neuen Überbauten haben jeweils drei Fahrstreifen und einen Standstreifen. Die Spannweiten betragen $55\text{ m} + 2 \times 70\text{ m} + 100\text{ m} + 2 \times 70\text{ m} + 50\text{ m}$, sodass sich die Brückenlänge zu 485 m ergibt (Bild 2).

Die Überbauten sind inklusive der Kappen 18,72 m und 19,87 m breit. Die Fahrbahnbreiten betragen je Fahrtrichtung 14,50 m, in der Fahrtrichtung Frankfurt wurde die Fahrbahn zur Einhaltung der Haltesichtweite im Bereich der Bogeninnenseite um 1,15 m aufgeweitet. Der Querschnitt (Bild 3) ist ein moderner Verbund-Trapezhohlkasten, bei dem der stählerne Obergurt schmaler ist als der Untergurt. Die weit auskragende, schlaff bewehrte Fahrbahnplatte wird durch schräge Rohrstreben und durchgehende Fahrbahnlängsträger gestützt. Um die stark auf Ermüdung beanspruchten Rohranschlüsse der Außendiagonalen dauerhaft und ermüdungs-

sicher auszubilden, wurden umfangreiche Versuche an der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt und neue Musterlösungen entwickelt [2].

Die maximale Höhe der Brücke über Tal beträgt etwa 66 m. Im Bauwerksbereich verläuft die Streckenachse der BAB 45 in einem konstanten Radius von 1.001,70 m (Bilder 2 und 4).

3 Von der Idee zur Umsetzung

„Genie ist zu einem Prozent Inspiration und zu neunund-neunzig Prozent Schweiß.“

Thomas Edison

Die Idee zum Querverschub der gesamten Brücke mit Pfeilern und Fundamenten entstand in der Planungsgemeinschaft KREBS+KIEFER/Meyer+Schubart während der Entwurfsplanung [3] der Bauzustände. Nachdem

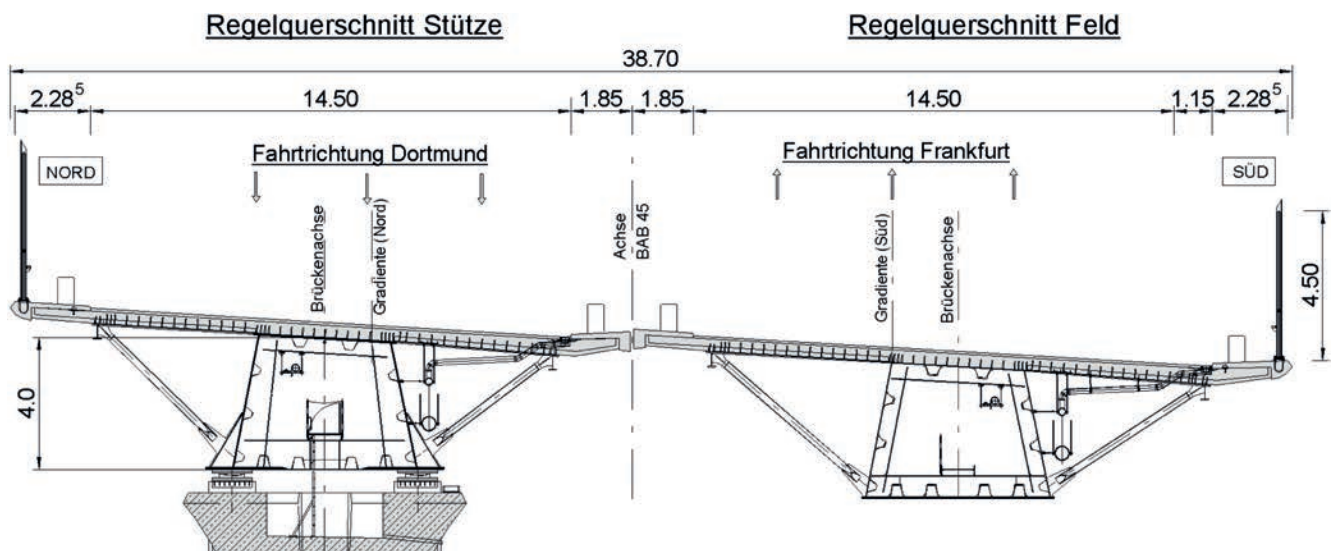


Bild 3: Querschnitte im Feld und an der Stütze

Zeichnung: Ingenieurgemeinschaft KREBS+KIEFER/Meyer+Schubart



Bild 4: Luftbild Talbrücke Rinsdorf vor dem Querverschub

Foto: Die Autobahn GmbH des Bundes

deutlich wurde, dass ein Querverschub des Überbaus auf den sehr hohen Pfeilern mit sehr großen Risiken verbunden wäre und seine Realisierbarkeit daher infrage stand, wurde das Verschiebungsverfahren von der Ingenieurgemeinschaft grundsätzlich neu beleuchtet und eine innovative Lösung vorgesehen. Zu diesem Zeitpunkt war in Deutschland bereits der erfolgreiche Querverschub eines einzelnen Pfeilers bei der Lahntalbrücke der A 3 bei Limburg gelungen. Dies führte zu der Frage, ob sich dieses Prinzip nicht auf eine komplette Brücke mit sehr hohen Pfeilern und vielen Achsen übertragen ließe. Es folgte eine intensive Phase der vertieften Planung, der technischen Voruntersuchungen sowie der Konsultationen mit spezialisierten Bauunternehmen, die über umfangreiche Erfahrung im Bewegen großer Lasten verfügen.

Im nächsten Schritt galt es, den Bauherren – damals Straßen.NRW, Niederlassung Netphen – sowie die Verantwortlichen in den Landes- und Bundesbauministerien von der technischen Machbarkeit und den wirtschaftlichen Vorteilen der Lösung zu überzeugen. Nachdem die Abstimmung mit Straßen.NRW erfolgreich war, begegneten auch Herr Prof. Marzahn und seine Kolleginnen und Kollegen im Bundesministerium der innovativen Idee mit großer Offenheit und erteilten schließlich die Genehmigung des Entwurfs. Auf dieser Grundlage wurde der Querverschub – detailliert beschrieben in einem Lastenheft – ausgeschrieben und anschließend von der Firma STRABAG gemeinsam mit ihrem Planungsbüro MCC Dipl.-Ing. Cerin Consulting ZT GmbH aus Salzburg ausführungsfähig geplant. Die Umsetzung wurde durch die Prüfeningenieure Herrn Prof. Dr. Gerhard Hanswille, Herrn Dr. Berthold Dobelmann (Metallbau) und Herrn Ulrich Fust (Massivbau) konstruktiv begleitet.

4 Ablauf des Querverschubs mit Pfeilern

Vor dem Querverschub war das nördliche Teilbauwerk bereits unter Verkehr, während das Bestandsbauwerk gesprengt und des südliche Teilbauwerk hergestellt wurde. Nach der Verkehrsumlegung vom Teilbauwerk Nord auf das Teilbauwerk Süd wurde der Querverschub durchgeführt.

Der Querverschub erfolgte mit vollständig hergestelltem Überbau, einschließlich der bereits für die Seitenlage benötigten Kalottenlager auf den Pfeilern, die durchgehend in der Seitenlage, beim Querverschub und auch im Endzustand genutzt werden. Lediglich die Lager auf den Widerlagern wurden für den Verschiebung demontiert und anschließend wieder eingebaut.

Die Verankerung der Übergangskonstruktionen an den Kammerwänden wurde zum Querverschub gelöst, überbauseitig wurden die Übergangskonstruktionen beim Querverschub im Überbau belassen (Bild 5).

Nach Herstellung der beiden Teilbauwerke der Talbrücke Rinsdorf und dem Abbruch des Bestandsüberbaus musste das nördliche Bauwerk um 20,59 m quer in seine Endlage verschoben werden. Hierzu wurden vorab in den Pfeilerachsen 20 bis 70 unterhalb der bestehenden Pfeilerfundamente spezielle Verschiebungsfundamente errichtet (Bild 5) sowie auf den Widerlagern 10 und 80 Verschiebbahnen auf den Auflagerbänken der endgültigen Widerlager und der Widerlager der Seitenlage hergestellt (Bild 6).

Nach Abschluss des Querverschubs und dem Rückbau der Hilfskonstruktionen wurden die Verschiebungsfugen zwischen den Pfeilerfundamenten und den Verschiebungs-

ten vergossen. Anschließend erfolgte die Herstellung fehlender Bauteile, der Fahrbahnanschlüsse und Fahrbahnbeläge, das Verfüllen der Baugruben sowie der Rückbau bzw. Abbruch der Behelfsumfahrung.

Das Versubgewicht betrug insgesamt rund 40.000 t, verteilt auf acht Versubachsen. Dies entspricht etwa dem Vierfachen des Gewichts des Eiffelturms oder dem Gewicht von rund 1.000 voll beladenen 40-t-LKW.

5 Geometrische Randbedingungen und technische Daten

Die geometrischen Randbedingungen und zulässigen Toleranzen waren so festzulegen, dass während des Versubs weder der Überbau noch die Lager oder Pfeiler höheren Beanspruchungen ausgesetzt wurden als im späteren Endzustand. Diese Anforderungen wurden bereits im Entwurf in einem detaillierten Lastenheft definiert und im Zuge der Ausführungsplanung weiter präzisiert.

Für die Bemessung des Überbaus, der Lager und der Pfeiler wurden folgende Grenzwerte der Verformungen zugrunde gelegt, die beim Versub zwingend einzuhalten waren. Die Vorgaben galten jeweils sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT).

- vertikale Verschiebung beim Versub (Stützensenkung):
 $\max \Delta u_z = 1,0 \text{ cm}$,
- horizontale Verschiebung in Brückenlängsrichtung, also quer zur Versubachse (Querverschiebung):
 $\max \Delta u_x = \pm 2,0 \text{ cm}$,
- horizontale Verschiebung in Versubrictung, also quer zur Brückenachse (Vorausleiten einer Versubachse gegenüber den Nachbarachsen):
 $\max \Delta u_y = 2,0 \text{ cm}$,
- Verdrehung in Längsrichtung (Neigung des Pfeilers in Brückenlängsrichtung): $\Delta \varphi_{y,w} = \pm 0,5 \text{ mrad}$ im GZG und $\Delta \varphi_{y,m} = \pm 0,75 \text{ mrad}$ im GZT.

Bei einem minimalen Achsabstand der Versubbahnen gemäß der Entwurfsplanung von 4,0 m ergeben

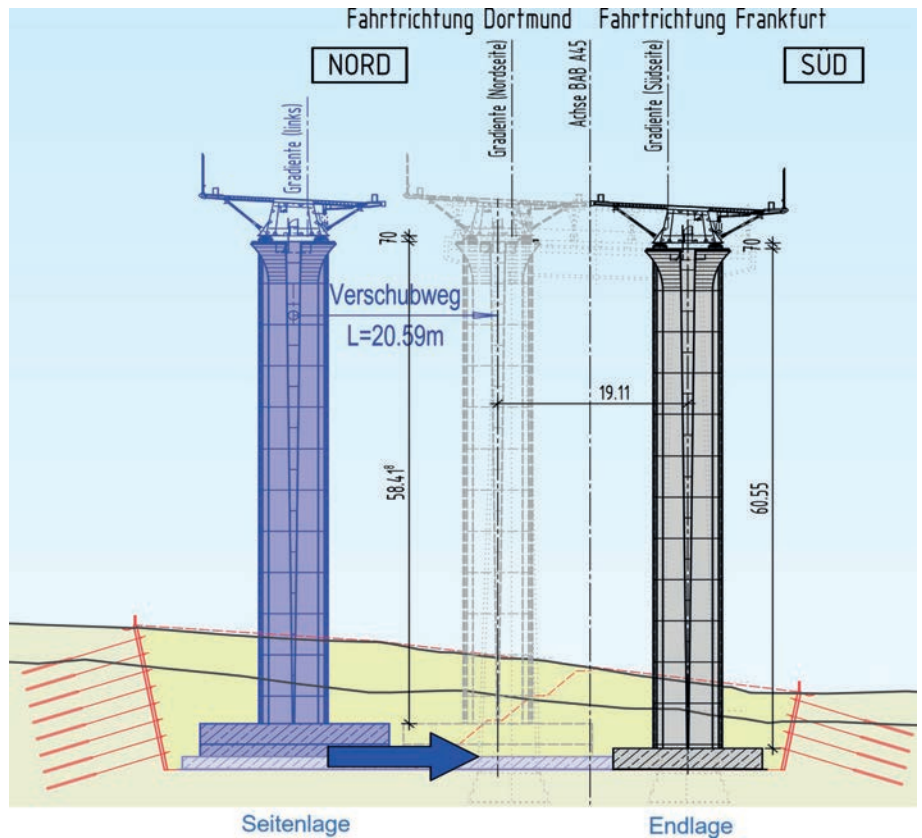


Bild 5: Pfeileransicht Querversub

Zeichnung: Ingenieurgemeinschaft KREBS+KIEFER/Meyer+Schubart



Bild 6: Versubdetail Widerlager

Foto: Ingenieurbüro KREBS+KIEFER

sich folgende zulässige Höhendifferenzen zwischen den beiden benachbarten Versubbahnen einer Versubachse:

- $\max \Delta u_z = \pm 0,5 \text{ mrad} \times 4,0 \text{ m} = \pm 0,5 \text{ mm/m} \times 4,0 \text{ m} = \pm 2 \text{ mm}$ im GZG,
- $\max \Delta u_z = \pm 0,75 \text{ mrad} \times 4,0 \text{ m} = \pm 0,75 \text{ mm/m} \times 4,0 \text{ m} = \pm 3 \text{ mm}$ im GZT.

Die Pfeilerfundamente wurden für den Austausch der zunächst für den Betrieb in der Seitenlage eingesetzten Elastomerplatten gegen die für den Versub erforderlichen Gleitplatten um 2 cm angehoben.

Während der Verscharbeiten wurden Windgeschwindigkeiten von maximal 22 m/s zugelassen. Die Verscharwege wurden beim Verscharvorgang ständig durch Sensoren überwacht.

Aufbauend auf den Vorgaben im Bauvertrag wurde von der Firma STRABAG eine Anlage (das sogenannte SHS-System) entwickelt, die in der Lage war, das Voraueilen auf maximal 1 mm zu begrenzen. Der Querverschub erfolgte mit Hydraulikzylindern. Die maximale Schubkraft der Zylinder betrug je Pfeilerachse $4 \times 1.520 = 6.080$ kN. In den Widerlagerachsen wurden keine Zylinder angeordnet, diese Achsen wurden mitgeschleppt (Bild 6). Die Verschargeschwindigkeit lag bei 3–5 cm/min.

Ein Hub der Hydraulikzylinder hat das Bauwerk um 1,40 m verschoben. Danach wurden die Zylinder eingezogen, neu verankert und weitergeschoben. Der gesamte Verschar über 20,56 m erfolgte an zwei Tagen.

Die Kalottenlager auf den Pfeilern wurden bereits bei der Planung für erhöhte Horizontallasten in Brückenquerrichtung ausgelegt, um Reserven für die zusätzlichen Lasten beim Verschar zu erhalten, z. B. aus dem Voraueilen einzelner Achsen beim Verschar. Die Lager wurden nach dem Verschar einer Sonderinspektion unterzogen, um sie auf mögliche Schäden durch den Verschar zu untersuchen. Aufgrund der Belastungen beim Querverschub wurde auf die Querverstärkungen in den Achsen 30 und 60 verzichtet. Das Lagersystem beim Querverschub entsprach – außer bei den Widerlagern – dem Lagersystem im Endzustand (Bild 7).

6 Technische und wirtschaftliche Begründung für den Querverschub mit Pfeilern

Im Zuge der Entwurfsplanung [4] wurden im Rahmen einer Variantenstudie für den Querverschub mehrere Varianten betrachtet. Als Variante 1 wurde der konventionelle Verschar des Überbaus auf Hilfspfeilern und einer Verscharbahn mit den Untervarianten (i) Verschar in den Pfeilerachsen und alternativ (ii) in separaten Verscharachsen neben den Pfeilerachsen untersucht, als Variante 2 der Querverschub mit Pfeilern und Fundamenten.

Kriterien für die Variantenbewertung waren in dieser Reihenfolge:

- technische Zuverlässigkeit,
- Arbeitssicherheit,
- Baukosten,
- Auswirkungen auf Umwelt und Klima.

Variante 1 – Querverschub des Überbaus auf den Pfeilern. Für einen Verschar auf den Pfeilern wäre die Her-

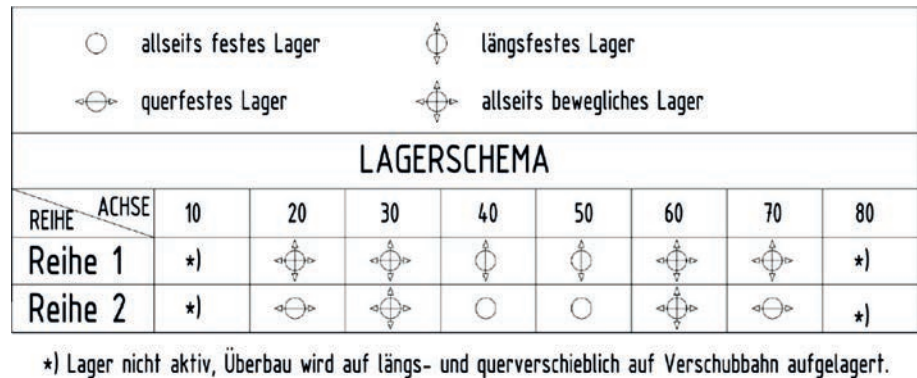


Bild 7: Lagerschema beim Verschar

Grafik: Ingenieurgemeinschaft KREBS+KIEFER/Meyer+Schubart

stellung einer zusätzlichen Reihe von Hilfsstützen in Seitenlage, einer weiteren Reihe kleiner Hilfsstützen unmittelbar neben den Pfeilern sowie die Montage groß dimensionierter Querverschubbalken auf den Pfeilerköpfen erforderlich gewesen (Bild 8, links). Diese zusätzlichen Konstruktionen hätten zu einer deutlichen Verlängerung der Bauzeit sowie zu erheblichen Mehrkosten für Errichtung und Rückbau geführt und wären zudem mit umweltrelevanten Eingriffen verbunden gewesen. Insbesondere hätte ein Querverschubbalken mit einer Masse von etwa 120–150 t in einer Höhe von über 60 m montiert und anschließend wieder demontiert werden müssen. Die Installation der Verschar Technik in dieser Höhe hätte erhebliche Risiken für den Bauablauf sowie für die Arbeitssicherheit mit sich gebracht.

Variante 2 – Querverschub mit Pfeilern und Fundamenten. Für den Querverschub mit Pfeilern mussten unterhalb der Pfeilerfundamente zusätzlich Verscharbahnen hergestellt werden, auf denen die Pfeilerfundamente auflagen und verschoben werden konnten (Bild 8, rechts). Da bis dahin kaum praktische Erfahrungen mit derartigen Verscharvorgängen bei großen Talbrücken vorlagen, wurden die geometrischen Toleranzen ermittelt, die während des Verschars auftreten können, und für die Bemessung der Brücke berücksichtigt. Dennoch waren gegenüber dem Endzustand keine Verstärkungen des Überbaus oder der Pfeiler erforderlich. Lediglich die Kalottenlager auf den Pfeilern mussten für höhere Lasten in Brückenquerrichtung ausgelegt werden. Auf Basis der sehr positiven Erfahrungen können bei zukünftigen Projekten deutlich geringere geometrische Toleranzen angesetzt werden als zunächst vorgesehen. Begünstigt wurde diese Verscharvariante durch den felsigen Baugrund, der es erlaubte, die rund 40 m langen Verscharplatten unter den Fundamenten in der Regel als Flachgründungen herzustellen.

Da die bestehenden Widerlager aufgrund ihrer spezifischen Geometrie nicht für einen Querverschub geeignet waren, mussten in den Widerlagerachsen Hilfs-widerlager in Seitenlage errichtet werden. Dabei war zu berücksichtigen, dass sich aufgrund der Krümmung der Bauwerksachse mit einem Radius von rund 1.000 m die Ausrichtung der Verscharachsen teilweise deutlich von derjenigen der Lagerachsen unterschied. Während

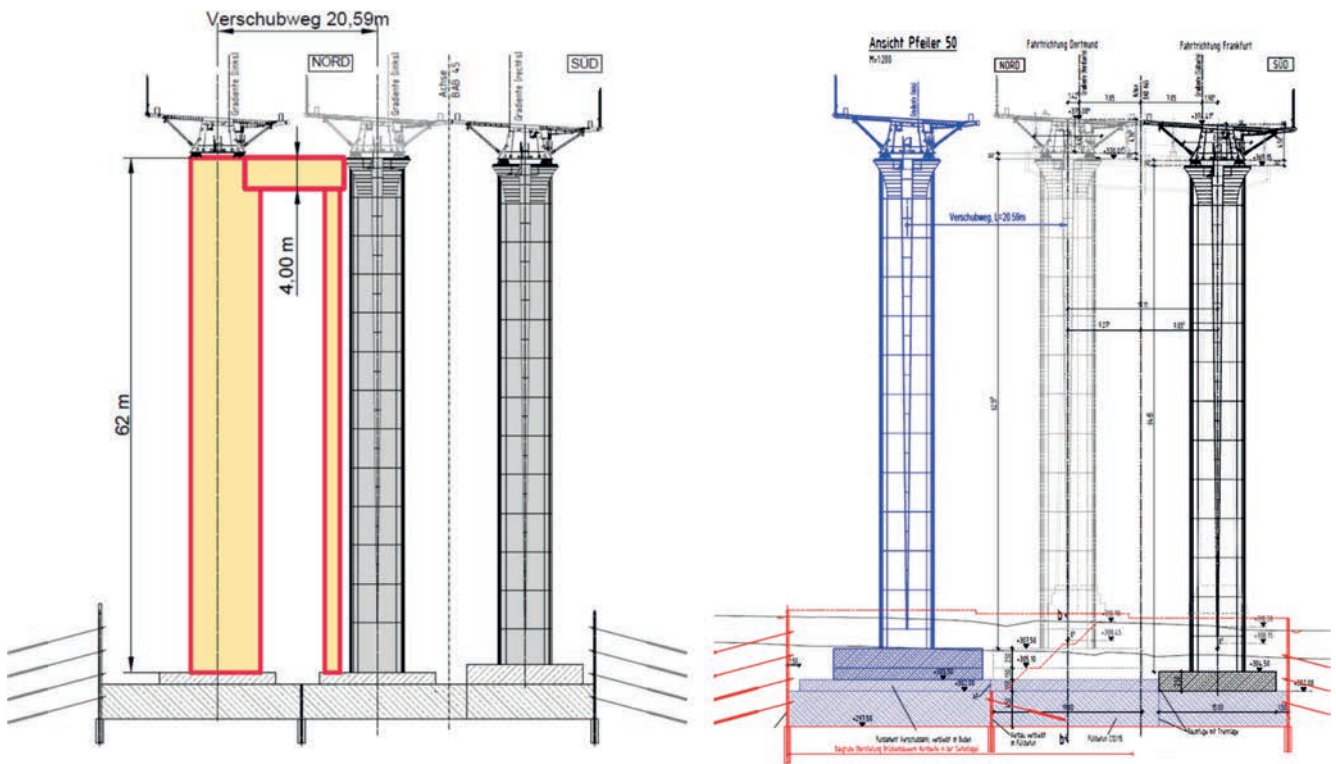


Bild 8: Gegenüberstellung der Vershubvarianten; links: Vershub des Überbaus auf Hilfspfeilern, rechts: Vershub mit Pfeilern und Fundamenten
Zeichnung: Ingenieurbüro Meyer+Schubart

alle Vershubachsen parallel zueinander verlaufen müssen, sind die Lagerachsen radial zur Bauwerksachse angeordnet (Bild 9). Dieser geometrischen Besonderheit konnte in Variante 2 deutlich einfacher Rechnung getragen werden als in Variante 1.

Für die untersuchten Varianten des Querverschubs auf den Pfeilern (Variante 1) wurden für die erforderlichen Hilfsstützen und Kopfträger Massen von rund 16.000 t Beton und 700 t Stahl ermittelt. Demgegenüber benötigten die zusätzlichen Vershubfundamente der gewählten Lösung mit Pfeilern (Variante 2) lediglich etwa 5.000 t Beton. Dies führte zu einer Einsparung von mindestens 11.000 t Beton und 700 t Stahl, die weder produziert noch transportiert, verbaut, rückgebaut oder entsorgt werden mussten. Insgesamt konnten dadurch etwa 1.000 LKW-Fahrten zur und von der Baustelle vermieden werden. Dies reduzierte sowohl die Vergrämung der Fauna als auch die Lärmbelastung für die Anwohner spürbar. Darüber hinaus trug die gewählte Lösung zu einer signifikanten Verkürzung der Bauzeit und den damit einhergehenden Einschränkungen der bauzeitigen Verkehrsführung bei.

7 Technische Details der Vershubtechnik

Im Zuge der Ausführungsplanung erfolgte die Detailentwicklung der Vershubtechnologie durch die Firma Züblin. Hierfür wurde das sogenannte SHS-System – die Abkürzung steht für Schieben – Heben – Senken – entwickelt, ein intelligentes elektro-hydraulisches System, das einen geregelten und kontrollierten Vershub sowie das Heben und Absenken von Lasten großer Dimensionen ermöglicht.

Auf der unteren Vershubplatte, dem Vershubfundament, wurden zwei Vershubwände angeordnet, auf denen die Gleitbahnen montiert wurden (Bild 10, links). Der Vershub selbst erfolgte über Teflonplatten, die zur Reibungsminimierung zusätzlich gefettet waren. Während des Verschubs wurden die Gleitbahnen durch Dämmplatten vor Sonneneinstrahlung und Verschmutzung geschützt (Bild 10, rechts). Seitlich an den Pfeilerfundamenten montierte Führungsträger stellten die Lageführung in Querrichtung sicher und nahmen gleichzeitig die Windlasten auf. Die Vershubbahn war je Seite um 1,35 m breiter als die Pfeilerfundamente, um die Lasten aus den Vershubwänden (Streifenfundamenten) zuverlässig über die Vershubbahn abzutragen.

Der Antrieb erfolgte je Achse über vier Hydraulikzylinder mit je 1.520 kN Pressenkraft und 1,40 m Hubweg. Diese wurden an Zugblechen rückverankert, die über Bolzen mit den Vershubwänden verbunden waren (Bild 11). Durch diesen Antrieb konnte der Vershub millimetergenau und ruckfrei realisiert werden. Bild 12 vermittelt einen Eindruck von den Dimensionen.

Bild 13 zeigt den Aufbau der Gleitebene. Zunächst wurden Stahlbleche mittels Stellschrauben auf dem Vershubfundament ausgerichtet und mit Vergussmörtel untergossen. Für den Betrieb in der Seitenlage wurden darauf Elastomerplatten verlegt. Für den Vershub wurden dann die Elastomerplatten gegen Teflon-Vershubplatten getauscht. Dafür mussten die Fundamente 2 cm angehoben werden. Nach dem Vershub wurden die Pfeilerfundamente erneut angehoben, die Gleitplatten entfernt und ein Restspalt von 15mm Dicke mit Vergussmörtel verfüllt. Dafür wurden im Vorfeld an der TU Ber-

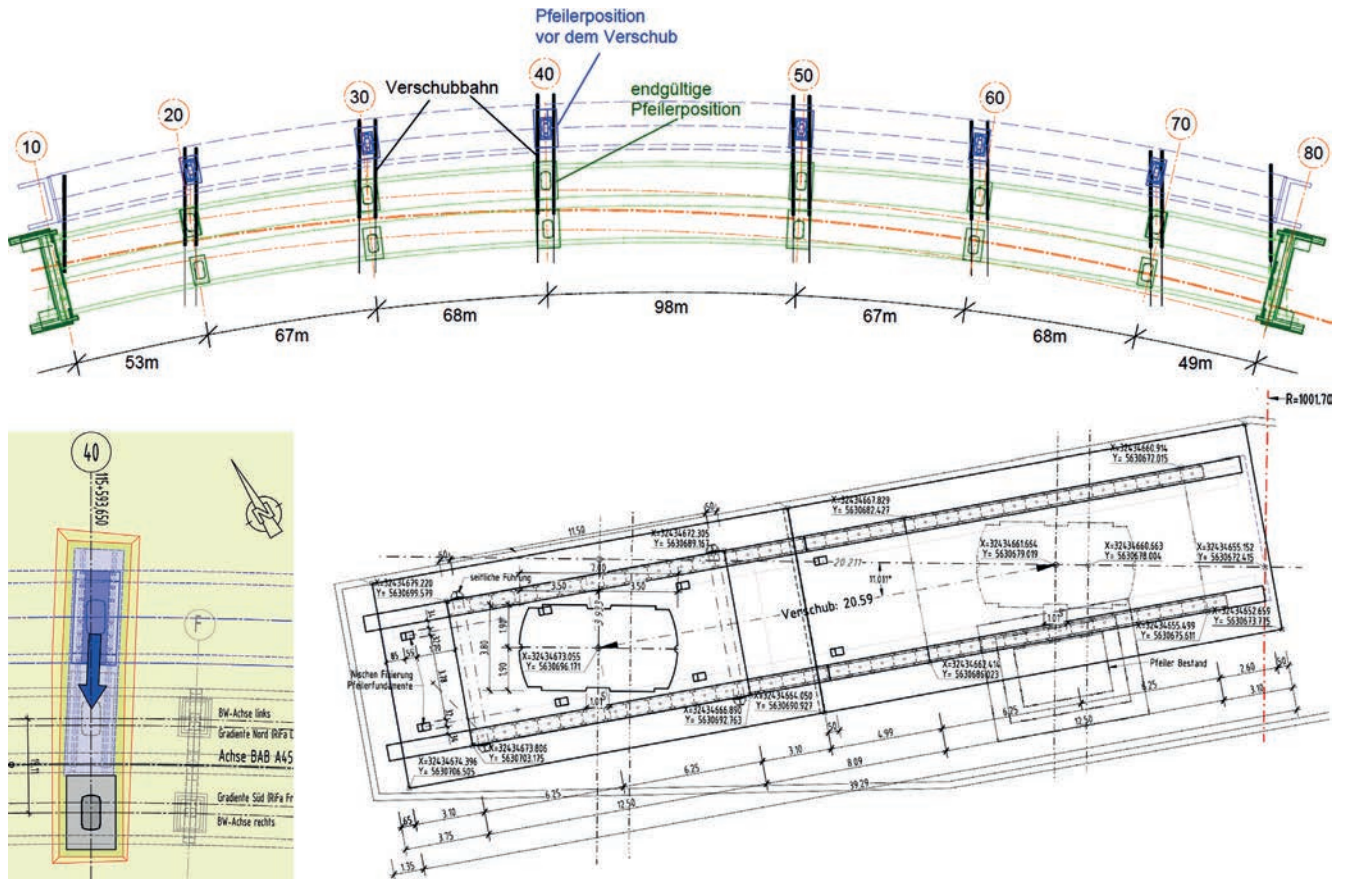




Bild 12: Pfeiler 20 mit Verschubbahn, unten im Bild ist die Antriebstechnik auf der Verschubbahn gut zu sehen Foto: KREBS+KIEFER

che Begleitung von der Idee bis zur Umsetzung. Innovationsbereite und zugleich verantwortungsbewusste Auftraggeber schaffen die Voraussetzung dafür, dass neue Lösungen entstehen und erfolgreich umgesetzt werden können.

Projektbeteiligte

Bauherrin	Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Außenstelle Netphen
Entwurfsverfasser	Ingenieurgemeinschaft KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt/Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf
Ausführende Firma	ARGE A45 TB Rinsdorf und Rälsbach: STRABAG AG/Bickhardt Bau AG Bad Hersfeld
Stahlbau	ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH
Ausführungsplaner	Ingenieurbüro MCC Dipl.-Ing. Cerin Consulting ZT Gesellschaft m.b.H., Salzburg
Prüfingenieure	Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille; Dr.-Ing. Berthold Dobelmann, Dipl.-Ing. Ulrich Fust, HRA Partnerschaft Beratender Ingenieure im Bauwesen mbB, Bochum

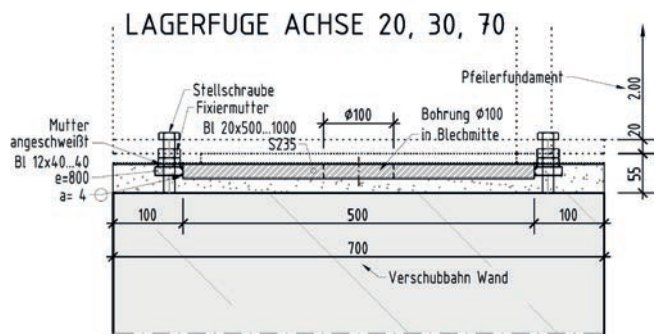


Bild 13: Querschnitt Lagerfuge Verschubbahn
Zeichnung: STRABAG AG

Literatur

[1] Schubart, R.; Klein, H.; Schlensog, W.: A 45 Talbrücke Rinsdorf – Innovativer Querverschub mit Pfeilern. Beton- und Stahlbetonbau 121 (2026) 2, S. 161–170. <https://doi.org/10.1002/best.70072>

[2] Hanswille, G.; Schubart, R.: Entwurf der Talbrücke Rinsdorf. Stahlbau 86 (2017) 8, S. 674–681. <https://doi.org/10.1002/stab.201710522>

[3] Schubart, R: Entwurf der Talbrücke Rinsdorf. in: Festschrift zum 60. Geburtstag von Frau Prof. Ulrike Kuhlmann. Stuttgart: Universität Stuttgart, 2017.

[4] Istel, R.; Schubart, R.: Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung. in: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden: TU Dresden, 2020, S. 139–146.

A45 TALBRÜCKE RINSDORF

**Innovativer Querverschub
mit Pfeilern**

KLAR POSITIONIERT. BREIT AUFGESTELLT.



INGENIEURBAU



VERKEHRS-
ANLAGEN



GEOTECHNIK



WASSERBAU



HOCHBAU

UNSERE STANDORTE

Berlin | Darmstadt | Dresden | Erfurt | Freiburg | Hamburg | Karlsruhe
Köln | Leipzig | Mainz | Mannheim | München | Nordbayern | Stuttgart | Würzburg

Mehr Infos finden
Sie auf unserer
Webseite unter
www.kuk.de





Wir sind immer auf der Suche nach der **effizientesten, sichersten** und **wirtschaftlichsten Lösung** für Sie.
Auf unsere Erfahrung und Professionalität, können sie sich verlassen.

Holz im Brückenbau – auf zu neuen Dimensionen im Straßenbrückenbau

Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach | Ingenieurbüro Miebach, Lohmar

Kurzfassung

Moderne Holzbrücken werden zunehmend in größeren Abmessungen und in höheren Lastbereichen eingesetzt. Die Leistungsfähigkeit und der Nutzen dieses Materialeinsatzes wird nachfolgend mit drei Brücken im Straßenbrückenbau aufgezeigt.

1 Einleitung

Der Verkehrssektor spielt eine bedeutende Rolle bei den weltweiten CO₂-Emissionen. Weltweit werden zunehmend Maßnahmen zur Förderung des Rad- und Fußverkehrs, aber auch im Straßenbrückenbereich umgesetzt, um den CO₂-Ausstoß durch den motorisierten Individualverkehr zu reduzieren. Der Bau solcher Brücken in moderner Holzbauweise stellt eine vielversprechende und nachhaltige Maßnahme zur Reduzierung der CO₂-Emissionen im Infrastrukturbau dar. Drei Projekte moderner Holzbrücken veranschaulichen die technischen, aber auch architektonischen Möglichkeiten des modernen Holzbrückenbaus: eine Radwegbrücke über die Autobahn A 1 in Paris (Frankreich), eine Fußgängerüberführung am Bahnhof in Zwolle (Niederlande) sowie eine Kreisstraßenbrücke in Haslach im Schwarzwald.

Viele Länder haben sich zum Ziel gesetzt, den CO₂-Ausstoß bei Infrastrukturprojekten zu reduzieren und setzen zunehmend Holz als Baustoff ein, s. z. B. [1]–[3]. Um nachhaltige Holzbrücken zu erreichen, muss eine maximale Lebensdauer der Bauwerke im Vordergrund stehen. Mit der neuen Generation des Eurocode 5 [4] wird eine geschützte Bauweise definiert und die Lebensdauer einer geschützten Holzbrücke auf 100 Jahre festgelegt.

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden und Aspekte wie Wartung und Inspektion adäquat zu berücksichtigen, hat sich der konstruktiv geschützte Typ der Blockträgerbrücken und Holz-Beton-Verbundbrücken als besonders geeignet erwiesen [5], [6]. Durch eine Kombination aus seitlichem Überstand und einer fertigungsbedingten Abstufung der Holzbalkenquerschnitte von mindestens 60° aus der Vertikalen wird die Holzkonstruktion zuverlässig vor Witterung geschützt. Daraus ergibt sich eine Struktur, die in die Nutzungsklasse II nach DIN EN 1995-1-1 [7] eingeordnet werden kann und die Verwendung von europäischem Nadelholz wie Fichte und Tanne erlaubt.

Die konstruktiven Maßnahmen sorgen dafür, dass die tragende Holzkonstruktion dauerhaft geschützt wird

und eine Lebensdauer von 100 Jahren erreicht werden kann. Die vorgefertigte Bauweise berücksichtigt auch den Rückbau und die Wiederverwendung der einzelnen Bauteile für andere Zwecke, wodurch Nachnutzungen im Vergleich zu anderen Bauweisen leicht möglich werden. Mit diesen Ansätzen entsteht eine neue Generation von Holzbrücken, die Erkenntnisse aus mehreren Jahrhunderten des Holzbrückenbaus neu interpretiert, um den aktuellen Anforderungen an eine ressourceneffiziente Infrastruktur gerecht zu werden.

2 Neue moderne Holzbrücken – eine aktuelle Auswahl

2.1 Radwegbrücke über die A 1 in Paris (Frankreich)

Nach einer erfolgreichen Wettbewerbsteilnahme mit den französischen Partnern von Exploration Architecture Paris und AIA Life Designers Lyon für ein Design-and-Build-Projekt einer Fahrrad- und Fußgängerbrücke für die Olympischen Sommerspiele 2024 in Paris wurde eine Brücke in Blockträgerbauweise im Rahmen von Infrastrukturverbesserungen in den Jahren 2023/24 realisiert (Bild 1). Die Brücke überspannt die französische Autobahn A 1 und verbindet das Media Village und den Sportkomplex in Le Bourget. Sie basiert auf einem einfachen und kostengünstigen, aber ikonischen Design, das durch einen durchdachten strukturellen Holzschutz Langlebigkeit und geringen Wartungsaufwand gewährleistet. Zu den spezifischen Anforderungen gehörte eine Feuerwiderstandsfähigkeit von bis zu zwei Stunden, um die Brandschutzstandards zu erfüllen.

Die Anforderung an eine 100 m lange Brücke, die mehr als 50 m frei über die Autobahn spannt, machte die Wahl einer geeigneten Konstruktion schwierig. Solche Spannweiten sind im Holzbrückenbau selten. Anfängliche Überlegungen mit einem obenliegenden Tragwerk in Form einer Bogen- oder Pylonkonstruktion wurden zugunsten einer Blockträgerkonstruktion verworfen, da die solide und kompakte Bauweise Vorteile mit sich



Bild 1: Radwegbrücke über die A 1 in Paris nach ihrer Fertigstellung im März 2024
Foto: Michel Denance, © IB-Miebach

bringt: Der konstruktive Holzschutz kann durch den wasserdichten Belag, der einen ausreichenden Überstand an der Holzkonstruktion aufweist, problemlos gewährleistet werden. Zudem wurde der Querschnitt der Brücke so gestaltet, dass er sich in Stufen nach unten verjüngt, die einem 30°-Schlagregenwinkel folgen. Dabei gilt das Bauwerk als geschütztes Bauwerk gemäß EC 1995-2 [4]. Ein chemischer Schutz ist nicht erforderlich.

Darüber hinaus kann die hohe Brandschutzanforderung an die Standsicherheit nach einem zweistündigen Brandereignis mit einem solchen soliden Querschnitt

problemlos erfüllt werden. Bei einer Abbrandrate von 1,2 mm/min ergibt sich nach 120 min ein Umfangsquerschnittsverlust von 144 mm. Dies wurde durch spezielle Tests gemäß „Dossier cpl1160a21Passerelle Solideo“ bestätigt, die vom CERIB-Labor durchgeführt wurden.

Die zweiteilige Tragkonstruktion, bestehend aus Brett-schichtholz GL24h aus französischer Douglasie, wurde von SIMONIN S.A.S. in Ostfrankreich gefertigt. Der wasserfeste Asphaltbelag auf Betonfertigteilen liegt auf Querlatten aus Douglasienholz und wird somit ausreichend belüftet. In der Mitte der Brücke wurden zwei Leerrohre für die zukünftige Nutzung bspw. für Gas bzw. Telekommunikation integriert.

Eine besondere Herausforderung stellten die favorisierten kurzen Transportlängen der Träger zu der beengten Baustelle neben der Autobahn dar. Das 100 m lange Bauwerk wurde in Längsrichtung in fünf und in Querrichtung in zwei Segmente unterteilt. Die Verbindung der Bauteile mittels eingeklebter Gewindestangen und Stahlkonsolen (Bild 2) erwies sich als sehr einfach zu montieren. Diese Verbindung, die SIMONIN S.A.S. unter dem Namen „Resix“ patentiert hat [8], ermöglicht steife Bauteilverbindungen, die mit einer Stahl-Stahl-Verbindung schnell vor Ort montiert werden können.

Um den Brandschutz zu gewährleisten, wurden die Anschlussbereiche nachträglich mit Holzzulagen und 2 × 20 mm Wetterschutz-Brandschutzplatten bekleidet.

Die hölzerne Tragkonstruktion wurde planmäßig Anfang August 2023 in zwei je sechsständigen nächtlichen Sperrungen installiert (Bild 3). Ende 2023 folgte der Einbau des Belags, gut gesichert durch ein Schutzgerüst über dem fließenden Verkehr.

Ein besonderes Konstruktionsmerkmal sind die beiden geneigten Zwischenstützen in Stahlbetonbauweise. Das Betonieren erfolgte vor Ort in vertikaler Ausrichtung. Nach der Demontage der Schalung wurden die Pfeiler in die vorgesehene Schräglage abgesenkt. Durch die Neigung der Pfeiler wurde die Spannweite reduziert und

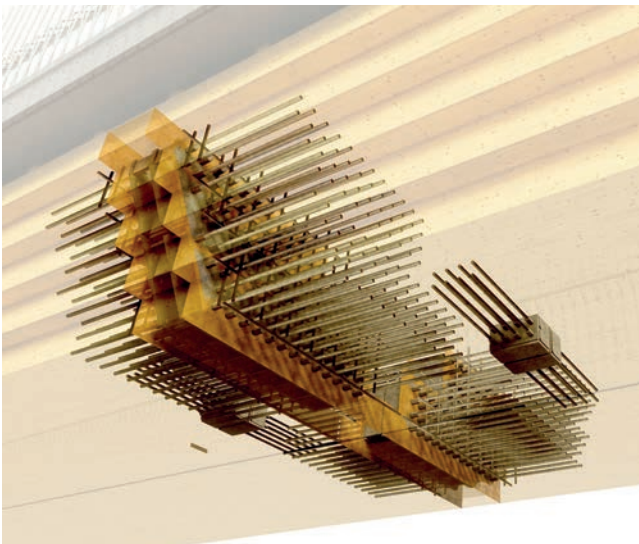


Bild 2: Detail Stoßfuge

Visualisierung: © IB-Miebach



Bild 3: Brückenmontage

Foto: © IB-Miebach



Bild 4: Konzept der Brücke in Zwolle

Rendering: © Karres en Brands

die Fundamente konnten im ungestörten Bereich platziert werden. Durch die daraus resultierende Geometrie entstand eine gestalterische Dynamik, die die kompakte Tragstruktur gegenüber den schräg emporwachsenden Zwischenstützen ikonisch betont.

2.2 Eine Hochstraße für den Bahnhof Zwolle in den Niederlanden

Im niederländischen Zwolle entstand 2025 eine der größten Holzbrücken für Langsamverkehr in Europa. Die Brücke verfügt über eine Fahrbahnfläche von über 1.200 m² und ist mit einem parkähnlichen Deck ausgestattet, welches großzügige Bepflanzung mit gepflasterten Gehwegen und Erholungsbereichen kombiniert (Bild 4).

Die Hauptkonstruktion besteht aus vier parallelen Brett-schichtholzträgern, die das Brettsperrholzdeck tragen, das durch redundante Abdichtungsschichten geschützt ist. Alle exponierten Komponenten sind aus Stahl oder Beton gefertigt, um eine Lebensdauer von mehr als 100 Jahren in einer städtischen Umgebung zu gewährleisten. Der Zugang zur Brücke erfolgt über stählerne Treppenanlagen an drei Seiten und Aufzüge, deren Tragkonstruktionen ebenfalls aus Holz bestehen (Bild 4).

Das Planungsteam, bestehend aus den Landschaftsarchitekten Karres en Brands aus Hilversum und dem Städtebauspezialisten IPV Delft, wurde mit Unterstützung von Wouter Kolijn von Piek & Kolijn Project Consult, Groningen zusammengestellt und im Jahr 2020 mit der Planung der Brücke beauftragt. Die Arbeiten erfolgten in enger Zusammenarbeit, die auch von der Covid-Pandemie geprägt war. Um eine gute Zusammenarbeit zu ermöglichen, kamen während der Planungsphase verschiedene Tools wie Virtual Reality und eine Vielzahl an Live-Visualisierungen mit Videokommunikation zum Einsatz.

Gemeinsam wurde die Vision einer „Elevated Street“ entwickelt – einer Brücke, die sich wie eine Hochstraße mit üppigem Grün über die Bahnleise schlängelt. Neben

den technischen und gestalterischen Anforderungen musste bei der Entwicklung der ersten Skizzen ein langfristiger Zeitplan mit vorab festgelegten Stilllegungszeiten für die zu überbrückenden Gleise berücksichtigt werden. Die Montage des Hauptbauwerks musste innerhalb von 100 h abgeschlossen werden, um den wichtigen Verkehrsknotenpunkt im Norden der Niederlande nicht übermäßig zu behindern.

Neben herausfordernden Spannweiten von über 34,0 m und der kurzen Montagezeit war die Entwicklung eines Querschnitts mit einer geplanten Lebensdauer von 100 Jahren im Holzbau mit der Einbeziehung einer Fahrbahnkonstruktion als Gründach eine besondere Herausforderung. Für die Realisierung der Konstruktion wurde ein robustes System bestehend aus vier Blockbrett-schichtholzbalken aus GL28h (Fichte) gewählt. Alle Balken sind über Stahlrahmen gekoppelt und mit einer hinterlüfteten Brettsperrholz-Plattenkonstruktion abgedeckt. Die Brettsperrholzlage dient nur dazu, die Lasten von der Fahrbahnkonstruktion zu verteilen, so dass sie bei Bedarf ausgetauscht werden kann. Um die Überwachung der Dichtigkeit der zweilagigen Abdichtung aus Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk (EPDM) auf der Brettsperrholzlage zu ermöglichen, wurde ein vollflächiges Folienüberwachungssystem mit leitfähigem, feuchtesensiblen Netzgewebe der Fa. Progeo integriert.

Im Rahmen der Tragwerksplanung mussten frühzeitig spezielle Anforderungen geprüft werden. So wurde die Brücke für ein Brandszenario ausgelegt, was eine besondere Herausforderung an die Stahlverbindungen stellte. Durch die sorgfältige Positionierung dieser Elemente und die Absicherung einiger Stahlteile mit umhüllenden Holzverkleidungen wurde ein redundantes System entwickelt, das auch den Anforderungen an einen progressiven Einsturz gerecht werden konnte: ein reihenweiser Einsturz ist durch Teilentkopplung ausgeschlossen.

Aufgrund der hohen Komplexität des Bauwerks wurde die Tragwerksplanung des Holzüberbaus bis zur Realisierung in ein BIM-Modell überführt, welches nun den digitalen Zwilling der Brücke darstellt.



Bild 5: Testmontage durch Schmees und Lühn

Foto: © Schmees/IB-Miebach

Mit der Realisierung des Projekts wurde das niederländische Unternehmen Dura Vermeer, Rotterdam gemeinsam mit den deutschen Holzbrückenspezialisten von Schmees und Lühn aus Niederlangen betraut. Allein die massiven Abmessungen und komplexen Geometrien der Brücke stellten für alle beteiligten Unternehmen eine besondere Herausforderung dar. Dank sehr detaillierter Planung, Testmontage (Bild 5) und präziser Fertigung – auch durch die Lieferanten der Brettschichtholzträger, Schaffitzel Holzindustrie, Schwäbisch Hall und Wiedmann Holzleimbau, Rheinfelden – konnte die Montage innerhalb des vorgegebenen Zeitrahmens von 100 h realisiert werden.

Hervorzuheben ist, dass die bei der Produktion geforderte Präzision weit über die normativen Anforderungen hinausging. Für die Montage einer Länge von über 130 m mussten Toleranzen von nur wenigen Millimetern ausreichen. Um dies zu gewährleisten, wurde die Hauptkonstruktion im Werk für die Prüfung unter Berücksichtigung der genauen Position der Stützkonstruktionen vormontiert. Mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen konnte dann die Montage vor Ort (Bild 6) innerhalb des engen Zeitrahmens ohne größere Hindernisse realisiert werden, wobei der Transport und die Dimensionierung der Mobilkrane nahe an den Grenzen des Machbaren erfolgen mussten. Das Gesamtbauwerk wurde unter großer Anteilnahme der Bevölkerung im Sommer 2025 eröffnet.



Bild 6: Fertigstellung des Überbaus während der einhundertstündigen Sperrpause der Bahn

Foto: © Schmees/IB-Miebach

2.3 Neue Straßenbrücke in Haslach im Kinzigtal

Die neu geplante Brücke über die Kinzig im Ortenaukreis stellt ein bedeutendes Infrastrukturprojekt dar, das moderne Mobilitätsanforderungen mit einer nachhaltigen und leistungsfähigen Bauweise verbindet. Als Holz-Beton-Verbundkonstruktion bildet sie das zentrale Element einer neuen Kreisstraße, die sowohl den motorisierten Verkehr als auch den Fuß- und Radverkehr aufnimmt. Mit einer Gesamtlänge von rund 140 m und vier jeweils 34 m langen Stützweiten entsteht ein Bauwerk, das funktional wie gestalterisch überzeugt und gleichzeitig auf ökologische Materialien setzt (Bild 7). Die Brücke integriert neben der zweispurigen Kreisstraße einen Geh- und Radweg, der auf der oberstromigen Seite über eine verbreiterte Kappe geführt wird. Mit insgesamt 12,30 m Nutzbreite zwischen den Geländern entsteht ein komfortabler und sicherer Verkehrsraum, der unterschiedlichen Nutzergruppen gerecht wird. Diese Kombination aus verkehrlicher Leistungsfähigkeit und nachhaltigem Konstruktionsansatz ist charakteristisch für moderne Infrastrukturprojekte im ländlichen Raum.

Im Mittelpunkt des Tragwerks steht ein fünfstegiger Plattenbalken in Holz-Beton-Verbundbauweise (Bilder 8 und 9). Die Stege bestehen aus blockverklebten Brettschichtholzträgern der Festigkeitsklasse GL30c, die schubsteif mit einer Stahlbetonfahrbahnplatte verbunden sind. Diese Hybridbauweise vereint die ökologischen und konstruktiven Vorteile beider Materialien: Holz als leichter, CO₂-speichernder Baustoff und Beton als robuste und druckfeste Ergänzung. Der Verbund wird über präzise ausgeführte Kerben und eingeklebte Bewehrungsanker hergestellt, die sowohl die Schubübertragung als auch die Zugsicherung zuverlässig gewährleisten. Die Querträger in den Lagerachsen – sowohl auf den Widerlagern als auch auf den Pfeilern – bestehen



Bild 7: Entwurf der vierfeldrigen Straßenbrücke über die Kinzig

Rendering: © IB-Miebach

aus Stahlbeton. Hier werden die Holzträger über formschlüssige Details und eingeklebte Stahlanker biegesteif angeschlossen. Mit einer Konstruktionshöhe von 1,70 m ergibt sich in Verbindung mit den 34 m langen Feldern eine Schlankheit von $l/h = 20$, was der Brücke eine elegante und technisch effiziente Gestalt verleiht.

Der Materialeinsatz umfasst Beton der Güte C 35/45 sowie Betonstahl B 500 B, die gemeinsam mit dem Brett-schichtholz aus heimischem Fichtenholz ein leistungsfähiges, wirtschaftliches und dauerhaftes Tragwerk bilden. Das Ingenieurbüro Miebach verantwortet sowohl die Objektplanung in den Leistungsphasen 1 bis 8 als auch die Tragwerksplanung des Überbaus in den Leistungsphasen 1 bis 6. Ergänzt wird das Planungsteam durch RS Ingenieure, Achern, die die Gründung, Pfeiler, Widerlager sowie die Schal- und Bewehrungspläne des Überbaus bearbeiten. In der Ausführung sind Rendler Bau GmbH, Offenburg als Generalunternehmer und Grossmann Bau GmbH & Co. KG aus Rosenheim für den Holzbau beteiligt. Diese interdisziplinäre Zusammenarbeit stellt sicher, dass sowohl konstruktive Qualität als auch die beson-

deren Anforderungen einer Holz-Beton-Verbundbrücke berücksichtigt werden. Mit ihrer klaren Konstruktion, der effizienten Materialverwendung und der Integration mehrerer Verkehrsarten setzt die neue Kinzigbrücke ein Zeichen für zeitgemäßen Ingenieurbau. Sie zeigt, wie funktionale Infrastruktur, Nachhaltigkeit und technische Innovation miteinander verbunden werden können – und schafft ein langlebiges Bauwerk, das weit über seine verkehrliche Funktion hinaus Wirkung entfaltet.

3 Fazit für die Verwendung von Holz in großen Infrastrukturprojekten

Holz kann aufgrund seiner erheblichen Vorteile bei der Reduzierung von CO₂-Emissionen, der lokalen Verfügbarkeit und der Verbesserung der Ästhetik zu einem bedeutsamen Bestandteil von Infrastrukturprojekten werden. Die drei gezeigten Beispiele veranschaulichen, was mit Holz bereits möglich ist, und geben einen Blick in die Zukunft von Holz bei Infrastrukturprojekten. Diese europäischen Beispiele sollen eine Inspiration für Infra-

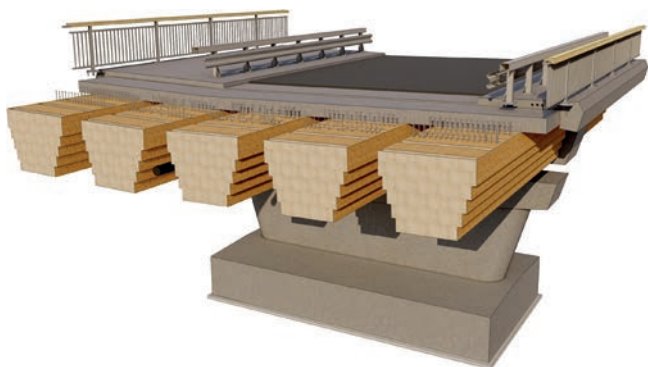


Bild 8: Tragwerksaufbau mit Schubverbund zwischen Betonplatte und Holzträgern
Visualisierung: © IB-Miebach



Bild 9: Untersicht der fertig montierten Brücke Foto: © IB-Miebach

strukturbauten sein. Sie belegen eindrücklich, wie mit dem ressourcenschonenden Baustoff Holz auch komplexe Infrastrukturaufgaben erfüllt und somit ein wichtiger Beitrag zu einer nachhaltigen Verkehrswende geleistet werden können. Hervorzuheben ist, dass Holz nicht nur für Radwegbrücken, sondern auch für Straßenbrücken wettbewerbsfähig einsetzbar ist.

Literatur

- [1] Aktuelle Holzbaubeispiele aus der Schweiz: Wildtierüberführung Koppigen: <https://www.astra.admin.ch/astra/de/home/themen/nationalstrassen/baustellen/medienmitteilungen/thun/a1-koppigen--einhebung-der-holztraeger-fuer-den-bau-einer-wildtierueberfuehrung.html> (24.6.225); Wildtierüberführung Neuenkirch: <https://www.astra.admin.ch/astra/de/home/themen/nationalstrassen/baustellen/zentral-nordwestschweiz/wildtierquerungen/a2-wildtierueberfuehrung-neuenkirch-lu.html>; Wildtierbrücke Rynetel, Suhr: <https://www.haring.ch/assets/Downloads/TIM-Magazin-Bruecken-aus-Holz-Wildtierbruecke-Rynetel.pdf> (geprüft am 5.2.2026).
- [2] Aktuelle Holzbaubeispiele aus Österreich: Mautbrücke „Green Gantry“: <https://www.asfinag.at/ueber-uns/verantwortung/innovation/>; Brücke S37, Klagenfurt: <https://www.hasslacher.com/Holz-Be-ton-Verbundbruecke-S-37> (geprüft am 5.2.2026).
- [3] Aktuelles Holzbrückenbeispiel aus Frankreich: Holz-betonverbundbrücke Lure: <https://www.cerema.fr/fr/actualites/ponts-mixtes-bois-beton-poutres-lamelle-colle> (geprüft am 5.2.2026).
- [4] DIN EN 1995-2:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004.
- [5] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. (Hrsg.): drunter und drüber – Brücken aus Holz. Informationsdienst Holz, 2019, download: https://holzbrueckenbau.com/wp-content/uploads/IDH_Bruecken_aus_Holz_2019.pdf
- [6] Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. (Hrsg.): Entwurf von Holzbrücken. Informationsdienst Holz, 2019, download: https://holzbrueckenbau.com/wp-content/uploads/IDH_Entwurf_von_Holzbruecken_2019.pdf.
- [7] DIN EN 1995-1-1:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008.
- [8] SIMONIN SAS: The aesthetic and performing connection system. Presentation of the Resix® system. Online: <https://www.simonin.com/en/structures-glulam/resix-connection-system/> (geprüft am 5-2-2026) | Patent Resix® 3.3/19-986_V1, CTB quality certificate for Résix®.



Welcome to Dresden for the *fib* SYMPOSIUM 2027
ReThink Concrete: Structures for a Sustainable Transformation

07.–09. Juni 2027 in Dresden, Deutschland

**Call for abstracts
bis 31. Juli 2026**





HIT-PUNCHING & HIT-SHEAR

Verstärkungslösungen im Beton

Einfach, zuverlässig, wirtschaftlich



Höhere Belastungen, gestiegene Sicherheitsanforderungen sowie vorhandene Defizite machen bei vielen Bauwerken nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen notwendig. Hilti bietet mit den zugelassenen Systemen HIT-Shear und HIT-Punching leistungsstarke Lösungen zur Querkraft- und Durchstanzverstärkung an und ergänzt damit die seit vielen Jahren bewährten Systeme HIT-Rebar für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse mittels Übergreifungsstößen oder biegesteifer Endverankerungen und HIT-Overlay für Querschnittsverstärkungen mittels Aufbeton. Das umfangreiche Gesamtsystem umfasst die kostenfreie Bemessung mit PROFIS Engineering, eine einfache Ausführung mit einstufigem Bohrverfahren, abgestimmtes Zubehör wie Detektionssysteme und Hohlbohrer sowie technische Unterstützung von der Planung bis zur Baustelle.



Mehr
Informationen
zu den Hilti
Verstärkungs-
systemen

Engineering aus Leidenschaft



www.schuessler-plan.de



Zwischen Industriekultur und Natur – der „Sprung über die Emscher“

Dipl.-Ing. Peter Sprinke, Jan Berwing, M.Sc. | Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf
Asc. Prof. Dipl.-Ing. Arch Dirk Krolkowski, Dipl.-Ing. Arch Falko Schmitt | DKFS, London
Dipl.-Ing., M.Sc. (Wirtsch.) Simone Kern | EMSCHERGENOSSENSCHAFT/LIPPEVERBAND, Essen

Kurzfassung

Brücken sind mehr als technische Konstruktionen – sie überwinden Grenzen, schaffen neue Räume und verbinden bislang getrennte Orte. Als „dritte Fläche“ zwischen Erde und Himmel ermöglichen sie Übergänge über Wasser, Täler und Verkehrswege. Bei Castrop-Rauxel am Wasserkreuz Emscher/Rhein-Herne-Kanal wurde ein solches einzigartiges Bauwerk für Fußgänger und Radfahrer realisiert: der „Sprung über die Emscher“. Auf 411,5 m Länge verbindet die elegante Stahlkonstruktion mit Spannweiten bis zu 108 m nicht nur Ufer, sondern auch gelungenes Design und Funktionalität. Die Brücke schafft einen neuen Erlebnisraum, ist ein starkes Symbol für den Strukturwandel im Ruhrgebiet und bildet den krönenden Abschluss des Generationenprojekts Emscher-Umbau. Der Anspruch an das Bauwerk sowohl als Landmarke als auch daran, sich harmonisch in die Landschaft einzubinden, verlangte eine präzise und interdisziplinäre Betrachtung. Architektur, Ingenieurwesen und baukünstlerische Ideen griffen dabei eng ineinander. Bereits im Wettbewerb wurde deutlich, wie eng die Formgebung und die Statik zusammenhängen und so eindrucksvolle Architektur entsteht. So wird das Bauwerk selbst zur Kunst.

1 Der Name ist Programm

Am Wasserkreuz Emscher/Rhein-Herne-Kanal bei Castrop-Rauxel ist ein Bauwerk entstanden, das weit über seine technische Funktion hinausweist. Der „Sprung über die Emscher“ verbindet nicht nur Ufer, sondern steht als gestalterisch anspruchsvolle Fuß- und Radwegbrücke sinnbildlich für den Emscher-Umbau und den Wandel einer ganzen Region. Die Planung erfolgte in einer Planungsgemeinschaft mit den Architekten DKFS, London und den Landschaftsarchitekten Smeets, Erftstadt unter der Federführung von Schüßler-Plan.

Von 1992 bis 2022 setzte die Emschergenossenschaft das Generationenprojekt Emscher-Umbau um. Der Brückenneubau „Sprung über die Emscher“ ist ein bedeutender Bestandteil des umfassenden wasserwirtschaftlichen Großprojekts und Symbol für einen sicht- und erlebbaren Strukturwandel: Die Brücke bildet eine neue Verbindung zwischen dem urbanen Raum der Städte Castrop-Rauxel und Recklinghausen und dem angrenzenden, landschaftlich geprägten Emschertal. Dabei überspannt das Bauwerk in eleganter, geschwungener Form sowohl die Emscher als auch den Rhein-Herne-Kanal und beeindruckt durch eine auffallend schlanke Silhouette (Bild 1). Die

planerische Umsetzung der komplexen Geometrie sowie die statischen und dynamischen Berechnungen stellten hohe Anforderungen an die Ingenieur:innen.

Das Generationenprojekt Emscher-Umbau – also die Befreiung der Emscher vom Abwasser aus Millionen Haushalten und der Industrie – ist seit Ende 2021 fertiggestellt. Parallel arbeitet die Emschergenossenschaft an der Renaturierung der Emscher. Am Wasserkreuz in Castrop-Rauxel und an der Emscher-Mündung wurden bereits große Projekte zur ökologischen Verbesserung des einstigen offenen Abwasserkanals abgeschlossen.



Bild 1: Der „Sprung über die Emscher“

Foto: © Rupert Oberhäuser



Bild 2: Verlegung von Sohlschalen am Hüller Bach, Herne Foto: EGLV

Die Region entlang der Emscher zählt zu den am dichtesten besiedelten Räumen Europas. Das Einzugsgebiet der Emscher, von der Quelle in Holzwickede bis zur Einmündung in den Rhein in Dinslaken, wird von zahlreichen Städten wie Dortmund, Castrop-Rauxel, Recklinghausen, Oberhausen, Bottrop, Duisburg sowie Dinslaken flankiert. Die Region ist im Volksmund auch als Kohlenpott bekannt. Ein Hinweis auf ihre industrielle Vergangenheit und ihre prägende Geschichte im Bergbau.

Um die Bedeutung des Generationenprojekts Emscher-Umbau zu verstehen, lohnt ein Blick zurück in die Historie des Flusses und der Region. Anfang des 19. Jahrhunderts war die Region entlang der Emscher geprägt von Natur und Agrarflächen. Dies änderte sich mit der Entdeckung der Steinkohlevorkommen im Zuge der Industrialisierung etwa um 1825 drastisch. Mit dem Aufbau der Kohle- und Stahlindustrie nahm die Bevölkerung in dieser Region explosionsartig zu. Zählte Dortmund im Jahr 1800 nur etwa 4.500 Einwohner, so konnte man im Jahr 1900 bereits 70.000 Einwohner verzeichnen [1]. Die explosionsartige Urbanisierung führte jedoch schnell dazu, dass die sozialen und hygienischen Strukturen dieser Entwicklung nicht standhalten konnten. Die Emscher, als verbindender Fluss der gesamten Region, wurde zunehmend zur offenen Abwasserader umfunktioniert, zu einer Kloake, die ungeklärt sämtliche Abwässer aufnahm. Teilweise begradigte man die Emscher und baute sie zu einem offenen Schmutzwasserkanal um (Bild 2). Die wesentlichen Bauarbeiten erfolgten Ende des 19. bis Anfang des 20. Jahrhunderts [2]. Zur Sicherung der Ableitung des Schmutzwassers wurde die Emschergenossenschaft im Jahr 1899 gegründet. Sie ist ein Zusammenschluss aller Anrainer entlang des Flusses.

In den 1950er Jahren entstanden erste Überlegungen, den ökologisch stark belasteten Fluss vom Abwasser zu befreien. Das Generationenprojekt zum Emscher-Umbau startete im Jahr 1991. Die Emschergenossenschaft hat das Projekt bis Ende 2021 mit einem Investitionsvolumen von circa 5,5 Milliarden Euro realisiert [2].

Durch das Generationenprojekt wurde aber mehr als nur die Befreiung der Emscher vom Abwasser realisiert

– es entstand ein neues Band des Erlebens. Sogenannte Erlebnismodule flankieren den Flussraum, geben der Region eine neue Identität und lassen die Geschichte, die Natur und die Technik lebendig werden. Mittlerweile findet man entlang der Emscher sogar Weinberge. Der Emscher-Radweg bildet mit einer Länge von 101 km das zentrale Rückgrat dieser neuen Erlebnislandschaft. Er folgt dem Flusslauf der Emscher von Holzwickede bis nach Dinslaken und verbindet auf seiner Strecke Monumente, historische Parks, erlebbare Wassertechnik, künstliche Halden und vielfältige Naturräume. Beispielhaft sind hier die Projekte Phönix-See in Dortmund, Tiger und Turtle in Duisburg sowie die Emscher-Mündung bei Dinslaken zu nennen.

Unser Projekt „Sprung über die Emscher“ befindet sich im Cluster 2 des Emscherlandes, an einem geschichtsträchtigen Ort, an dem die Emscher den Rhein-Herne-Kanal kreuzt. Im Zuge des Emscherlandes sollten der Natur- und Wasser-Erlebnis-Park, die Emscher-Terrassen, die Emscher-Promenade sowie die Brücke „Sprung über die Emscher“ entstehen.

2 Der Wettbewerb

2.1 Ausschreibung

Die Ausschreibung des Wettbewerbs erfolgte durch die Emschergenossenschaft am 30.08.2018. Es handelte sich um einen nicht offenen Wettbewerb mit Präqualifikationsverfahren, der sich an Architekten, Bauingenieure und Landschaftsarchitekten richtete. Insgesamt wurden zehn Teams zur Teilnahme an dem Wettbewerb zugelassen. Die Einreichung des Wettbewerbsbeitrages war für den 12.12.2018 terminiert und die Sitzung des Preisgerichtes sollte am 06.02.2019 stattfinden.

Die Brücke über die Emscher und den Rhein-Herne-Kanal sollte eine neue Verbindung für Fußgänger:innen und Radfahrer:innen schaffen und den Übergang zwischen dem urbanen Raum in das angrenzende, landschaftlich geprägte Emschertal bilden. Die Brücke sollte bestehende regionale Rad- und Wanderwege vernetzen und zum integralen Bestandteil des Wegesystems werden. Die Schaffung von Aufenthaltsqualitäten sowie die Herstellung von Landschaftsbezügen mit hoher gestalterischer Wirkung sollten mitbedacht und in die Umgebung integriert werden.

Die Geh- und Radwegbrücke war mit einer Breite von 2,50 m zu planen. Zudem war die Befahrung für Betriebsfahrzeuge mit einem Gewicht bis zu 3,5 t zu gewährleisten.

2.2 Die Idee

Am Anfang standen zahlreiche Ideen im Raum. Inspiriert von der Umgebung, dem Wasserkreuz und dem Landschaftsraum sollte der Entwurf die Besonderheit des Ortes widerspiegeln, den Landschaftsraum respektieren, den Raum erlebbar gestalten und zudem als sichtbares Zeichen den Ort kennzeichnen. Aus der flie-

ßenden Topografie der Umgebung entwickelte sich die choreografische Grundidee des Brückenbauwerkes. Drei unterschiedliche Radien formen die Trasse zu einer unverwechselbaren, dynamischen und in sich fließenden Geometrie. Die Zwangspunkte definierten die Stützenstandorte und formten die Brücke in der Höhe.

Die Form des Ingenieurbauwerkes generiert sich grundsätzlich aus den Erfordernissen des Tragwerkes. Hier sollte die Funktion des Tragwerkes ablesbar und ingenieurtechnisch logisch sein. Die technische Logik sowie der sichtbare Kraftverlauf wurden zum erkennbaren Bestandteil der eleganten Silhouette, die durch den Pylon mit einer Höhe von 8 m über dem Brückendeck den skulpturalen Höhepunkt bildet.

2.3 Ergebnis

Das Preisgericht vergab im Wettbewerb keinen ersten Platz, sondern stattdessen drei gleichrangige zweite Preise. Unter diesen drei Zweitplatzierten wurde ein Verfahren nach Vergabeordnung (VgV) mit den Kriterien Qualität der Planung (Wichtung 55 %), Bearbeitungsorganisation (Wichtung 20 %) und Honorarkosten (Wichtung 25 %) durchgeführt. Am 23.05.2019 erhielt die Arbeitsgemeinschaft Schüßler-Plan/DKFS/Smeets die Benachrichtigung über die Erteilung des Zuschlags.

Aus dem Protokoll der Preisgerichtssitzung vom 06.02.2019 zum ausgewählten Siegerentwurf: „Die Arbeit hat den Anspruch, mit dem Ingenieurbauwerk die Potentiale der Landschaft erlebbar zu machen. Das vorgeschlagene Ingenieurbauwerk stellt sich dabei in den Dienst der Landschaft. Es verfremdet sie nicht, sondern greift mit Feingefühl alle besonderen Orte und Reize von Gewässerinfrastrukturen und umgebender Landschaft auf. Der gestalterische Fluss beginnt mit dem Platz der Schichten, führt über die Emscher-Terrassen bis zum Eingang des Natur- und Wassererlebnis Parks mit dem „gläsernen Schacht“.

3 Die Planung

3.1 Geometrie und Gesamtkonzept

Die Trasse des dreifach gekrümmten Überbaus ist im Grundriss durch drei aneinandergereihte, unterschiedliche Radien von 67 m, 90 m und 143 m definiert (Bild 3). Die Gradiente definiert den Aufriss, welcher ausgehend von der Kuppenausrundung mit einer Länge von ca. 66 m über dem Rhein-Herne-Kanal beidseitig in eine konstante Längsneigung von 5,26 bzw. 3,98 % übergeht.

Die Brücke ist als semi-integrale, mehrfach gekrümmte Ganzstahlkonstruktion mit einer Gesamtlänge von 411,5 m ausgeführt. Die sieben Felder der Konstruktion des Brückenüberbaus besitzen die Stützweiten 38,0 m – 47,0 m – 41,0 m – 108,0 m – 89,0 m – 54,0 m – 34,5 m. Die beiden größten Spannweiten der Brücke von 108,0 bzw. 89,0 m sind mit dem schlanken Überbau nur durch die Anordnung von Zügelgurten realisierbar. Diese binden in Achse 50 in einen rund 15 m hohen Pylon ein.

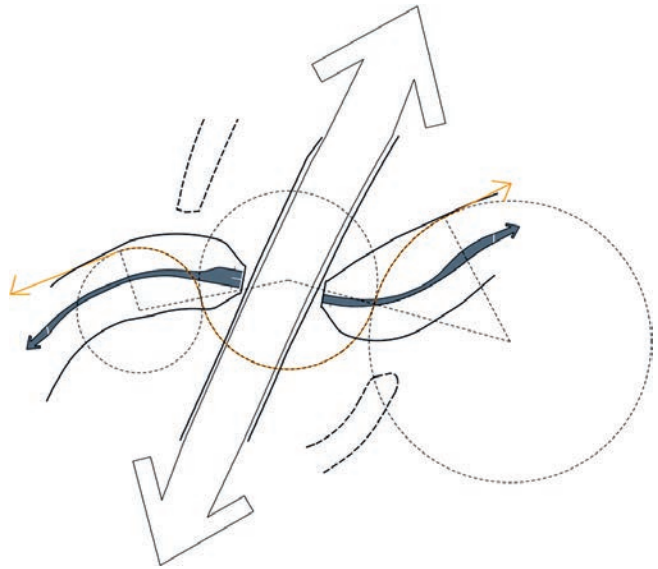


Bild 3: Die Idee

Zeichnung: INGE Schüßler-Plan/DKFS/Smeets

Die lichte Weite der Geh- und Radwegbrücke beträgt gemäß Vorgabe der Emschergenossenschaft 2,50 m. Die geschwungene S-Form im Grundriss und die variierende Bauhöhe des Kastenträgers schaffen ein dynamisches Erscheinungsbild und folgen dem Kräfteverlauf des statischen Systems.

3.1.1 Tragstruktur und Querschnitt

Der Überbau der Brücke ist als luftdicht verschweißter, asymmetrischer Stahlhohlkasten in einer liegenden L-Form konzipiert (Bild 4). Der Randträger ist zur Vertikalen um 25° geneigt und weist grundsätzlich einen rechteckigen Kastenquerschnitt auf. An diesem schließt einseitig ein liegender Hohlkasten an, welcher die Nutzebene des Geh- und Radweges darstellt. Dieser zusammengesetzte Hohlkasten bildet einen torsionssteifen Brückenüberbau, der die Lasten aus dem einseitigen Anschluss der Geh- und Radwegebene zu den Unterbauten über Biegung und Torsion abträgt. In den Übergangsbereichen verändert sich der Querschnitt entsprechend der Geometrie.

Der über das Brückendeck ragende Randträger ist jeweils am Außenradius angeordnet und wechselt infolge der S-förmigen Trassierung an den Wendepunkten der Krümmungen die Lage. Die Wendepunkte fallen annähernd mit den Momentennullpunkten zusammen, sodass die Lastabtragung in den Transformationsbereichen überwiegend über Querkraft erfolgt. Vor den

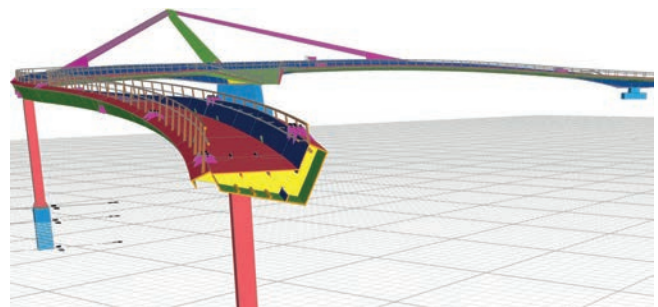


Bild 4: Der Querschnitt

Grafik: MCE/Jakosta

Wendepunkten reduziert sich die Höhe des Randträgers und wird in die Grundform des Brückendecks überführt. Hinter dem Wendepunkt entwickelt sich der Randträger auf der gegenüberliegenden Seite wieder aus dem Deck heraus.

Die gesamte Stahlkonstruktion wurde aus Stahl der Güte S460 hergestellt. Der Überbauquerschnitt ist in Abständen von 2,40 m mit Querschotten versehen. Das Boden- und Gehwegblech ist mit Flachstählen ausgesteift.

In den Achsen 40 und 50 wird der Randträger infolge der hohen Stützmomente unterhalb des Brückendecks angewoutet. Die Stegneigung des Randkastens mit der Neigung von 25° wird beibehalten. An diesen beiden Lagerachsen entwickeln sich zusätzliche Treppenanlagen und erweitern somit die Anbindungs- und Erschließungsfunktionen.

3.1.2 Zügelgurtkonstruktion und Pylon

Das freizuhaltende Schifffahrtsprofil über dem Rhein-Herne-Kanal bestimmt die maximale Stützweite von 108 m. Über dem Kanal als auch bei der Querung der Emscher mit einer Spannweite von 89 m wird der beschriebene Querschnitt zusätzlich durch eine Zügelgurtkonstruktion aus rund 50 m langen Flachstählen überspannt. Die Flachstähle greifen jeweils annähernd in der Mitte der genannten Felder an und führen die Kräfte zum Kopf eines Pylons in Achse 50. Der 15 m hohe Pylon ist um 45° nach außen geneigt (Bild 5).

Der Pylonquerschnitt besteht aus einem geschweißten Stahlhohlkasten mit Außenmaßen von 1,60 m × 2,50 m am Pylonfuß. Der Querschnitt verjüngt sich konstant

bis 1,80 m unter dem Pylonkopf auf 1,15 m × 1,00 m. An der Spitze misst der Querschnitt dann nur noch 0,44 m × 1,0 m.

Die Zügelgurte selbst bestehen aus Flachstahl der Güte S460 mit einer konstanten Höhe von 1,0 m und einer Dicke von 30 mm. Die Anschlussstellen sind ausgerundet und am Pylonkopf weiten sich die Zügel auf rund 2 m auf. Die Zügel schließen vollflächig auf dem oberen Blech des Torsionskastens an. Da die Zügel vertikal in den Überbau einbinden, verdrehen sich die Flachstähle um 45°. Diese Verdrehung begünstigt die Aerodynamik der Zügelgurte.

3.1.3 Unterbau und Gründung

Die Unterbauten der Achsen 20 bis 70 sind biegesteif mit dem Überbau verbunden. Lediglich an den Widerlagern in den Achsen 10 und 80 sind Lager angeordnet.

Die Unterbauten sind über Großbohrpfähle tiefgegründet. Die Tiefgründungen sind Ergebnis des Baugrundgutachtens. Der Untersuchungsraum ist Teil des südlichen Münsterländer Kreidebeckens; oberflächennah befinden sich quartäre Flussablagerungen der Emscher, die von mehreren hundert Meter mächtigen Schichten des Emscher-Mergels aus der Oberkreidezeit unterlagert werden. Der Emscher-Mergel besteht im Untersuchungsgebiet aus festen, grauen Tonmergeln, bei denen es sich um tonige, feinsandige Schluffe handelt. Die oberen Schichten sind teilweise stark verwittert und als Lockergestein ausgebildet. Zur Tiefe verfestigen sich die tonigen Schluffe zu Tonmergelsteinen. Unregelmäßig können hier Mergelstein- und Kalksandsteinbänke eingelagert sein. Zudem sind die gewachsenen Böden teil-



Bild 5: Pylon und Zügelgurte an der Querung des Rhein-Herne-Kanals

Foto: © Rupert Oberhäuser

weise überlagert von mächtigen Auffüllungen.

Die Unterbauten der Brückenkonstruktion wurden über Pfähle in dem gut tragfähigen Emscher-Mergel mindestens 3 m tiefgegründet. An den Regelstützen wurden einreihig zwei Pfähle in Querrichtung vorgesehen. Hierdurch gelingt es, auftretende Zwangskräfte auch über die Verformung der Gründung zu reduzieren. Die Lagerungen an den Widerlagern sind als stählerne Pendelkonstruktion ausgeführt, die Zug- und Druckkräfte aufnehmen. Die jeweilige Querfesthaltung erfolgt über ein separates, stählernes Lager unmittelbar unter dem Endquerträger. Der Systemruhepunkt liegt zwischen den Achsen 40 und 50. An diesen Achsen befinden sich die Treppenanlagen, die Gründungen sind hier als steife Pfahlbockkonstruktionen ausgebildet. Zur Untersuchung der Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund wurde eine Sensitivitätsanalyse mit variierenden Steifemoduln E_s (untere und obere Grenzwerte) durchgeführt.

In den Regelachsen weisen die Stützen der Stahlgüte S460 quadratische Rechteckquerschnitte mit äußeren Abmessungen von 800 mm × 800 mm auf und variieren in der Höhe zwischen ca. 7,80 m und 10,80 m. Die Stützen sind über Kopfplatten luftdicht abgeschlossen. Der biegesteife Übergang von Stahl zu Beton erfolgt über Ankerbarren und Zugstangen. Acht Ankerstangen verbinden jeweils die Stahlstütze mit dem massiven Gründungssockel. Der Sockel geht in einen Pfahlkopfbalken über, an dem jeweils zwei Bohrpfähle mit einem Durchmesser 1,20 m angeordnet sind. Die Pfähle geben ihre Normalkräfte über Mantelreibung und Spitzendruck in die tragfähigen Bodenschichten ab. Die Horizontallasten werden über die Bettung abgetragen.

3.1.4 Dynamische Untersuchungen

Die leichte, filigrane Brückenkonstruktion ist empfindlich gegenüber fußgänger- und windinduzierten Schwingungen. Bei der Querschnittsausbildung wurde daher auf einen strömungsgünstigen Überbau geachtet. Zur Sicherstellung des Nutzungskomforts wurde zudem ein umfangreiches Windgutachten erstellt. Dieses beinhaltete eine Strömungssimulation zur Ermittlung aerodynamischer Beiwerte, die Bestimmung statischer Windersatzlasten sowie die Bewertung von winderregten Schwingungen.

Parallel dazu wurden umfangreiche dynamische Untersuchungen zu fußgängerinduzierten Schwingungen mit entsprechender Dämpferauslegung erstellt. Zudem wurde bereits bei der Planung vorsorglich in jedem Feld

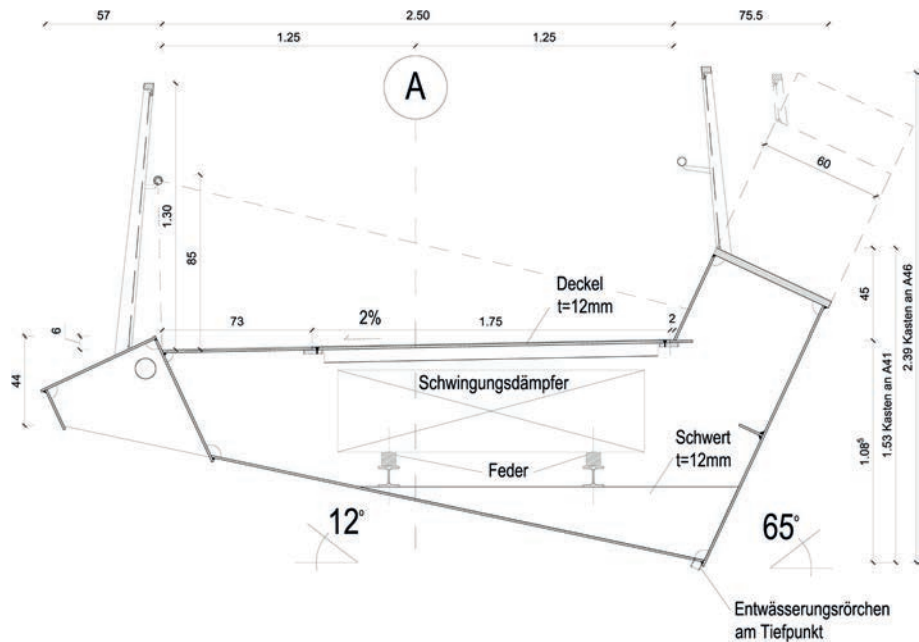


Bild 6: Querschnitt mit Dämpferkammer

Zeichnung: INGE Schüßler-Plan/DKFS/Smeets

eine Kammer zur Anordnung von Schwingungsdämpfern im Hohlkasten vorgesehen. Diese Kammern befinden sich zwischen zwei Querschotten, sind mit Tropftülen an den Tiefpunkten versehen und mit gedichteten, verschraubten Deckeln verschlossen.

Nach Erstellung des Gutachtens durch das Büro EZI (Herr Prof. Hortmanns) wurden die Feder-Masse-Dämpfer quantifiziert und qualifiziert. Basierend auf der gekoppelten Betrachtung von horizontalen und vertikalen Schwingungen wurden zwei Dämpfer mit Gewichten von 2,5 und 5 t in den Feldern 2 und 4 sowie zwei weitere im Feld 6 festgelegt und unsichtbar im Inneren des Hohlkastens integriert (Bild 6).

Aufgrund eines möglichen Torsionsgalloppings der Zügelgurte waren hier ebenfalls Schwingungsdämpfer vorzusehen. An jedem Zügel wurden jeweils zwei Dämpfer mit einer Gesamtmasse von ca. 112 kg angebracht. Bevor die Brückenausstattung (Aufbringen des Belags, Geländermontage etc.) startete, wurden zur Verifizierung der theoretischen Schwingungsanalysen unmittelbar nach erfolgter Stahlmontage und Herstellung des Durchlaufträgers In-situ-Messungen durchgeführt. Nach erfolgreichem Ausbau und vor der eigentlichen Inbetriebnahme der Brücke wurden die Schwingungsmessungen zur Verifikation der Wirksamkeit am endgültigen Bauwerk durchgeführt und am numerischen System verifiziert.

3.1.5 Ausbau und Ausstattung

Korrosionsschutz. Die luftdicht verschweißten Stahlkonstruktionen erhielten ihren Korrosionsschutz ausschließlich auf den Außenflächen. Lediglich die Kammern für die Schwingungsdämpfer wurden auch innen beschichtet.

Brückenbelag. Das Brückendeck wurde mit einem dünn-schichtigen Belag aus Epoxidharz und Quarzsand einstreung ausgebildet.

Stufenbelag. Die Sitzstufen erhielten widerstandsfähige Auflagen aus wetterfestem Hartholz.

Entwässerung. Die Entwässerung des Überbaus erfolgt über Quer- und Längsgefälle des Brückendecks. Ein konstantes Quergefälle von 2 % führt das Wasser jeweils zur Kragarmspitze. Das Quergefälle folgt hierbei dynamisch dem gekrümmten Trassenverlauf und wechselt analog zum stählernen Hauptträger die Lage. In den Übergangsbereichen verwindet sich das Quergefälle von der einen auf die andere Seite. Die Entwässerung ist hier durch Längsneigungen von 5,26 bzw. 3,98 % gewährleistet. Anfallendes Niederschlagswasser wird vom Hochpunkt der Gradienten über das Längsgefälle abgeführt. An den Endpunkten des Brückenzuges sind Entwässerungsrinnen angeordnet. Zusätzlich wird anfallendes Wasser über Brückenabläufe in den Achsen 30 und 60 gefasst und der Emscher als Vorflut zugeführt.

Geländer. Die Geländerhöhe beträgt nach den Empfehlungen für Radverkehrsanlagen (ERA) 1,30 m [3]. Das Brückengeländer besteht aus einem Pfosten-Riegel-System und einer Rahmenfüllung aus einem schwarzpolymerschichteten, vorgespannten Edelstahlnetz.

Erdung. Das Brückenbauwerk ist mit einer Erdungsanlage ausgestattet. Eine separate Blitzschutzanlage ist für Stahlbaubrücken nicht notwendig.

3.2 Bauablauf

Parallel zur Materialbestellung für den Stahlbau und der anschließenden Werksfertigung wurden die Gründungen und die Unterbauten errichtet. Im Anschluss wurden die Stützen in den Achsen 20, 30, 60 und 70 montiert. Die Montage des geneigten Pylons erfolgte mit zusätzlichen Behelfen bis zum biegesteifen Anschluss mit dem Fundamentsockel.

Für die Überbausegmente war eine Kranmontage geplant. Hierbei wurden zuerst die Kragemente 6a und 8a (jeweils ca. 20 t) in Achse 40 sowie 10a und 12a (jeweils ca. 30 t) in Achse 50 angebaut. Danach erfolgte parallel die Herstellung der Treppenkonstruktionen in denselben Achsen. Anschließend konnten die Feldsegmente der Felder 1, 3, 5 und 7 montiert werden. In der weiteren Montagereihenfolge sollten die Feldsegmente 3 und 16 über der Emscher eingehoben werden. Das letzte Überbausegment 9 mit einem Gewicht von rund 100 t wurde mithilfe eines Schwimmkrans über dem Rhein-Herne-Kanal montiert. Für diesen Vorgang war eine zweitägige Vollsperrung des Kanals erforderlich.

Nachdem alle Elemente eingehoben, verschlossert und verschweißt waren, wurden die Zügelgurte eingebaut. Diese rund 15 t schweren Elemente waren beim Einbau mittels einer Hilfskonstruktion zu unterstützen. Zur Herstellung der Gradienten in den Feldern 4 und 5 mussten die Zügel vorgespannt werden. Es war geplant, den Pylon im Übergang zu dem Pylonkopf zu teilen und über Pressen auseinanderzudrücken. Die bereits an dem Pylonkopf angeschlossenen Zügel erfahren durch das

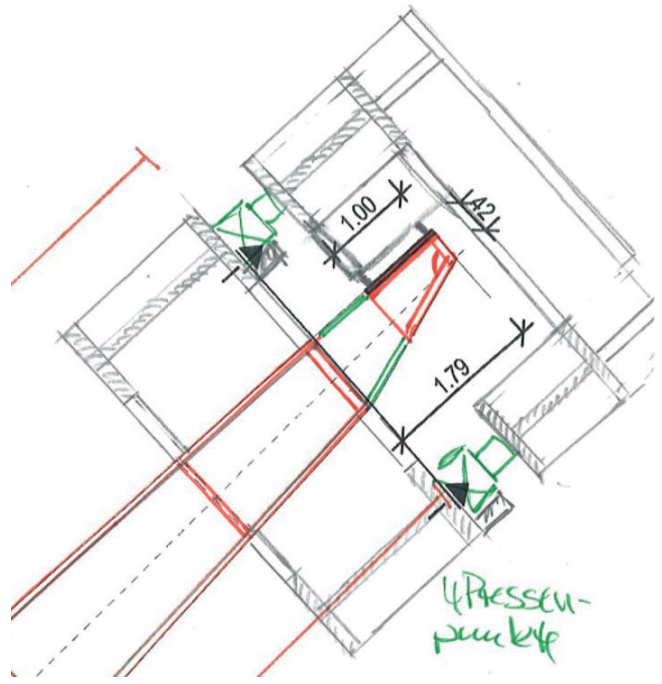


Bild 7: Vorschlag zur Vorspannung der Zügel

Zeichnung: INGE Schüßler-Plan/DKFS/Smeets

Auseinanderpressen eine Verlängerung. Hierdurch wird die erforderliche Vorspannung der Zügel eingeprägt (Bild 7). Da der Weg für beide Zügel annähernd gleich ist, jedoch die Längen der Zügel infolge der Feldweiten, variieren, erfahren die Zügel unterschiedliche Vorspannkraft. Die ausführenden Firmen haben hier Alternativen ausgeführt.

3.3 Anbindung und Aufenthaltsqualität

Dieser besondere Ort, am Wasserkreuz der Emscher mit dem Rhein-Herne-Kanal mit dem angrenzenden Natur- und Wasser-Erlebnis-Park, erfährt durch die Brücke „Sprung über die Emscher“ eine erhebliche Aufwertung. Die Brücke verbindet Vergangenheit und Gegenwart, Industriegeschichte und landschaftliche Erneuerung. So wird das Wasserkreuz nicht nur infrastrukturell erschlossen, sondern auch zu einem zentralen touristischen Erlebnisraum.

Das Bauwerk verläuft entlang des Emscher-Radwegs und liegt im Herzen des Natur- und Wasser-Erlebnis-Parks. Die Brücke mit den Treppenanlagen vernetzt als verbindendes Element eine Vielzahl von Einzelprojekten der Emscher-Region miteinander und schafft daher einen erheblichen Mehrwert für die Stadt- und Freiraumentwicklung.

Die Brücke bietet für Nutzerinnen und Nutzer eine Plattform für imposante Aussichten aus unterschiedlichen Blickwinkeln, etwa auf das historische Wasserkreuz sowie die Wartburginsel „Alte Fahrt“ sowie die neu gestalteten Emscher-Terrassen. Die Aussicht eröffnet neue Eindrücke und macht die räumlichen und zeitlichen Zusammenhänge der umgebenen Kulturlandschaft erfahrbar. Die Treppenanlagen mit integrierten Sitzgelegenheiten schaffen Aufenthaltsqualität am Wasser und laden zum Verweilen

ein. Der „Platz der Schichten“ im Osten und der „Brückenvorplatz West“ bilden harmonische Übergänge und fassen das Bauwerk gestalterisch ein.

3.4 Farbgebung

Die Farbgebung betont die Formsprache der Brücke. Der Überbau ist dabei in einer hellgrauen, silbernen Farbgebung ausgebildet. Hiermit werden die Leichtigkeit und die Transparenz erhöht. Die Stützen dagegen sind in Dunkelgrau abgesetzt, um die Betonung auf den schwebenden Überbau zu maximieren (Bild 8). Ebenso zurückhaltend zeigt sich das dunkle, matte Geländer. Die orangefarbenen Akzente an den Treppenstufen setzen gezielte farbliche Highlights.



Bild 8: Farben akzentuieren das Bauwerk

Foto: © Rupert Oberhäuser

3.5 Illumination

Die Brückenbeleuchtung umfasst eine funktionale Fußgänger- und Radwegbeleuchtung auf der Brücke und bietet eine zusätzliche Effektbeleuchtung bestehend aus Einzelstrahlern für den Pylon und den Gurt (Bild 9).

Die Funktionsbeleuchtung des Brückenbauwerks erfolgt einseitig. Die LED-Leuchten sind in einen um 20° geneigten, genuteten Handlauf integriert. Die Treppenabgänge sind ebenfalls über den Handlauf klar und gleichmäßig ausgeleuchtet. Am Treppenabgang wird die Handlaufbeleuchtung im Fahrradrückweiser fortgeführt. Die Einspeisepunkte aus dem öffentlichen Energienetz bedingten einen Schaltkasten an der Stütze S4. Die Anlage wird nachts zu Kernzeiten auto-

matisch abgeschaltet. Die Effektbeleuchtung kann die skulpturale Qualität des Bauwerks auch bei Dunkelheit und insbesondere nachts zu besonderen Ereignissen in Szene setzen. Die hierfür notwendigen Elemente werden nur temporär installiert.

4 Ausführung

Am 19.11.2020, also eineinhalb Jahre nach der Auftragserteilung, erfolgte die Submission der Bauleistung. Die Bauleistung wurde an die Arbeitsgemeinschaft (ARGE) Echthoff/MCE vergeben. Der Baubeginn erfolgte am 11.02.2021 und auch die Bauarbeiten begannen unmittelbar im Frühjahr 2021. Doch mit dem Kriegsausbruch in der Ukraine am 24. Februar 2022 verschärfte sich die

Materialknappheit in der Bauwirtschaft deutlich. Dadurch kam es zu Lieferengpässen und spürbaren Preissteigerungen bei wichtigen Rohstoffen wie Stahl, Bitumen und weiteren Baustoffen.

Die Ausführungsplanungen wurden der ausführenden ARGE Echthoff/MCE beigestellt, so dass mit den Gründungsarbeiten unmittelbar nach Beauftragung begonnen werden konnte. Parallel hierzu erfolgte die Werk- und Montageplanung zum Stahlbau durch die ARGE. Die Herstellung der massiven Unterbauten (Pfahlkopfplatten, Stützensockel und Widerlager) folgte den Gründungsarbeiten und hatte zeitlichen Vorlauf zur anschließenden Stahlbaumontage.



Bild 9: Beleuchtungstest

Foto: © Rupert Oberhäuser



Bild 10: Montage von Segment 9 über dem Rhein-Herne-Kanal

Foto: © Rupert Oberhäuser

Die Vormontage zum Stahlbau erfolgte in den Werken der MCE. Die vorgefertigten Stahlbausegmente wurden über die Straße zur Baustelle antransportiert. Nach weiteren Vorbereitungen auf den Montagefläche vor Ort wurden die Segmente montiert. Ein besonderes Highlight war die Montage des Stahlbauschusses über den Rhein-Herne-Kanal. Unter kurzer Vollsperrung der Schifffahrt wurde das 105 t schwere und 70 m lange Segment mit einem Schwimmkran eingehoben (Bild 10).

Nachdem der Stahlbau hergestellt war, folgten die Ausbauten an der Brücke sowie den Freianlagen mit dem Brückenvorplatz West und dem Platz der Schichten im Osten.

5 Schlusswort und Fazit

Am 30.09.2024, dem Tag der Eröffnung, wurde das Bauwerk durch die Bevölkerung erstmalig erlebt. Die Brücke „Sprung über die Emscher“ erfuhr eine enorme Akzeptanz und die Resonanz zu dem Bauwerk war sehr positiv.

Mit dem „Sprung über die Emscher“ ist eine einmalige Brücke entstanden. Die Aussicht vom Bauwerk aus eröffnet neue Eindrücke und macht die räumlichen und zeitlichen Zusammenhänge der umgebenen Kulturlandschaft erfahrbar. Als Landmarke im Natur- und Wasser-Erlebnis-Park verbindet sie Infrastruktur, Stadt- und Freiraumentwicklung sowie Vergangenheit und Zukunft. Die Brücke vereint mit ihrer besonderen Form, ihrer Eleganz, dem virtuellen Materialeinsatz das Einmalige, das Unverwechselbare und stellt sich hierbei in den Dienst der Landschaft. Mit dem

Brückenneubau wurde eine neue Landmarke geschaffen, die den Wandel im Emschertal sichtbar und erlebbar macht (Bild 11).

Wettbewerbe fordern von Architekt:innen und Ingenieur:innen Kreativität und Mut zum Besonderen. Hat es uns nicht mal ausgezeichnet, dass Architekten und Ingenieure sich an etwas heranwagten, was es in der Art vielleicht vorher noch nicht gegeben hat? Der „Sprung über die Emscher“ zeigt eindrucksvoll, dass es lohnenswert ist, sich zu trauen. Das innovative Design und das gelungene Zusammenspiel von Architektur und Ingenieurkunst setzen ein Zeichen für Kreativität und Mut im deutschen Brückenbau.

Damit wird die Brücke zum würdigen Schlusspunkt des Emscher-Umbaus und zum Symbol für die gestalterische Kraft technischer Bauwerke.

Literatur

- [1] Stemplewski, J.; Sauerland, C.; Sommerhäuser, M.: Generationenprojekt: Umbau des Emscher-Systems. Geographische Rundschau (2013) 7–8, S. 42.
- [2] Paetz, U.; Bleidick, D.; Emschergenossenschaft (Hrsg.): Vom Industriefluss zum blaugrünen Leben – 125 Jahre Emschergenossenschaft. Verlag Kettler, 2024.
- [3] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksplanungen für Ingenieurbauten – RAB-ING 3-6-2-2. Stand 06/2018.



Bild 11: Der „Sprung über die Emscher“ ist fertiggestellt

Foto: © Rupert Oberhäuser

Stilvolle Sicherheit für Brücken — Mit X-TEND® Edelstahl-Seilnetzen

ELEGANT SAFETY FOR BRIDGES - WITH
X-TEND® STAINLESS STEEL CABLE MESH

- / **Maximale Sicherheit:** Vielseitige Geländerfüllungen und Absturzsicherungen für vertikale und horizontale Sicherheit an Brücken.
- / **Flexibel einsetzbar:** Geeignet für gerade, gekrümmte und unregelmäßige Geometrien.
- / **Maximum Safety:** Versatile railing infills and fall protection for vertical and horizontal security on bridges.
- / **Flexible Application:** Suitable for straight, curved, and irregular geometries.

Wir sind zertifiziert / We are certified:





Bei Anlagen mit potenziellen Erneuerungsbedarfs stehen die Brücken an der Spitze.

Historische Gewölbe- und Stahlbrücken machen mehr als 50 Prozent des Brückenbestandes aus

25.759 Eisenbahnbrücken

Foto: DB AG Christoph Huppertz



Die
DB InfraGO AG ist die
gemeinwohlorientierte
Infrastruktursparte
der DB: [dbinfra.go.com](https://www.dbinfra.go.com)

Foto: Fa. Contempo Robert Schläwe

Friesenbrücke Weener – Europas größte Hub-Drehbrücke

Dipl.-Ing. Stefan Schwede | DB InfraGO, Projekte Bewegliche Brücken, Hannover

Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dr. ès sc. Jan Brütting, M.Eng. Lukas Hornberger, MSc. ETH Povilas Ambrasas | sbp se, Stuttgart

Dipl.-Ing. Andreas Menzel | MCE GmbH, Linz

Dipl.-Ing. Alexander Kröls | ADAM HÖRNIG Baugesellschaft mbH & Co. KG, Aschaffenburg

Dipl.-Ing. Jens Kögel | DR. SCHIPPKE + PARTNER mbB, Hannover

Dr.-Ing. Lutz Vogt | BAUGRUND DRESDEN IngG, Dresden

Dr.-Ing. Gregor Schacht | MKP GmbH, Dresden

Kurzfassung

Im Dezember 2015 wurde die historische Friesenbrücke bei Weener durch einen Schiffsanprall zerstört. Es wurden verschiedene Lösungen für eine neue bewegliche Brücke untersucht. Unter Beachtung aller Randbedingungen fiel die Wahl auf die Erneuerung als Hub-Drehbrücke mit einer Spannweite von ca. 143 m. Die Friesenbrücke hat eine Gesamtlänge von 337 m und überführt die eingleisige Strecke von Ihrhove (Ostfriesland) nach Nieuweschan (NL). Die neue Hub-Drehbrücke ermöglicht eine lichte Schifffahrtsöffnung von 56,60 m. Die Fertigstellung dieser technisch einmaligen Brücke erfolgte von 2022 bis 2025. Mit dem Fahrplanwechsel im Juni 2026 geht die Friesenbrücke wieder in Betrieb.

1 Einleitung

Seit 1876 wird bei Weener die Eisenbahnverbindung von Oldenburg in die Niederlande durch bewegliche Brücken über die Ems überführt [1]. Die Schifffahrt der Ems erforderte schon früh eine Öffnungsmöglichkeit für größere Schiffe. Die anfängliche Drehbrücke war ein Unfall-schwerpunkt und wurde 1926 durch eine Scherzer-Rollklappbrücke mit einer Öffnungsbreite von 29 m abgelöst [2], [3]. Die Klappbrücke unterbricht das gerade Band der Fachwerküberbauten und zeigt deutlich die Schifffahrtsöffnung [4], [5]. Der einseitig angeordnete Dienstgehweg war von Anfang an für die öffentliche Nutzung freigegeben und ein fester Bestandteil der Radwanderwege und eine wichtige Verbindung der Gemeinden beidseitig der Ems.

Am 3. Dezember 2015 kam es zu einem schwerwiegenden Unfall, bei dem das Frachtschiff Emsmoon die Klappbrücke rammte und vollständig zerstörte. Seit diesem Tag war der Bahn- und Fußgängerverkehr über die Ems eingestellt und wurde über Schienenersatzverkehre bedient [6]. Nach fast genau zehn Jahren Planung und Ausführung geht die neue Friesenbrücke als größte Hub-Drehbrücke Europas mit dem Fahrplanwechsel im Juni 2026 wieder in Betrieb.

2 Konzept und Entwurf

Aufgrund des spektakulären Unfalls und der großen Bedeutung der Friesenbrücke für die Bevölkerung und die Schifffahrt lag von Anfang an ein großer öffentlicher Fokus auf dem Projekt. Nach umfassenden Untersuchungen stellte sich heraus, dass die bestehende Brücke

bereits erhebliche Einschränkungen der Stand- und Nutzungssicherheit aufwies und ein schneller 1:1-Ersatz nur mit erheblichen Verstärkungen möglich wäre. Aus diesem Grund wurden verschiedene Varianten zur Erneuerung der Brücke untersucht.

Der Neubau der Friesenbrücke sollte für die eingleisige Strecke die vorhandene Entwurfsgeschwindigkeit von 120 km/h, Schwerwagen und Ganzzugverkehr sowie die Möglichkeit einer späteren Elektrifizierung berücksichtigen. Auf der Südseite sollte für Fußgänger und Radfahrer ein 2,5 m breiter Weg vorgesehen werden und auf der Nordseite ein Dienstgehweg, der zusätzlich als Rettungsweg dient.

Es war vorgegeben, dass die Brücke in der gleichen Achse wieder neu zu bauen ist, damit keine Anpassungen der anschließenden Brücken und Dammbereiche erforderlich werden. Aus der Beibehaltung der Brückenbreite, der gleichen Schienenoberkante und der Brückenunterkante ergab sich nur wenig Spielraum. Um die Schifffahrt nicht einzuschränken, sollten eine lichte Öffnungsbreite von 56,60 m für den Endzustand und während der Baumaßnahme eine möglichst uneingeschränkte Durchfahrtsmöglichkeit gesichert werden. Schiffsüberführungen von Kreuzfahrtschiffen, die in der in Papenburg ansässigen Meyer-Werft gebaut wurden, waren in den Bauzeiten und bei den Technologien zu berücksichtigen.

Für die vorgegebenen Randbedingungen wurden in der Vorplanung verschiedene bewegliche Brückentypen betrachtet. Nach sorgfältiger Abwägung aller Kriterien hat sich als Vorzugslösung eine Hub-Drehbrücke ergeben.

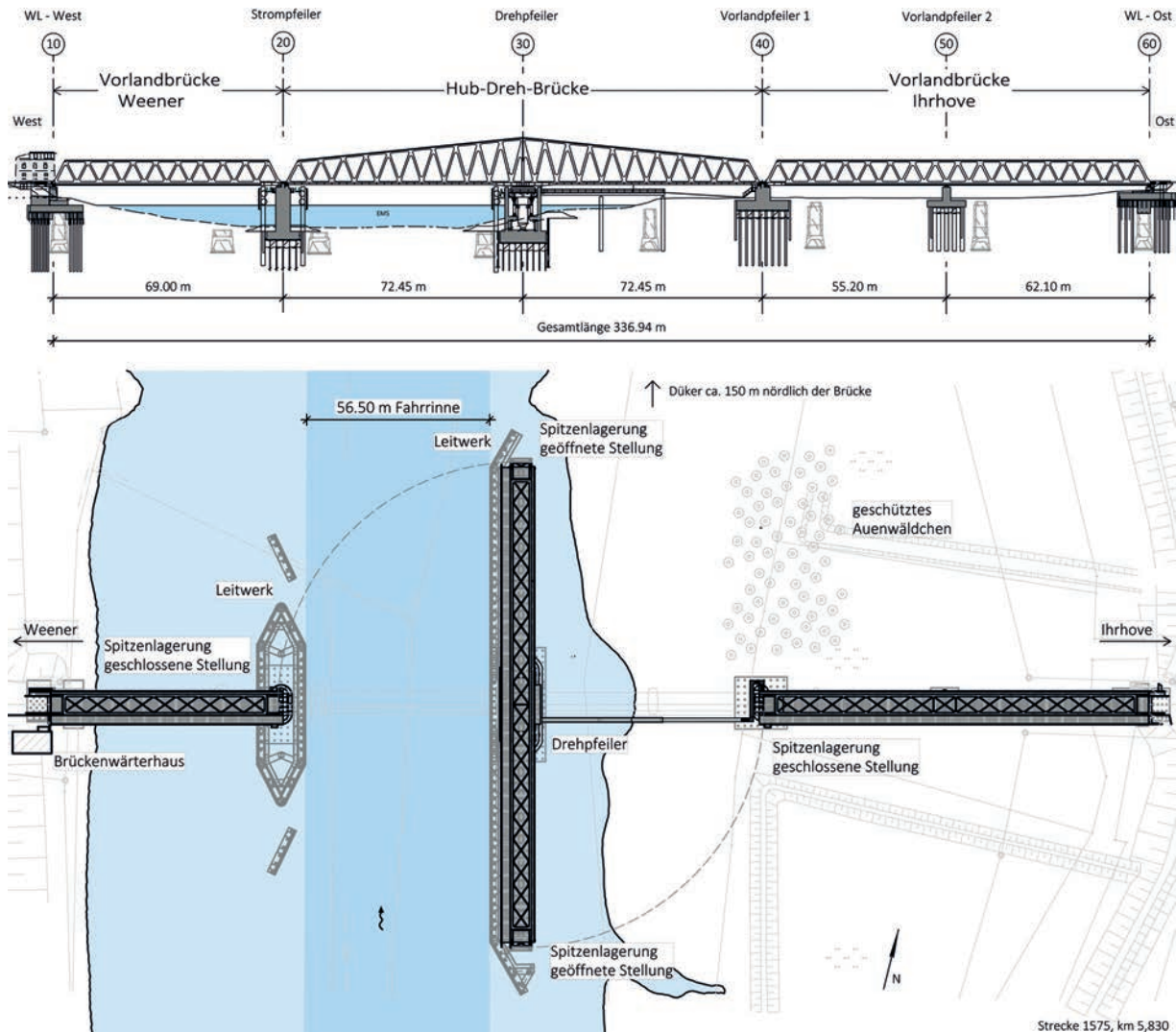


Bild 1: Längsansicht und Draufsicht der Friesenbrücke

Zeichnung: MKP, DR. SCHIPPKE+Partner

Der Entwurf des Tragwerks griff den ursprünglichen Entwurfsgedanken eines durchgehenden Brücken zuges in der landschaftlich flachen Ebene auf. Die Ausbildung des Überbaus als Fachwerkkonstruktion betont den technischen Charakter des Brückenbauwerks. Für die Drehbrücke wurde das Fachwerk gemäß den Beanspruchungen linear zur Brückenmitte hin erhöht, was den Drehpunkt der Brücke hervorhebt und zu geringeren Verformungen an den Brückenspitzen im Bewegungsfall führt. Der Drehpfeiler wurde so weit wie möglich an das östliche Emsufer gelegt, ohne den planfestgestellten Fahrrinnenbereich einzuschränken.

Mit der gewählten Spannweite der Drehbrücke von $2 \times 72,45$ m ergaben sich die Positionen der Flusspfeiler in den Achsen 20 und 40 automatisch (s. Bild 1). Die Überbauten wurden als Fachwerkkonstruktion mit Ober- und Untergurten als Hohlkästen ausgeführt. Der Querschnitt ist für die Vorlandbrücken 7,75 m hoch, im Bereich der Drehbrücke steigt die Querschnittshöhe bis auf 14,85 m an.

In Längsrichtung wurden die Festpunkte der Vorlandbrücken mit den Achsen 20 und 40 so festgelegt, dass die Verformungen der Schienenübergänge an den Drehbrückenspitzen minimiert werden.

Das zentrale Element des 337 m langen Brückenüberbaus bildet die 146 m lange, symmetrische Hub-Drehbrücke. In ihrem Drehpfeiler mit den Abmessungen von ca. 30×11 m ist ein Großteil der Maschinen-, Antriebs- und Steuerungstechnik der Brücke untergebracht. Das Entwurfskonzept sieht vor, dass die Maschinenbau- und Antriebskomponenten nur bei der Bewegung der Brücke mit dem Überbau verbunden sind und die Verkehrsbeanspruchungen der Brücke entkoppelt davon über Brückenlager auf einer Hub-Drehsäule abgetragen werden.

3 Ausführungsplanung und Weiterentwicklung

3.1 Weiterentwicklung Hub-Drehsäule

3.1.1 Entkopplung des Eisenbahnverkehrs vom Maschinenbau

Der Entwurf der neuen Friesenbrücke ist ausführlich in [6] beschrieben. Im Folgenden wird auf einige besondere Aspekte vertieft eingegangen.

In der Entwurfsplanung wurde vorgesehen, die Verkehrslager innerhalb des Ringträgers zu positionieren

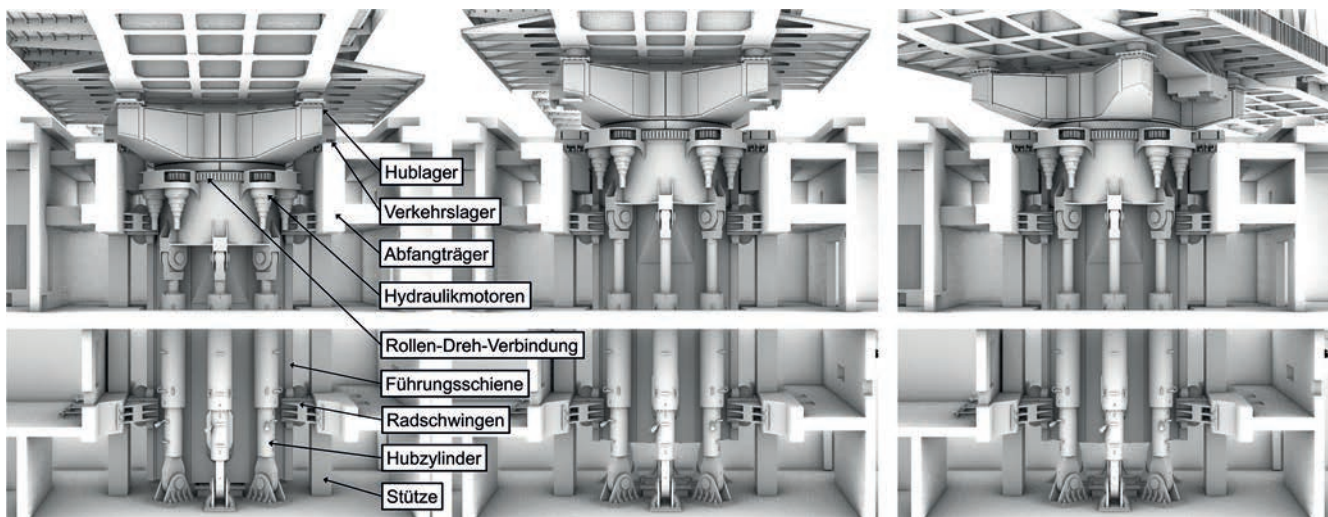


Bild 2: Hub-Drehsäule in abgesenkter Stellung (links), in angehobener Stellung (Mitte) und während der Drehbewegung (rechts)

Zeichnung: sbp

und die vertikalen Lasten aus Verkehr über die Hub-Drehsäule in die Bodenplatte des Drehpfeilers abzu-leiten [6]. Im Zuge der Ausführungsplanung wurde der Entwurf weiterentwickelt, indem die Verkehrslager außerhalb der Hub-Drehsäule angeordnet wurden. Damit konnten die Lasten aus Eisenbahnverkehr direkt in die Stahlbetonkonstruktion der Unterbauten über die vertikalen Stützen bzw. Lisenen abgeleitet werden. Für die vom Maschinenbauunternehmen (Fa. Hermann Maschinenbau) gelieferte Stahlkonstruktion konnten dementsprechend die zusätzliche Ermüdungsbelastung aus Verkehr vermieden werden und damit verbundene schärfere Anforderungen der UiG-Stelle entfallen. Außerdem konnte die Steifigkeit im Bewegungszustand durch Vergrößerung des Hebelarms zwischen den Radschwingen vergrößert werden, was ebenfalls günstig auf die dynamischen Windlasten im angehobenen Zustand wirkt.

3.1.2 Tragwerkskonzept

Bild 2 gibt einen Überblick über die Bauteile der Hub-Drehsäule. Beim weiterentwickelten Entwurf werden die Verkehrslager – bedingt durch die Größe des oberen Ringträgers – außerhalb der Fachwerkachse angeordnet. Die Lagerspreizung in Achse 30 beträgt 7,45 m und somit 1,8 m mehr als der Achsabstand der Fachwerkebenen von 5,7 m. Der resultierende Versatz zwischen dem Lager und dem Fachwerkuntergurt in der Höhe sowie im Grundriss wird im Überbau durch eine Konsole, den sogenannten Lagerfuß, aufgenommen. Die vertikale Lagerlast wird vorwiegend in den äußeren Steg des Fachwerkgurtes eingeleitet, das resultierende Versatzmoment wird durch einen als Hohlkasten ausgebildeten Querträger aufgenommen. Zur Einleitung der primär aus Bremsen resultierenden Lagerlängskräfte wurde der Lagerfuß mit möglichst flachen Vouten an dem Überbau angeschlossen.

Die vertikalen Lasten aus dem Überbau werden durch einen Abfangträger zu gleichen Anteilen auf die Außenwände des Drehpfeilers und Stützen in der Lagerachse bis zur Bodenplatte verteilt. In geöffneten Lage werden

die vertikalen Lasten durch zwei Lisenen an der Außenwand des Drehpfeilers abgeleitet. Die horizontalen Lasten werden durch eine als Scheibe wirkende obere Decke des Drehpfeilers aufgenommen.

Im angehobenen Zustand wird das gesamte Gewicht des Überbaus durch vier Hublager in den Fachwerkachsen aufgenommen. Die Hublager sind an den einzelnen Konsolen angeordnet, welche die Last in den oberen Ringträger ableiten. Zwischen dem oberen und dem unteren Ringträger ist eine Rollen-Drehverbindung (RDV) angeordnet, in welcher die relative Drehbewegung zwischen dem Überbau und dem Drehpfeiler stattfindet. Die RDV ist mit einem Zahnantrieb ausgestattet und wird bei einer Brückenbewegung durch acht hydraulische Motoren angetrieben.

Der untere Ringträger wird durch sechs Hubzylinder auf der Bodenplatte des Drehpfeilers gestützt. Im abgesenkten Zustand wird die Hub-Drehsäule auf vier Elastomerlagern auf der Bodenplatte abgelegt. Für den horizontalen Lastabtrag wurden im Drehpfeiler zwei Ebenen mit einem vertikalen Hebelarm von 6,5 m angeordnet. Die maßgebende horizontale Belastung ergibt sich aus dem Lastfall Not-Aus, wenn die Drehbewegung des Überbaus innerhalb von ca. 1,5 s angehalten wird. An den vier Stützpunkten ist die Hub-Drehsäule durch jeweils drei Radschwingen statisch bestimmt geführt.

3.1.3 Schnittstellen zu Überbau und Unterbau

Die Radschwingen, welche die Hub-Drehsäule entlang ihrer durchgängigen Führungsschienen unterstützen, werden auf einer Aufnahmekonstruktion aus Stahl verschraubt. Diese Konstruktion gewährleistet die Maßhaltigkeit der einzelnen Schwingen zueinander und bildet die Schnittstelle zwischen Maschinenbau und Unterbau.

Die Lasteinleitung erfolgt über Gewindestangen im freien Spannkanaal sowie eine Zahnleiste, welche durch die Druckkomponente des Kräftepaars infolge der exzentrischen Lasteinleitung überdrückt wird (s. Bild 3). Am Massivbau werden das Negativ der Zahnleiste mit-

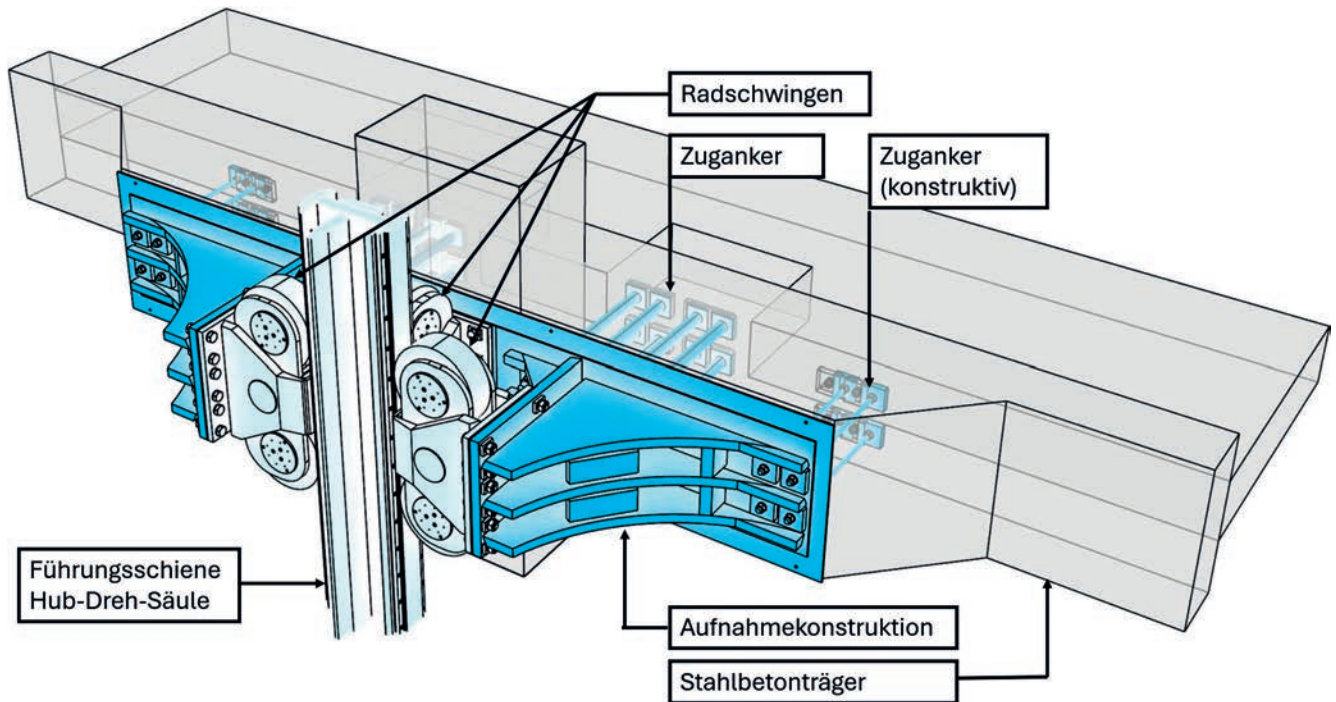


Bild 3: Horizontale Führung der Hub-Drehsäule durch Radschwingen am Drehpfeiler

Zeichnung: sbp

tels Schablone geschalt und die Zuganker in einem Hüllrohr eingebaut. Eine vertikale Vergussfuge ermöglicht beim Ausrichten der Aufnahmekonstruktion am Massivbau einen Toleranzausgleich in alle Richtungen.

Die beiden längsfesten Verkehrslager bilden in Verkehrslage die Schnittstelle zwischen Überbau und Unterbau. Auch im Bewegungszustand übernehmen sie eine kritische Funktion, da sie den Überbau während des Absenkvorgangs in die Verkehrs- oder die geöffnete Lage zentrieren. Die Lager werden deshalb als Kalottenlager mit integrierter Vor- und Endzentrierung und gleichzeitig flächigem Kontakt während des Absenk- und Zentriervorgangs ausgebildet. Das Lageroberteil wird über eine gleitfeste, vorgespannte Schraubverbindung am Lagerfuß des Überbaus befestigt und beim Anheben mitgeführt. Zur Verankerung des Lagers auf dem Drehpfeiler ist eine geschweißte Lagerkonsole vorgesehen, auf der das Lagerunterteil von unten verschraubt wird. Diese Konsole ermöglicht eine entkoppelte und tieferliegende Anordnung der Zugverankerung der Lager, was aufgrund der beengten Platzverhältnisse erforderlich ist. Zudem bietet sie die Möglichkeit eines Toleranzausgleichs durch über große Bohrungen und Futterplatten. Über Schraubverbindungen wird die Austauschbarkeit sowohl des Lagerunterteils als auch der Lagerkonsolen sichergestellt (Bild 4).

3.2 Ermüdungsbeanspruchung der Hub-Drehbrücke

3.2.1 Besonderheit Systemwechsel

Das System der Hub-Drehbrücke stellt besondere Anforderungen an die Ermüdungsnachweise. Im Gegensatz zu konventionellen Eisenbahnbrücken sind zusätzlich zur Beanspruchung aus Eisenbahnverkehr auch der Lastfall Systemwechsel (Hub- und Senkvorgang) sowie Windlasten in Betriebszuständen (Bewegungslage) maßgeblich für die Ermüdungsbeanspruchung. Diese Beanspruchungen sind jeweils mit eigenen Schwingbrei-

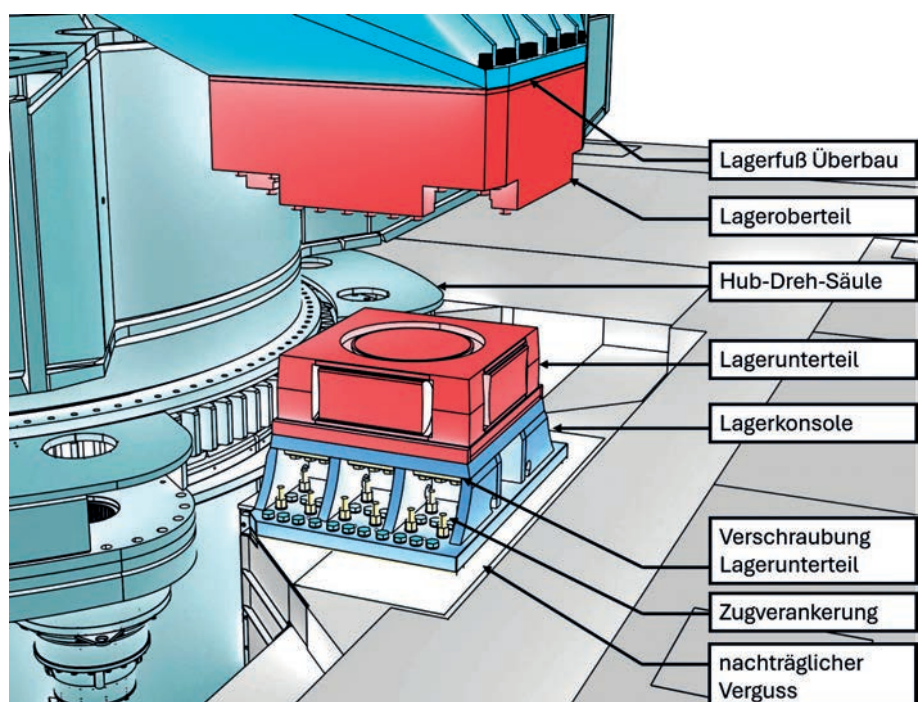


Bild 4: Verkehrslager mit Verankerung und Überbau in angehobener Stellung

Zeichnung: sbp

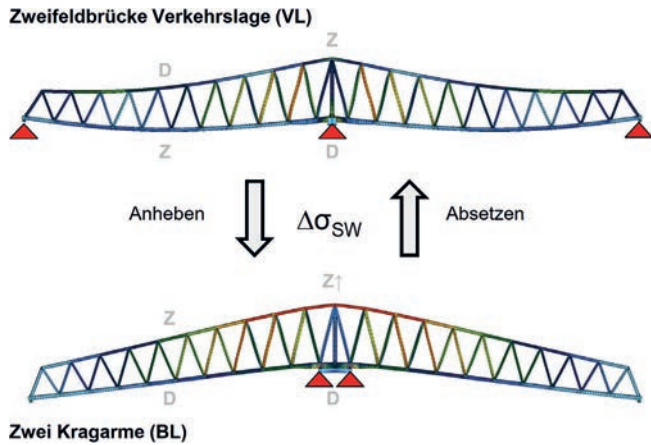


Bild 5: Spannungsschwingbreite aus Systemwechsel Zeichnung: sbp

ten $\Delta\sigma$ und zugehörigen Lastspielzahlen zu berücksichtigen (Bild 5).

Eisenbahnverkehr in Verkehrslage (VL): Die Schwingbreiten aus Eisenbahnverkehr $\Delta\sigma_{E,2}$ werden mit dem Ermüdungslastmodell FAT LM71 nach DIN EN 1991-2 [7] inkl. φ_3 ermittelt und für den Stahlbau mittels λ -Verfahren nach DIN EN 1993-2 [8] faktorisiert.

Systemwechsel (SW): Jeder Hebe- und Absenkvorgang des Brückenüberbaus ändert dessen statisches System von Zweifelträger zu zwei Kragarmen und zurück zum Zweifeldträger. Hierbei ändert sich lokal die Beanspruchung der Fachwerkelemente z. B. von Druck- zu Zugglied und umgekehrt. Es ist offensichtlich, dass hieraus sehr große Schwingbreiten $\Delta\sigma_{SW}$ entstehen.

Betriebswind in Bewegungslage (BL): Gemäß ZTV-ING [9] Teil 8, Abschnitt 6 „Bewegliche Brücken“, Tab. 8.6.3 ^{2 und 3} ist die Betriebsfestigkeit für 1/3 der Windlast nachzuweisen, für die der Überbau in Bewegungslage ausgelegt ist. Hieraus entstehen Schwingbreiten $\Delta\sigma_{BL}$.

3.2.2 Bemessung mittels Schadensakkumulation

Da die drei Szenarien unterschiedliche Schwingbreiten und zugehörige Lastspielzahlen n_i aufweisen, wird der Ermüdungsnachweis anhand der Schadensakkumulation nach DIN EN 1993-1-9 [10], Anhang A geführt. Hierbei wird nach Palmgren-Miner von einer linearen Akkumulation der Einzelschädigungen D_i aus Szenario i zu einer Gesamtschädigung D ausgegangen:

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}} = \frac{n_{E,2}}{N_{R,E,2}} + \frac{n_{SW}}{N_{R,SW}} + \frac{n_{BL}}{N_{R,BL}} \leq 1,0 \quad (1)$$

Die entsprechenden Einzelschädigungen werden aus dem Quotienten der tatsächlichen Lastspielzahl n_i und der zur jeweiligen Schwingbreite zugehörigen ertragbaren Lastspielzahl N_{Ri} berechnet.

Die folgenden Lastspielzahlen n_i werden für die drei Szenarien zu Grunde gelegt:

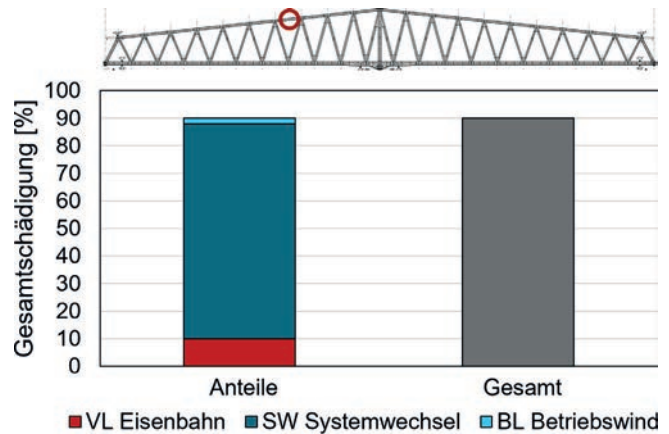


Bild 6: Beispiel Schädigung FW-Obergurt für KF71* Zeichnung: sbp

1. $n_{E,2} = 2 \cdot 10^6$ (gemäß üblichem λ -Verfahren für Eisenbahnverkehr),
2. $n_{SW} = 100 \text{ a} \cdot 365 \text{ d} \cdot 10 = 365.000$ (zehn Hub- und Absenkvorgänge je Tag über 100 Jahre),
3. $n_{BL} = 2 \cdot 10^6$ (gemäß ZTV-ING [9]).

Die jeweilige zugehörige ertragbare Lastspielzahl N_{Ri} wird für jedes Szenario und jeden Kerbfall ($\Delta\sigma_c$) aus der zugehörigen Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ berechnet:

$$N_{Ri} = \left(\frac{\Delta\sigma_c}{\Delta\sigma_i \cdot \gamma_{FF}} \right)^m \cdot N_c \quad (2)$$

Mit:

- $N_c = 2 \cdot 10^6$ bezogene Lastspielzahl einer Kerbfallgruppe
 m Steigung der Wöhlerlinie (hier 3)
 $\gamma_{FF} = 1,0$ Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungslasten (EN 1993-2 [8], 9.3)
 γ_{MF} bauteilabhängiger Material Sicherheitsbeiwert Ermüdung

Bild 6 zeigt exemplarisch den Beitrag der einzelnen Belastungszustände zur Gesamtschädigung (hier 90 %), hier für einen Montagestoß mit blechdickenabhängigem Kerbfall (KF) 71*. Es wird ersichtlich, dass die große Schwingbreite aus Systemwechsel maßgebend für die Bemessung des Überbaus ist.

Die Gesamtschädigungsgleichung (1) erfordert, aufgrund der Berechnung von N_{Ri} , Gl. (2), dass der Kerbfall jedes Bauteils vorher bekannt ist. Die Gleichung kann jedoch umgestellt werden, um für jede Spannungsschwingbreite den minimal erforderlichen KF zu berechnen, Gl. (3)–(7). Mithilfe von Gl. (6) kann für jedes Bauteil bzw. jeden Bereich eines Bauteils, an dem ein Kerbdetail betrachtet werden muss, die erforderliche Kerbgruppe nach DIN EN 1993-1-9 [10], Tab. 8.1–8.10 ermittelt werden. Hiermit ist es möglich, auch für Detailbereiche, welche als Schalenmodell modelliert wurden, den Ermüdungsnachweis effizient durchzuführen und anschaulich für die baustatische Prüfung zu dokumentieren.

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_{Ri}} = \frac{n_{E,2}}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m \cdot N_c} + \frac{n_{SW}}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m \cdot N_c} + \frac{n_{BL}}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m \cdot N_c} \leq 1,0 \quad (3)$$

$$\frac{1}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m} + \frac{365}{2000} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m} + \frac{1}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \right)^m} \leq 1,0 \quad (4)$$

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^m + \frac{365}{2000} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{SW}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^m + \left(\frac{\Delta\sigma_{BL}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^m \leq 1,0 \quad | \cdot \Delta\sigma_c^m \quad (5)$$

$$(\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{E,2})^m + \frac{365}{2000} \cdot (\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{SW})^m + (\gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{BL})^m \leq \Delta\sigma_c^m \quad (6)$$

$$\text{erf. KF} = \Delta\sigma_{c, \text{erf}} \geq \gamma_{Mf} \cdot \sqrt[m]{\Delta\sigma_{E,2}^m + \frac{365}{2000} \cdot \Delta\sigma_{SW}^m + \Delta\sigma_{BL}^m} \quad (7)$$

Steg stumpf auf die 95 mm dicke Grundplatte geschweißt. Gemäß ausgeführtem Schweißdetail ergibt sich eine Länge von $l = 130$ mm. Die Auswertung zeigt für diese Stelle einen erforderlichen KF von $\Delta\sigma_{c, \text{erf}} \geq 50$, was dem Kerbdetail nach Kerbfallkatalog entspricht. Anhand dieses Vorgehens konnten alle Schweißstöße und Bleche im Lagerfuß in 3D dargestellt und vollumfänglich nachgewiesen und anschließend gefertigt werden.

3.3 Einlagern der Brückenzüge

Der Drehpfeiler in Achse 30 und der Stahlüberbau der Drehbrücke wurden nahezu parallel an unterschiedlichen Orten hergestellt. Bereits in der Ausführungsplanung und auch bei der Montageplanung musste daher

sichergestellt werden, dass möglichst alle Toleranzen beim Einlagern des Stahlüberbaus so aufgenommen werden, dass das Bauwerk in den beiden Endlagen und während der Drehbewegung sicher und exakt gelagert ist.

Das Einlagern des Brückenzuges folgte vereinfacht einem grundlegenden Ablauf. Im Schritt 1 wurden die Gewindestangen der Fußpunkte der sechs Hubzylinder mithilfe eines Montagetischs exakt in der Bodenplatte des Pfeilers in der Achse 30 eingemessen und anschließend in die Bodenplatte einbetoniert. Übergroße Löcher in der Konsole des unteren Zylinderfußpunktes ermöglichten hier eine Aufnahme von auftretenden Abweichungen innerhalb der zulässigen Toleranzen. Hierdurch wurde die Position der Hubsäule im Drehpfeiler fixiert. Darüber hinaus wurden nach dem Einhub der Hubsäule die Führungen zu den Radschwingen und deren Konsolen genau ausgerichtet.

Im Schritt 2 wurde der Stahlüberbau der Drehbrücke über die vier Hublager mit der Hubsäule verbunden und

3.2.3 Detailmodell Lagerfuß

Der Lagerfuß der Brücke ist ein zentrales Bauteil, da er sowohl die großen vertikalen Lasten als auch die Horizontalkräfte aus Anfahren, Bremsen und Wind abträgt. Zu dessen Bemessung wurde der gesamte Auflagerbereich inkl. Querträger und Schienenlängsträger in das Stabwerk-Gesamtmodell eingebaut (Bild 7). Somit können direkt die Spannungen in den Flächenelementen ausgelesen werden, ohne Gleichgewichtsschnittgrößen in ein herausgelöstes Detailmodell übertragen zu müssen.

Anhand des Detailmodells können die für den Ermüdungsnachweis erforderlichen Spannungsschwingbreiten aus Eisenbahnverkehr, Systemwechsel und Betriebswind für jedes Flächenelement an der Ober- sowie Unterseite und in lokaler x- und y-Richtung ausgewertet werden. Mittels eines eigens programmierten Skripts innerhalb der 3D-CAD-Software Rhino 3D konnte so der erforderliche Kerbfall in jedem Flächenelement nach Gl. (7) bestimmt und visualisiert werden.

Bild 8 zeigt die Auswertung des Außenstegs für die Schwingbreite in vertikaler Richtung (lokale y-Richtung). In Bereich A schließt die Lagersteife an den Steg an. Gemäß Berechnung ist an dieser Stelle ein KF von $\Delta\sigma_{c, \text{erf}} \geq 74$ erforderlich. Die Verbindung wird mittels eben geschliffener 150-mm-Ausrundung hergestellt, was einem KF 80 entspricht. Im Bereich B wird der 50 mm starke

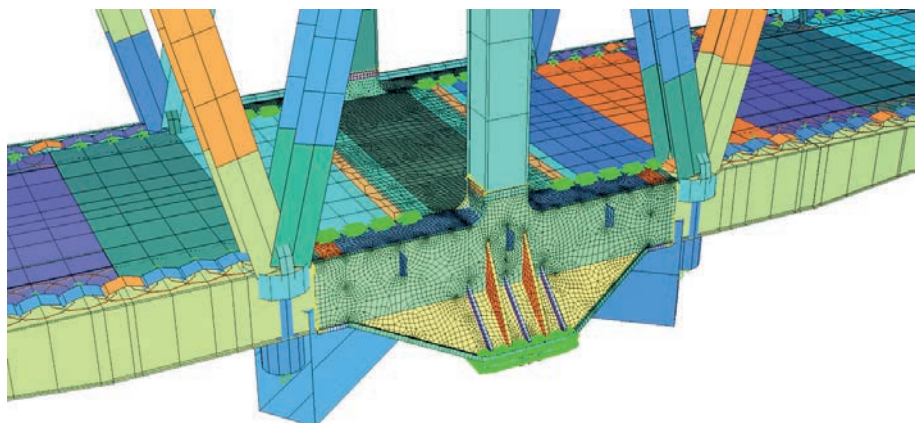


Bild 7: Detailmodell Lagerfuß

Zeichnung: sbp

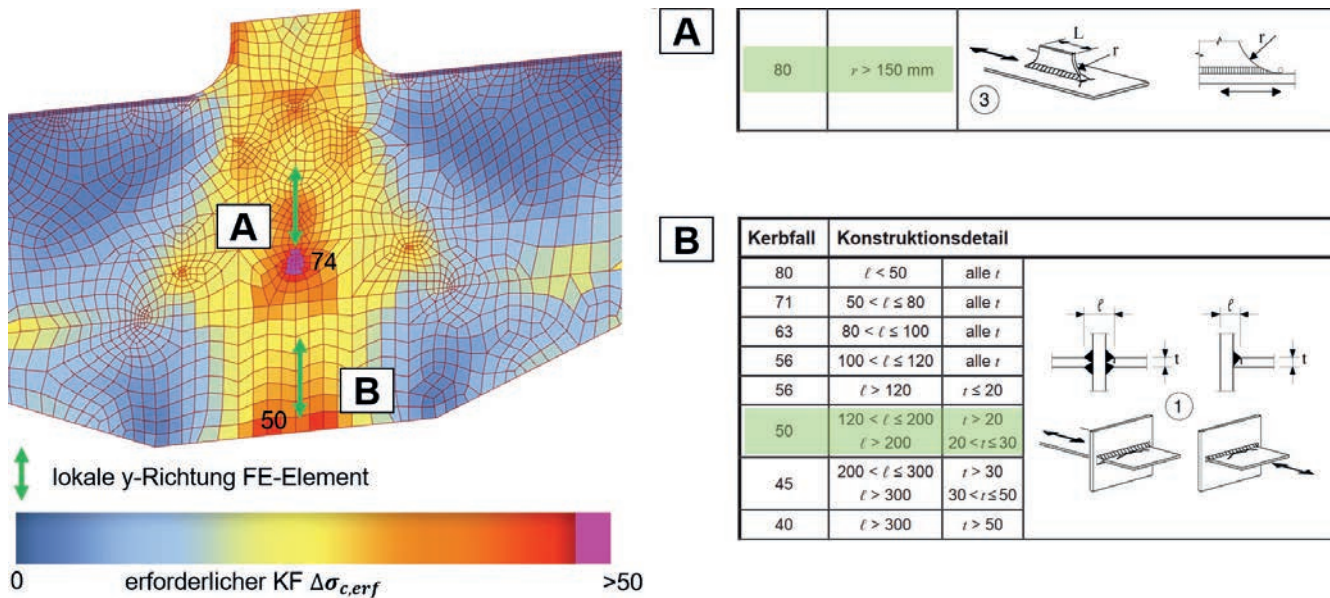


Bild 8: Auswertung Detailmodell Lagerfuß – Außensteg; (A) Anschluss Lagersteife mit Ausrundung, (B) T-Stoß Steg and Lagerfußunterteil

Abbildung: sbp

so für das Anheben, Drehen und Absenken auf der Maschine ausgerichtet. Hierfür wurden Aufmaße und 3D-Vermessungen sowohl vom Überbau als auch von der eingebauten Hubsäule durchgeführt und auf das Lochbild der Hublager übertragen, um sicherzustellen, dass der Schwerpunkt der austarierten Drehbrücke exakt mittig am Hubwerk zu liegen kommt. In weiterer Folge (Schritt 3) wurden die Verkehrslager zuerst in der Verkehrslage und dann in der geöffneten Lage fixiert. Dafür wurden der Lagerfuß der Drehbrücke über eine Dummykonstruktion mit der Stahlkonsole verschraubt und somit die Lagerungsposition vom Überbau auf den Ingenieurbau übertragen. Anschließend wurden die Betonkonsolen vergossen und die Zuganker vorgespannt. Nach dem Ausbau der Dummykonstruktion wurden die zwei Ober- und die vier Lagerunterteile eingebaut. Die Drehbrücke ist somit in der Achse 30 fertig eingelagert.

Danach wurde in den Achsen 20 und 40 (Spitze der Drehbrücke) die Endzentrierung, welche direkt zentral unter der Gleisachse liegt, eingemessen und ausgerichtet

(Schritt 4). Bild 9 gibt einen Überblick über die Lagerungssituation an den Achsen 20 und 40. Die Löcher im Lageroberteil wurden erst nach Aufmaß gebohrt. Im nächsten Arbeitsschritt wurde dann die Vorzentrierung zur Endzentrierung ausgerichtet. Damit wurde die horizontale Lage an den Brückenspitzen fixiert. Anschließend konnte dann mit Hilfe des Einbaus der KGA-Lager auch die vertikale Lage in den Achsen 20 und 40 eingestellt werden. Diese Position wird nach jeder Bewegung durch die Spitzenverriegelung an beiden Enden der Drehbrücke gesichert. Im letzten Schritt 5 wurden die Vorlandbrücken zur Drehbrücke ausgerichtet.

3.4 Ingenieurbau

Interaktion im Drehpfeiler. Eine Herausforderung für den Bau des Drehpfeilers waren die unterschiedlichen Bautoleranzen unter sich verändernden Festpunkten. Diese beginnen im Dezimeterbereich für den Stahlwasserbau und enden im Mikrometerbereich beim Maschinenbau.

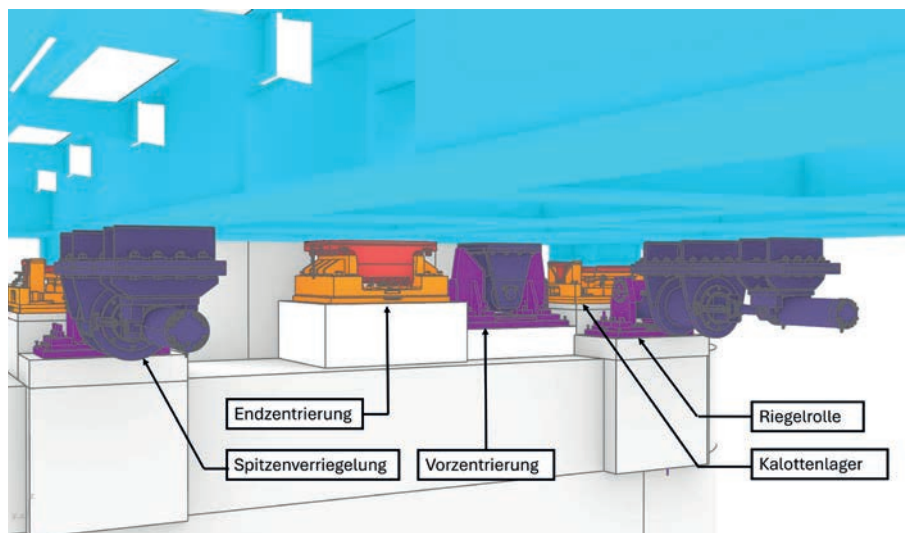


Bild 9: Schnitt Lagerungssituation in den Achsen 20 und 40

Zeichnung: sbp

Begonnen wurde mit dem Bau der Spundwände und GEWI-Pfählen im Fluss. Hier bewegten sich die Rammgenauigkeiten im Dezimeterbereich, wodurch ein Einmessen mittels GPS ausreichend war.

Nach den Arbeiten des Ingenieurwasserbaus folgten die Arbeiten des Betonbaus. Hier musste beachtet werden, dass Einbauteile wie Ankertisch, Gewindeanker, Radschwingen und Ankerschablonen millimetergenau herzustellen waren. In einzelnen Fällen war eine Nulltoleranz in eine Richtung vorgeschrieben. Da aufgrund der

ungünstigen Baugrundverhältnisse kein stabiles Festpunktfeld gegeben war, wurde die hohe Genauigkeit durch das Vermessungsbüro intermetric durch einen lokalen geodätischen Rahmen mit Hilfe einer GNSS-Messung (GNSS – *global navigation satellite system*) im Referenzrahmen des Satellitenpositionierungsdienstes (SAPOS) in Kombination mit Präzisionstachymetern erzielt. Die GNSS-Messung erfolgte mithilfe von GNSS-2-Frequenz-Empfängern. Das System kontrollierte und aktualisierte die Koordinaten stetig. Somit ließ sich eine hohe Genauigkeit von ± 2 mm mittels statistischer Auswertung für den Netzausgleich erreichen.

Bauen im Überflutungsgebiet. Da die Ems bei Weener den Gezeiten unterliegt, waren alle Arbeiten darauf abzustimmen. Materiallagerungen im Gewässerbereich waren nur für den Tagesbedarf zulässig, da die Ems eine Seeschiffahrtsstraße ist. Hochwasserereignisse waren am Ort der Baustelle ab einem Wasserstand von über +2,60 m NHN definiert und im Bauablauf zu berücksichtigen. Das Baufeld lag etwa auf dieser Höhe, das maximale Hochwasser kann bis zu +4,00 m NHN ansteigen. Die daraus entstehenden Verzögerungen wurden durch Kompensationsmaßnahmen aufgefangen.

Das Projekt war geprägt durch eine sehr enge Zeitschiene. Nachfolgend sind einige Meilensteine benannt:

- Herbst 2022 – Beginn der Arbeiten auf der Baustelle,
- 2023 – gemeinsames Erarbeiten der Grundlagen für eine weiterführende Ausführungsplanung,
- März 2024 – Beginn Montage Drehbrücke auf Vormontagefläche,
- Juli 2024 – Einschwimmen Zweifeldbrücke,
- August 2024 – Fertigstellung Drehpfeiler,
- Oktober 2024 – Einschwimmen Einfeldbrücke,
- Dezember 2024 – Einschwimmen Drehbrücke,
- September 2025 – Eröffnung Rad- und Fußgängerweg,
- Juni 2026 – Geplante Inbetriebnahme des Projektes EÜ-Friesenbrücke gemeinsam mit dem Projekt Wunderline.

Um diese Zeitvorgaben baulich und planerisch umzusetzen, wurden erhebliche Anstrengungen durch jeden einzelnen Projektbeteiligten unternommen.

3.5 Herausforderungen des Baugrundes und der Gründungen

Für die Friesenbrücke Weener wurden umfangreiche Baugrunderkundungen durchgeführt und sorgfältig ausgewertet. Besonders die ergänzenden Laborversuche, Flügelsondierungen sowie Drucksondierungen und Pfahlprobebelastungen erbrachten wichtige Erkenntnisse über die Scherfestigkeit und das Verformungsverhalten der schwierigen Kleiböden und der tragfähigen Sande.

Für das Einbringen der Spundwände für den Verbau waren an einigen Stellen Austauschbohrungen erforderlich. Die Baugruben für die Strompfeiler mussten gegen

Auftrieb und hydraulischen Grundbruch durch Verankerung der Unterwasserbetonsohlen mithilfe von Mikropfählen gesichert werden.

Im Rahmen des Projekts wurden für die beiden Widerlager (Achsen 10 und 60), den Strompfeiler (Achse 20) und den Drehpfeiler (Achse 30) insgesamt vier aufwendige 3D-Finite-Elemente-Modelle erstellt. Das Tragverhalten der Bohrpfähle und Mikropfähle wurde dabei jeweils anhand von Probebelastungen kalibriert.

Ein besonders anspruchsvolles Thema war die Bemessung der Gründung mittels vertikaler und schräger Pfähle unter Nutzung des Bestands für das Widerlager Achse 10. Es galt, neben dem Führen der anspruchsvollen Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, auch Federsteifigkeiten der Gründungsbauteile für das Brückentragwerksmodell bereitzustellen.

Als Stoffmodell für die Böden wurde das *hardening soil small strain model* gewählt, mit dem sich neben der Belastungsgeschichte auch das steifere Verhalten von Böden bei geringen Dehnungen realitätsnäher abbilden lässt. Die Widerstände gegen Pfahlversagen und Grundbruch der Pfahlkopfplatte wurden im Modell abhängig von den Scherparametern des Bodens ermittelt. Durch die Abminderung der Scherparameter der Böden im Berechnungsmodell bis zum rechnerischen Bruch (sogenannte φ - c -Reduktion) wurde das gemäß EC 7-1 [11] geforderte Sicherheitsniveau für die äußere Tragfähigkeit des Tiefgründungssystems auf Grundlage der geotechnischen Finite-Elemente-Analyse nachgewiesen. Durch die Ermittlung der Verformungen der Gründung bei Gebrauchslast im 3D-Finite-Elemente-Modell konnten begründet Federsteifigkeiten für die Gründungsbauteile ermittelt und an den Brückenplaner übergeben werden.

4 Montage

Ein wesentlicher Schlüssel für den Projekterfolg war die Optimierung der Logistikabläufe und der Montagetechnologie. Materialströme wurden durch großformatige Andienung von Brücken- und Maschinenbauteilen über den Wasserweg gesteuert und gelenkt. Einzeltonnagekapazitäten von mehr als 300 t (Bild 10) konnten problemlos bewegt werden. Eine Verlagerung der Bauaktivitäten auf verschiedene Standorte in den Häfen an der Ems und an der Weser waren hierdurch möglich. Da hierbei auch Bauteile über die Nordsee verschifft wurden, mussten diese teilweise speziell für den Überseetransport gesichert und gelascht werden. Hierfür waren genaue Planungen und die entsprechenden Kenntnisse über die einzusetzenden Geräte sowie deren Kapazitäten, Dimensionen und Reichweiten erforderlich.

Der Einhub der gesamten Maschine inklusive der Führungstütze, der Hubzylinder, der Ringträger und des Drehkranzes erforderte ein Höchstmaß an Präzision, um die zusammengebauten Komponenten ohne Verkantungen in den Drehpfeiler einbauen zu können (Bild 11).



Bild 10: Übergabe der Bauteilkomponente Zweifeldbrücke auf der Baustelle

Foto: MCE

Bei der Montage kamen Lastpontons mit darauf befindlichen selbstfahrenden Schwertransport-Modulfahrzeugen (*self-propelled modular transporters* – SPMTs) (Bild 12) und Schwimmkräne zum Einsatz. Im Maximum wurden über zwei Pontons bis zu 1.500 t bewegt und abgelegt. Die Hebelasten der Schwimmkräne betrugen bis zu 600 t. Allen Einsätzen ging eine minutiöse Einsatzplanung voraus, da Tide, Wind und Strömung wichtige Randparameter für einen sicheren Ablauf darstellten. Für alle Vorgänge wurden Alternativszenarios und Abbruchkriterien definiert.

Für alle Lieferungen waren strom- und schifffahrtspolizeiliche Genehmigungen und für die Durchführungen war die Begleitung durch Lotsen nötig. Ein intensiver Austausch zu den betroffenen Behörden und Ämtern war jederzeit erforderlich. Für das Einschwimmen des großen Drehteils wurden die Randbedingungen über ein Schließen des Emssperrwerks geschaffen, mit welchen der Fluss Ems auf über 40 km angestaut werden kann. Damit konnte über einen Tag ein nahezu konstanter Wasserstand gehalten werden. Der Einschwimmvorgang des Drehteils war der logistisch aufwendigste Transport. Die Drehbrücke wurde nach Fertigstellung der Vormontage hochgestapelt und mit SPMTs von der Hilfskonstruktion freigesetzt, danach wurde sie mit SPMTs über acht Roll-on-roll-off-Rampen auf zwei Pontons gefahren und über die Ems nach Weener transportiert. Für diese Fahrt wurden die beiden ballastierten Pontons in Längsrichtung unter der Drehbrücke positioniert. Um die Brücke dort in Endlage abzusetzen, wurden die Pontons um 90° gedreht. Dieser Vorgang erforderte den beschriebenen definierten Wasserstand und ruhige Strömungsverhältnisse. Die beiden Pontons wurden dann ober- und unterwasserseitig des Drehpfeilers positioniert. Um die Brücke abzusetzen, war es erforderlich, die SPMT-Einheiten ca. 15 m auf den Pontons Richtung Endlage zu fahren. Dieser Vorgang erforderte ein konstantes Gegenballastieren der Pontons, um der sich ständig ändernden Schwerpunktlage gerecht zu werden. Die Drehbrücke wurde auf den Brückenspitzen auf Montagehilfskonstruktionen abgesetzt (Bild 13).



Bild 11: Einhub der Maschine in den Drehpfeiler

Foto: DB InfraGO

5 Inbetriebnahme

Die Inbetriebnahme der Anlage bzw. Maschine Friesenbrücke hatte vor allem unter den folgenden besonderen Aspekten zu erfolgen:



Bild 12: Drehung der Einfeldbrücke auf dem Ponton vor Ort

Foto: MCE

1. Die Bahnstrecke war seit 2015 außer Betrieb. Seit ca. zehn Jahren musste die Schifffahrt also an dieser Stelle auf kein Kreuzungsbauwerk Rücksicht nehmen und konnte jederzeit passieren.
2. Die Inbetriebnahmearbeiten fanden unter laufendem Baustellenbetrieb statt; der Schwenkbereich ging über einen Teil der Baustelle.

Vor der Durchführung der Inbetriebsetzungsarbeiten mit beweglichen Maschinenteilen wurde ein entsprechendes Sicherheitskonzept erstellt und mit allen Beteiligten abgestimmt. Hierbei wurde der Zutritt in Gefährdungsbereiche geregelt und in bestimmten Bereichen mit zusätzlichem Sicherheitspersonal abgesichert.

Die Inbetriebsetzung erfolgte in doppelter Hinsicht schrittweise. Zum einen wurden erst alle Teilantriebe getestet und dann zur Gesamtanlage zusammengeführt.

Zum anderen wurden auch alle zukünftigen Verkehrsteilnehmer Stück für Stück an das Bauwerk herangeführt, und hier zuerst während der laufenden Testfahrten die Schifffahrt noch in geöffneter Stellung. Im nächsten Schritt, seit dem 5.9.2025, wurde das Bauwerk dann für den Fußgängerverkehr freigegeben. Damit wurde zum ersten Mal seit ca. zehn Jahren wieder eine Verbindung für die Fußgänger in der Region hergestellt, während sich die Brücke nun zumindest tagsüber auch in ihrer Vorzugsrichtung, der geschlossenen Position, befand. Die Friesenbrücke befindet sich derzeit noch im Probebetrieb. Sie wird final mit dem Fahrplanwechsel im Juni 2026 gemeinsam mit der Strecke 1575 in Betrieb gehen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Friesenbrücke bei Weener ist in vielen Bereichen eine neue Dimension beweglicher Brücken. Die hohe erforderliche Präzision durch die Schnittstellen zwischen Maschinenbau – Stahlbau – Massivbau – Steuerung und Oberbau war bei den ungünstigen Baugrundverhältnissen eine besondere Herausforderung. Die erfolgreiche Fertigstellung innerhalb der sehr engen Zeitschiene war nur durch die hervorragende Zusammenarbeit und offene technische Diskussion zwischen allen Beteiligten möglich.

Während der Ausführung sind viele Erfahrungen gesammelt worden, die insbesondere die



Bild 13: Hochstapeln und Überfahrt der Drehbrücke über die Kaikante

Foto: MCE

Schnittstellen zwischen Bauwerk und Maschine betreffen. Eine normative und physische Abgrenzung der Bauteile ist bei einer beweglichen Brücke immer einzigartig und kaum übertragbar. Eine frühzeitige Einbindung von ausführenden Firmen hat die Genehmigung und Umsetzbarkeit abgesichert.

Das transeuropäische Projekt war seit der Zerstörung der alten Brücke 2015 im Fokus der Öffentlichkeit. Innerhalb von nur drei Jahren wurde mit der Friesenbrücke nicht nur Europas größte Hub-Drehbrücke, sondern ein Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst erstellt (Bild 14). Die Brücke besitzt eine große hohe regionale Identifikationswirkung und Strahlwirkung weit über die Region hinaus.

Literatur

[1] Vertrag zwischen Preußen und Oldenburg wegen Herstellung einer Eisenbahn von Ihrhove nach Neue Schanz. Bonn, 17. März 1874. In: Gesetz-Sammlung für die königlich preußischen Staaten (1874) 25, Vertragsnummer 8237, S. 317–330.

[2] Schlodtmann, P.: Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Bautechnik 3 (1925) 23, S. 297–300 und 24, S. 310–313.

[3] Schenkelberg: Die Friesenbrücke über die Ems bei Weener. Zentralblatt der Bauverwaltung 46 (1926) 47, S. 530–533; 48, S. 537–541 und 49, S. 551.

[4] N. N.: Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St 48. Zentralblatt der Bauverwaltung 45 (1925) 23, S. 285–288.

[5] Reichsbahndirektion Oldenburg: Die neue Emsbrücke bei Weener. Dokumentation zur Einweihungsfeier am 27. Mai 1926, 29 S.



Bild 14: Fertigstellung der Friesenbrücke im Herbst 2025

Foto: DB InfraGO

[6] Schacht, G.; Kögel, J.; Schwede, S.; Heinemann, A.; Haase, G.: Die Neue Friesenbrücke bei Weener – Entwurf der größten Hub-Drehbrücke Europas. Bautechnik 100 (2023) 6, S. 334–343. <https://doi.org/10.1002/bate.202300042>

[7] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

[8] DIN EN 1993-2:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009.

[9] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten: ZTV-ING, Gesamtfassung, Teil 1-9. Stand 12/2023. Bergisch Gladbach.

[10] DIN EN 1993-1-9: 2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –Teil 1-9: Ermüdung.

[11] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.

Projektbeteiligte

Bauherrin	DB InfraGO
Ausführende Firmen	ARGE aus Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co KG, MCE GmbH und Depenbrock, Hermann Maschinenbau, Felbermayr, Actemium, Kraeft, Maurer
Entwurf	MKP GmbH und DR. Schippke + Partner mbB
Ausführungsplanung	sbp se, MCC GmbH, eberhardt – die ingenieure GmbH, mlIng GmbH
Bauüberwachung	ibl Baugesellschaft mbh, nautitec GmbH & Co. KG, DR. Schippke + Partner mbB, Bau- grund Dresden, DB E&C
Prüfung	G+S Ingenieure, anwikar, Kempfert und Partner



B+S

© Elfinimages

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU | BRÜCKENBAU | TUNNELBAU | HOCHBAU

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

www.buechting-streit.de

Im Bild: Talbrücke Onsbach A45.

Büchting + Streit AG | Innovativer Ingenieurdienstleister seit über 60 Jahren.

Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke

Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt | Ehrenvorsitzender Historische Brücken Erfurt e.V.

Vorab: Bei dem vorliegenden Beitrag handelt es sich um eine gekürzte Abhandlung, welche auf dem gleichnamigen Buch des Autors beruht. Das Buch ist im Selbstverlag des Verfassers erschienen und nur für den Privatgebrauch und nicht für den Verkauf bestimmt.

1 Prolog

„Eodem anno [1325] factus est lapideus pons mercatorum in Erphordia.“ Mit diesem Eintrag in der *Cronica Sancti Petri Erfordensis moderna* [1] beginnt die 700-jährige Geschichte der Krämerbrücke in Erfurt als steinernes Bauwerk. Die 80 m lange und durchgängig mit Fachwerkhäusern bebaute Krämerbrücke ist ein Meisterwerk der *Ponts habités* – der bebauten und bewohnten Brücken [2]. Sie kann mit Recht als eine der schönsten mittelalterlichen Brücken in Europa angesehen werden (Bild 1). Ihre bewegte bauhistorische Geschichte und ihre faszinierende Baugestalt sind Gegenstand dieses Beitrags.

2 Bauwerksgeschichte

Das Weichbild von Erfurt wird auch heute noch durch die 85 km lange Gera geprägt, die aus südlicher Richtung vom Thüringer Wald kommend in das Stadtgebiet eintritt und sich in zahlreiche Nebenarme verästelt. Walkstrom, Bergstrom und Breitstrom fließen in einem großen Bogen, dem so genannten Gerabogen, östlich um den Domberg und Petersberg herum. Dieser Gerabogen war entscheidend für die Herausbildung der Stadtstruktur. Prägnant sind Straßen und Gassen, welche den Bogen wiederholen, und die zentrisch angeordneten Straßen, die mit Brücken die Wasserarme queren. Bereits im Mittelalter gab es an die 100 Überbrückungen [3], heute sind es aktuell 258 Brücken und Stege [4], [5].

Da die Stadt von vielen Wasserarmen durchzogen war, gab es mit dem Entstehen von Straßen und Gassen einen großen Bedarf an Überquerungen. Am Anfang waren dies ausschließlich Furten. Später wurden Holz-



Bild 1: Krämerbrücke – Meisterwerk der *Ponts habités*

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

stege und Holzbrücken neben die Furten gebaut, wobei die schweren Fuhrwerke noch lange durch das Wasser fahren mussten. Infolge von Bränden und Hochwasser kam es oft zu einer Zerstörung der Holzbrücken.

Erst zu Beginn des 12. Jahrhunderts werden erstmalig Brücken, teilweise mit einzigartigen Brücken- oder Torkirchen, urkundlich erwähnt. Brückenkirchen boten neben der Sicherung der Zugänge auch die Möglichkeit, sich des Segens für die weitere Reise zu versichern. Die wichtigsten frühmittelalterlichen Geraübergänge waren die Lehmannsbrücke mit der Brückenkopfkirche St. Nikolai, die Krämerbrücke mit den Brückenkopfkirchen St. Ägidius und St. Benediktus, die Schlösserbrücke, die Lange Brücke mit der Brückenkirche St. Viti und die Roßbrücke. All diese Flussübergänge besaßen eine überragende Bedeutung für die Siedlungsentwicklung Erfurts.

Die Krämerbrücke über den Breitstrom der Gera ist neben dem Domberg mit den Stiftskirchen St. Marien und St. Severi [6] eine der Hauptsehenswürdigkeiten der Stadt Erfurt. Sie ist eines der ältesten profanen städtischen Bauwerke und ein einzigartiges Kulturdenkmal, welches 2025 ihr 700. Jubiläum als steinernes Bauwerk feierte und so ingenieurtechnisch zu den frühen steinernen Brücken in Deutschland gehört.

Ihren Anfang als Holzkonstruktion neben einer Furt im Zuge der Via Regia liegt vermutlich im 11. Jahrhundert. Zu jener Zeit mag die Furt dem wachsenden Marktverkehr nicht mehr genügt haben. Eine hölzerne Fußgängerbrücke sollte wahrscheinlich zunächst die Verbindung zwischen beiden Ufern erleichtern. Man nimmt an, dass es die zwischen 1060 und 1080 nach Erfurt gekommenen Benediktinermönche des Petersklosters waren, denen wir den Bau der Krämerbrücke verdanken. Darauf deutet auch der Umstand hin, dass eine der beiden Brückenkopfkirchen, welche sich an den Auffahrten zur Brücke befinden bzw. befanden, dem Heiligen Benedikt – Mönchsvater Benedikt von Nursia (um 480–547) – geweiht wurde.

Die erste urkundliche Erwähnung der Krämerbrücke als *pons rerum venalium* – Brücke der Verkaufsgegenstände – stammt aus dem Jahre 1156. Hier ist festgehalten, dass zwei Söhne einer Frau Wentela zwei Buden auf der Krämerbrücke bewirtschafteten. Die Buden gehörten zum Erfurter Marienstift, welches diese vermutlich nur ungenügend instand hielten. Aufgrund dieses Umstandes übergab Frau Wentela urkundlich belegt dem Marienstift zehn Mark mit Vorbehalt eines Zinses von achtzehn Schillingen zur Erneuerung der Buden: „... pro restauratione duarum tabernarum super pontem rerum venalium ...“

Neben Hochwasser waren Brände die größte Gefahr für Holzbrücken der damaligen Zeit. Teils verheerende Brände, bei denen die Krämerbrücke zumindest schwer in Mitleidenschaft gezogen worden ist, sind in den Jahren 1175 bzw. 1177, 1213, 1222, 1245 und 1293 belegt.

Diese sich regelmäßig wiederholenden Ereignisse und die damit einhergehende Zerstörung der Brücke veranlassten den sich im 13. Jh. herausbildenden Erfurter Rat, dessen Ratsherren meist reichen Kaufmannsfamilien entstammten, im Jahr 1265 einen Brückenneubau aus Stein zu beschließen. Zuvor musste der Erfurter Rat aber noch alle Brückenrechte bezüglich Zinseinnahmen aus gestifteten und verpachteten Krambuden, die meist das Marien- und das Severistift, das Peters- und das Reglerkloster sowie die Klöster Reinhardsbrunn und Bürgel innehatten, erwerben. Dies dauerte jedoch 1293 noch an, so dass sich der Neubau immer weiter verzögerte.

Erst im Jahr 1325, so bezeugt es die *Cronica Sancti Petri Erfordensis moderna* [1], konnte der Neubau der Krämerbrücke, an dessen Finanzierung sich auch reiche Bürger der Stadt beteiligten, als steinernes Bauwerk vollendet werden: „Eodem anno [1325] factus est lapideus pons mercatorum in Erphordia. – Im selben Jahr [1325] wurde in Erphordia eine Steinbrücke für Kaufleute gebaut.“ Eine ‘Steinbrücke für Kaufleute’, welche sich in den auf der Brücke dem Kramhandel dienenden Ladenhäusern manifestierte. Bei diesen handelte es sich um einfache aus Brettern errichtete Läden, die zur Brückenmitte hin eine verschließbare Klappe und rückwärtig einen Lagerraum hatten. Die Ladenhäuser waren zur damaligen Zeit noch unbewohnt.

Bei dem 1175 in [1] erwähnten Stadtbrand, für den jüngere Veröffentlichungen das Jahr 1177 angeben [7], wurden die Krämerbrücke und „die beiden Kirchen“ weitgehend zerstört. Diese Erwähnung gilt gemäß aktuellem Forschungsstand als die Ersterwähnung der Benediktuskirche. Es handelt sich dabei um eine indirekte Ersterwähnung, da der Name der Kirche nicht explizit genannt wird. Wohl erst 1322 wird die Benediktuskirche namentlich genannt. Die Ersterwähnung von St. Ägidius als Ort einer Beurkundung erfolgte im Jahr 1110. „In Erpsfurt in capella S. Aegidii confessoris“ lässt Graf Ludwig der Springer in einer Urkunde dokumentieren, dass er seine Ulrichskirche in Sangerhausen seinem Hauskloster Reinhardsbrunn übereignet hat [8].

Die Brückenkopfkirchen St. Ägidius (Bild 2) und St. Benediktus bestanden, wie viele andere Erfurter Kirchen auch, wahrscheinlich schon seit dem 12. Jahrhundert aus Stein. Aufgrund der eingeschränkten Platzverhältnisse wurden das Kirchenschiff und die Altarnische beider Kirchen auf Erdgeschosshallen aufgesetzt. Korrekt ausgedrückt handelt es sich um zweigeschossige Torkirchen. Die Kirchtürme ordnete man jeweils daneben an.

Schon 1324 befanden sich in der Erdgeschosshalle von St. Ägidius drei zur Brückenauffahrt hin offene Kramläden. Ein weiterer Kramladen war in der Unterkellerung des Turms eingerichtet. Hierbei ist hervorzuheben, dass es selten, ja sogar einzigartig ist, dass Kirchtürme unterkellert sind.

An der Giebelfront von St. Ägidius befindet sich zwischen drei Maßwerkwfenstern und auf einer vielfach ge-



Bild 2: Wenigemarkt mit Blick auf die Ägidiuskirche
Foto: Hans-Jörg Vockrodt

stuften Konsole ruhend ein pittoresker spätgotischer Chorerker. Nach dem teilweisen Einsturz der Kirche im Jahr 1582 wurde der Erker rekonstruiert und baulich angepasst. In seiner jetzigen Form schmückt er die Kirchenfassade seit 1609. Beeindruckend auch der erstmalig 1324 urkundlich erwähnte Kirchturm von St. Ägidius. Er gehört mit ca. 49 m Gesamthöhe zu den höchsten der alten Erfurter Kirchen. Mit Hilfe dendrochronologischer Datierungen konnte belegt werden, dass 1420 der Turm mit der Aufrichtung des achtseitigen hölzernen Turmhelmes und einer angebrachten Turmuhr vollendet war [8].

Im Spätmittelalter muss die Ägidiuskirche ein prächtiges Erscheinungsbild abgegeben haben. Das Kirchenschiff und der Turm waren farbig gestaltet. Zu den in einem leicht ockergebrochenen Weiß gehaltenen Wandflächen bildeten die Werksteine für Eckquader, Fensterleibungen, Maßwerk usw. in Oxidrot einen starken Kontrast [8]. Es wird vermutet, dass die Farbgebung des Turms, welche auch dem angebauten Haus Krämerbrücke Nr. 17, dem sog. Haus zum Roten Turm, ihren Namen gab, auf das damals

benachbarte Gericht Bezug nimmt, denn 'rote Türme' standen im Mittelalter im Allgemeinen in Verbindung mit der Gerichtsbarkeit.

Bei dem größten Brand der Stadtgeschichte am 9. Juni 1472, der „ganz Europa in Mitleid und Schrecken versetzte“, wurde die Brücke stark beschädigt. Noch heute findet man in den Brückenbögen brandgeschädigte Steine. Sichtbar sind rötlich verfärbte Quadersteine und abgeplatzte Steinoberflächen. Alle Ladenhäuser fielen den Flammen zum Opfer. Die Kirchen St. Ägidius und St. Benediktus blieben bis auf den Turm der Benediktuskirche verschont. Statt einer Spitze krönte den Turm von da an nur noch ein gewöhnliches Ziegeldach.

Nach diesem verheerenden Stadtbrand verließen die Krämer die Brücke. Um aber ein anderweitiges Niederlassen der Händler in der Stadt und damit den Verlust der Einnahmen zu verhindern, ließ der Erfurter Rat Fachwerkhäuser mit einer erweiterten Nutzfläche – nun auch bewohnbar – auf der Brücke errichten. Dazu erhielten die vorhandenen Brückenpfeiler beidseitig gemauerte Vorlagen, auf denen dann Sprengwerke mit aufgelagerten Holzbalkenkonstruktionen zur Abfangung der über die Seitenränder der Brücke auskragenden Fachwerkhäuser abgesetzt werden konnten (Bild 3). Interessant in diesem Zusammenhang ist, dass die Holzart der Sprengwerke bis auf eines, bei dem es sich um Tannenholz handelt, bis heute nicht bestimmt ist.

Neueste bauarchäologische Untersuchungen ergaben, dass man im Zuge der Bebauung der Brücke nicht einzelne schmale Fachwerkhäuser, sondern vier jeweils bis ca. zur Brückenmitte reichende dreistöckige Fachwerk-Reihenhausbaublöcke errichtet hat (Bild 4) [9]. Dies konnte aus der Entdeckung von Abbundzeichen an den Gespärren (Sparrendreiecke) im Dachstuhl, die in ihrer Gesamtheit betrachtet eine abschnittsweise fortlaufende Nummerierung ergeben, in Korrespondenz mit einer dendrochronologischen Datierung – einer Analyse der Jahresringe des verarbeiteten Holzes – geschlossen werden.

Demzufolge entstand der erste, nordöstlich gelegene Fachwerk-Reihenhausbaublock ca. 1473/74. Aus dieser



Bild 3: Pfeilervorlagen mit darauf abgesetzten Sprengwerken Foto: Hans-Jörg Vockrodt

Bauwerksplan – Krämerbrücke

Zustand von 1895

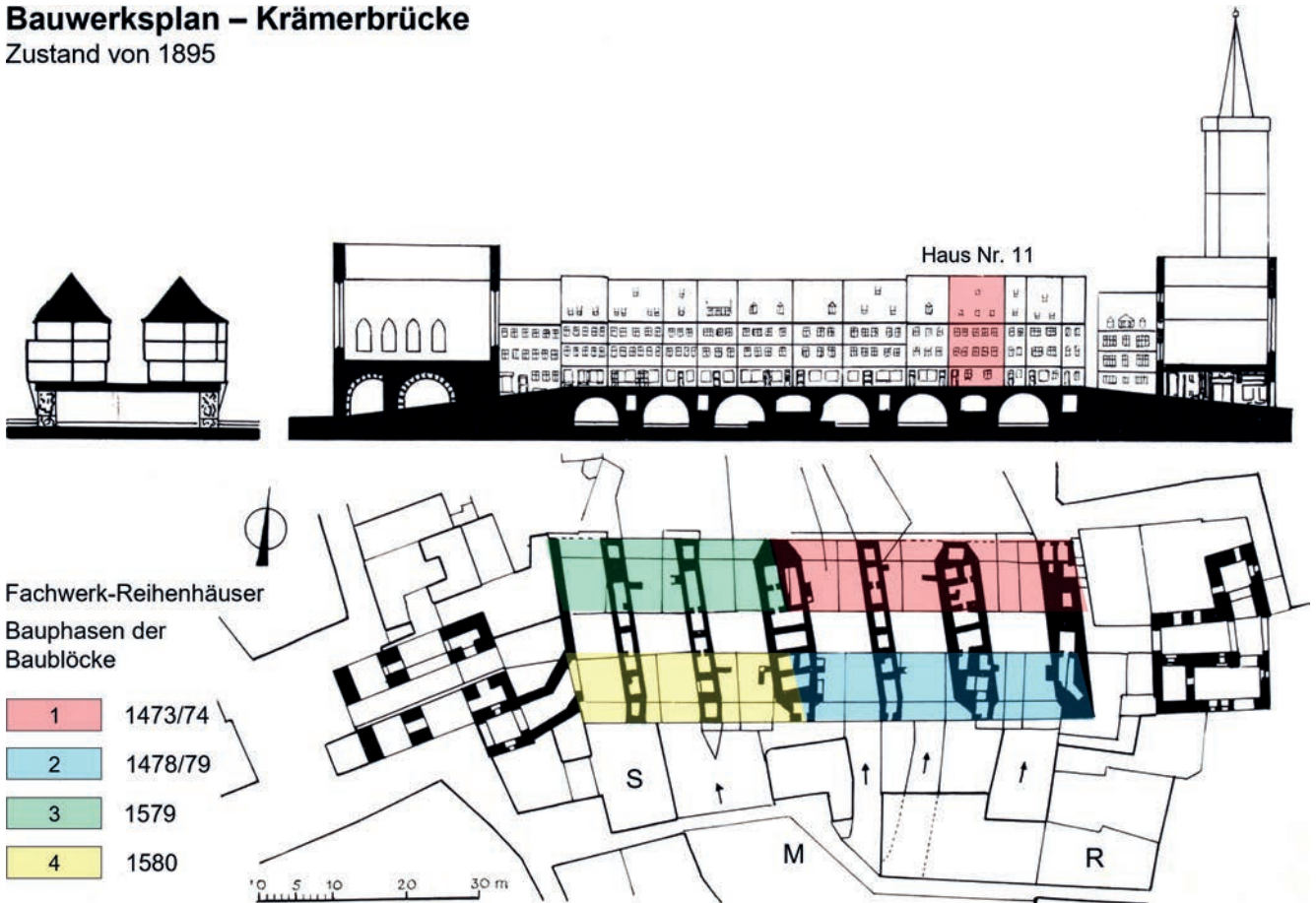


Bild 4: Bauwerksplan der Krämerbrücke im Zustand von 1895 mit Darstellung der Bauphasen zur Errichtung der Fachwerk-Reihenhausbaublöcke
Quelle: Stadtarchiv Erfurt und [9]

Zeit stammt mit Haus Nr. 11 auch das heute noch erhaltene, älteste Haus auf der Krämerbrücke (Bild 5). Der zweite, südöstlich gelegene Fachwerk-Reihenhausbaublock entstand ca. 1478/79. Hier sind die Häuser 20 bis 22 heute noch erhalten. Den dritten, nordwestlich gelegenen Fachwerk-Reihenhausbaublock hat man ca. 1579 und den vierten, südwestlich gelegenen Fachwerk-Reihenhausbaublock dann ca. 1580 errichtet. Man kann also nach Vollendung dieser Bebauung im übertragenen Sinne durchaus von einer Brücke mit vier Häusern sprechen [9].



Bild 5: 1473/74 erbauter Fachwerk-Reihenhausbaublock mit Haus Nr. 11 – dem ältesten Haus auf der Krämerbrücke

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

Zur korrekten Beschreibung und chronikalischen Einordnung der Bebauung auf der Krämerbrücke kann wie folgt unterschieden werden. Zu Anfang gab es sicherlich Kramstände unter Zeltplanen (mittelhochdeutsch *kräm*) [10], welchen dann bis 1325 Krambuden – lateinisch *tabernae* – folgten. Von 1325 bis 1472 kann man die Bebauung als Ladenhäuser und ab 1473 als Fachwerkhäuser charakterisieren.

Die Fachwerk-Reihenhausbaublöcke wurden durch jeweils eine schmale Fachwerkwand in 2 bis 3 m breite Reihenhaussegmente mit meist je einem Kramladen aufgeteilt. Diese Segmente werden nachfolgend als Fachwerkhäuser bezeichnet.

Insgesamt sollen es nach Fertigstellung und Segmentierung 62 Fachwerkhäuser gewesen sein (Bild 6), eine Zahl, welche sich aber durch eine Quellenangabe aus der damaligen Zeit nicht verifizieren lässt. Belegt ist, dass, wie im übrigen Stadtgebiet gebräuchlich, die Häuser anstelle einer Nummerierung fantasievolle Namen trugen, wie z. B.:

- Haus zum Engel und zum Christoph – Haus Nr. 2,
- Haus zum Spiegelberg und Rosenkranz – Haus Nr. 5 oder
- Haus zum Engelsrößchen – Haus Nr. 20.

So soll es über 60 dieser Hausnamen auf der Krämerbrücke gegeben haben. Wahrscheinlich hat man aus der An-



Bild 6: Dachlandschaften bekrönen beidseitig der malerischen Brückengasse die Krämerbrücke
Foto: Hans-Jörg Vockrodt

zahl dieser Namen die Anzahl der damaligen Fachwerkhäuser abgeleitet. Mit der Zeit verringerte sich die Zahl der Fachwerkhäuser auf und in Fortführung der Brücke über 38 im Jahr 1717 auf heute 32. Der Grund lag in der Zusammenlegung von Grundstücken und Häusern auf der Brücke, da sich durch Erbschaft und Kauf dann häufig mehrere Häuser in einer Hand befanden.

Die Fachwerkhäuser wurden vom Erfurter Rat errichtet und an die Krämer vermietet. Bei diesen konnte man Stoffe, Tücher, Borten und Gürtel, Edelmetalle, Geschmeide, Gewürze, Alaun und andere Salze, Arzneien, Färbemittel sowie vieles andere mehr erwerben. Sogar Kämme aus Elfenbein gab es. Die Krämer zahlten dafür einen Zins, vergleichbar vielleicht mit dem uns bekannten Erbbaurecht. Seit 1351 war die Stadt Erfurt Eigentümerin der Brücke und der Häuser. Ihr stand also dieser Zins zu. Mit der Eintreibung und der Abführung dieses Brückenzinses war die Krämerzunft beauftragt [10].

In der Zeit des Baus der Fachwerkhäuser entstanden auch die in den Pfeilerbereichen vorhandenen Kellergewölbe, die den Händlern im darüberliegenden

Haus einen Lagerraum für Brennmaterialien und Vorräte boten. Diese Kellergewölbe reichen von den randseitigen Bebauungen bis unter den Fahrbahnbereich. Statisch betrachtet schränken sie durch die damit einhergehende Strukturschwächung die Tragfähigkeit der Brücke ein. Ein solches Kellergewölbe kann man heute im Haus der Stiftungen – Krämerbrücke Nr. 31 – besichtigen. In den Nischen der Wände wurden Öllampen abgestellt oder Vorräte bzw. Handelsgüter verwahrt.

Ebenfalls nutzten die Brückenbewohner jahrhundertlang den Platz unter den Brückenbögen als Stauraum. Noch vorhandene Kragsteine oberhalb der Bogenkämpfer in den wasserführenden Bögen sind noch heute Zeugnisse dieser Nutzung. Auf diesen waren Sprengwerke aufgesetzt, auf denen wiederum Holzverschläge – sogenannte Hängeböden – aufgelegt waren.

Spätestens ab 1510 ist für die auch *pons apotecarum* genannte Brücke (*apoteca* heißt Kram) die verdeutschte Bezeichnung Krämerbrücke gebräuchlich. Ab dem 16. Jahrhundert lösten zunehmend Handwerker die Krämer auf der Brücke ab. Mehr und mehr siedelten sich Kürschner, Kannegießer, Posamentierer, Goldschmiede, Weißgerber und andere Gewerke an.

St. Ägidius und St. Benediktus verloren im Gefolge der Reformation als zu klein für 'ordentliche' evangelische Gemeindekirchen an Bedeutung und wurden profaniert. Für St. Ägidius geschah dies schon 1615, für St. Benediktus erst 1807. Während erstere trotz verschiedener Umbaumaßnahmen ihren Nutzungswandel überstand und heute durch die Evangelisch-methodistische Freikirche wieder sakral genutzt wird, ereilte letztere vielleicht aufgrund der schlechten Bausubstanz ein ruhmloses Schicksal.

Erfurt stand von 1806 bis 1813 unter französischer Besatzung. Das Stadtbild zu dieser Zeit veranschaulicht eine faszinierende Gouache von Johann Bartholomäus Bellermand (1756–1833) (Bild 7). Auf Befehl des französischen General-Domänen Direktors Gentil, der von Fulda aus alle Domänengüter der von Frankreich besetzten Länder verwaltete, schrieb der Erfurter Magis-



Bild 7: Blick vom Turm der Ägidiuskirche über die Dächer der Krämerbrücke nach Westen auf die Flusslandschaft des Gerabogens und weiter hinten auf den Domberg mit den Stiftskirchen St. Marien und St. Severi um 1811
Foto: Stadtarchiv Erfurt



Bild 8: Blick vom Benediktspatz auf den zurückgebauten Turm der Benediktikirche um 1895

Foto: Stadtarchiv Erfurt

trat 1806 die Kirche und den Turm von St. Benediktus zum Verkauf und Abbruch aus. Der Kaufmann Sigismund George erwarb daraufhin beide Gebäude für insgesamt 40 Taler.

Das Kirchenschiff einschließlich der gewölbten Erdgeschosshalle wurden dann 1810 teilweise abgetragen, um eine freie Durchfahrt zur Krämerbrücke zu ermöglichen. Die Kirchenglocken waren bereits 1802 veräußert worden. Vom Turm ließ George nur das Dach und das obere Stockwerk abbrechen bzw. zurückbauen. Auf dem verbliebenen Turmstumpf legte er einen kleinen Garten mit einem Pavillon in Form eines klassizistischen Tempels an (Bild 8). Durch den Torbogen des Turmes gelangten die schweren Fuhrwerke in den Landbogen und von da aus zur nördlich der Brücke gelegenen Gerafurt. Dieser Torbogen ist mit einer Schildmauer versehen vom Landbogen aus auch heute noch erlebbar.

1816 kam es unter preußischer Herrschaft zur Sperrung der Brücke für den schweren Lastfuhrverkehr. Hierzu wurden auch Holzbarrieren auf der Brücke errichtet. Diese Maßnahme war aufgrund des schlechten Erhaltungszustandes in Korrespondenz mit eintretenden statischen Instabilitäten erforderlich. Letztere resultierten aus der Beanspruchung durch die dreistöckige Bebauung in Verbindung mit der im Laufe der Zeit – obwohl verboten – vielfach stattfindenden Erweiterung der sich in den Brückenpfeilern befindenden Keller durch das Ausbrechen von Mauerwerk. Der schwere Lastfuhrverkehr ging von nun an durch die neben der Brücke gelegene Furt, durch die Furt an der Schloßerbrücke oder über die Lehmannsbrücke, welche als Liepwinisbrücke erstmals 1109 erwähnt wurde [11] und wahrscheinlich die älteste Brücke der Stadt ist.

In der Nacht vom 21. zum 22. Februar 1855 zerstörte ein großer Brand fünf Häuser – die Nr. 23 bis 27 – auf der Brücke. Der Legende nach soll der Besitzer des Hauses Krämerbrücke Nr. 23 mit seiner Pfeife im Bett eingeschlafen sein und so den Brand verursacht haben. Das Ende der Krämerbrücke schien gekommen zu sein, zumal die preußische Regierung den Wiederaufbau der Häuser verbot. Der Erfurter Rat setzte sich aber darüber hinweg und erteilte den Eigentümern der abgebrannten Häuser unter der Auflage, dass die neuen Häuser nur zwei Stockwerke hoch sein durften, eine Genehmigung zum Wiederaufbau.

Obwohl die Krämerbrücke in den Jahren 1895, 1912 und 1937 Gefahr lief infrastrukturellen Maßnahmen zum Opfer zu fallen, hat sie – bis dieses einmalige Bau-

werk unter Denkmalschutz gestellt wurde – zum Glück überlebt.

3 Baustile und architektonische Kostbarkeiten

Die heute auf der Brücke vorhandenen Fachwerkhäuser, die bis auf vier Ausnahmen im Besitz der Stadt Erfurt sind, stammen in Resten – mit den Kellergewölben – aus dem 14. bis 16. Jh., zumeist aus dem 17. und 18. Jh. und z. T. aus dem 19. und 20. Jh. Sie zeigen Stilelemente der Spätromanik, der Gotik, der Renaissance, dem Barock und der Gründerzeitarchitektur [12].

Die ältesten Hausteile finden sich um die Ägidiuskirche, wie z. B. am Haus zum Roten Turm – Krämerbrücke Nr. 17. An der Hinterseite des Hauses befindet sich beispielsweise ein wunderschönes Renaissanceportal mit Gewändenischen und profiliertem Bogen aus der Zeit um 1560. Die hier vorhandene klassizistische Tür stammt aus der Zeit nach 1800. Im gleichen Haus trifft man im oberen Stockwerk auf ein ganz besonderes Kleinod – eine sogenannte Bohlenstube, in der heute ein Café eingerichtet ist. Während die ältesten Bereiche des Gebäudes bereits aus dem 13. Jahrhundert stammen, existiert die Bohlenstube in ihrer jetzigen Form wohl erst seit dem Ende des 16. Jahrhunderts.

Derartige Bohlenstuben dienten als repräsentativer Wohnraum, welcher beheizbar war. Die aufwändige Decken- und Wandverkleidung war einerseits Raumgestaltung und andererseits Wärmeisolierung. Die Wände der Bohlenstube im Haus zum Roten Turm zeigen eine blau-grüne – ehemals blaue – Wandgestaltung mit schmuckvollen linearen floralen Gliederungselementen. Boh-

lenstuben dieser Bauart sind in Erfurt und Thüringen zahlreich erhalten und zeigen ganz allgemein die zu dieser Zeitepoche vorhandene Ausstattung von Wohnräumen.

Die Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche besitzt zwischen dem West- und Ostbogen auf zwei Drittel Länge eine Flachdecke und ist auf einem Drittel tonnenüberwölbt. Zwischen beiden Abschnitten befindet sich ein ca. 850 Jahre alter Gurtbogen in Form eines Korbbogens. Dabei handelt es sich mutmaßlich um eines der ältesten romanisch-gotischen Bauteile der heutigen Ägidiuskirche (Bild 9).

4 Konstruktion, Gründung, Materialien und Instandsetzung

Die Bauform der heute denkmalgeschützten Brücke ist eine Gewölbereihenbrücke, welche aus sechs, leicht schiefwinkligen Tonnengewölben besteht. Die 80 m lange Brücke kreuzt den Breitstrom der Gera in einem Winkel von ca. 91 gon. Im Bereich der Brückenpfeiler gibt es Kellergewölbe.

Die Tragfähigkeit der Krämerbrücke ist für die Befahrung durch einen 15-t-Lkw nachgewiesen, was einer Brückenklasse 15 nach TGL 13000 (März 1977) [13] entspricht. Der westliche Brückenbogen mit einer lichten Weite von 5,53 m war von jeher ein für schwere Fuhrwerke bestimmter Landbogen, in den man südwestlich nach der Durchfahrt durch den Kirchturm von St. Benediktus einfahren und von da die nördlich der Brücke gelegene Furt durch den Breitstrom erreichen konnte. Die hier im Bereich des Gewölbescheitels vorhandene Jahreszahl 1676 weist auf eine der großen, vornehmlich in Werkstein ausgeführten Instandsetzungen hin [12].

Die Brückengeometrie ist wie folgt gegeben. Während die lichte Weite der fünf wasserführenden Bögen (drei Wasser- und zwei Hochwasserbögen) zwischen 7,23 und 7,79 m variiert, bewegt sich die Breite der Pfeiler zwischen 3,03 und 6,87 m. Diese Schwankungen sind wahrscheinlich auf die beim Bau zu berücksichtigende Lage und Größe vorgelagerter Mühlen und Gerinne zurückzuführen. Die Pfeilhöhe der Tonnengewölbe liegt bei 2,9 bis 4,0 m.

Die Brücke besitzt eine Breite von ca. 19,4 m, mit den Sprengwerken und auskragenden Häuserreihen sind es 24 bis 26 m. Während die lichte Weite zwischen den Hausfluchten i. M. 5,6 m beträgt, misst die Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche an ihrer schmalsten Stelle 3,85 m. Unterstellt man, dass der Fahrstreifen auf der Brücke in der Vergangenheit auch nicht viel breiter war, stand für die Ladenhäuser auf der Brücke von vornherein beidseitig ein Maß von ca. 7,5 m zur Verfügung. Man erkennt daran, dass die Querschnittsbreite der Brücke schon bei ihrem Bau auf einen Kramhandel ausgelegt war. Das ist für Steinbrücken aus dieser Zeit eine Besonderheit! Die Höhe der Brücke zwischen Oberkante (OK) Gelände und OK Fahrbahn Brückengasse beläuft sich auf ca. 5 m. Zwischen OK Fahrbahn Brückengasse und OK First der Fachwerkhäuser ergibt sich ein Maß von max. 12 m. Damit besitzt die Krämerbrücke eine sichtbare Gesamthöhe von max. ca. 17 m.

Ob die Gründung der Krämerbrücke auf Holzpfehlrosten erfolgte, konnte bisher nicht erkundet werden. Die Vermutung liegt aber nahe, da in den letzten 700 Jahren keine statischen Instabilitäten wie z. B. das Auftreten größerer Setzungen oder die Bildung von Rissen am Bauwerk, welche auf ein Gründungsversagen hindeuten, diagnostiziert wurden.



Bild 9: Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche mit Blick entlang der Brückengasse

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

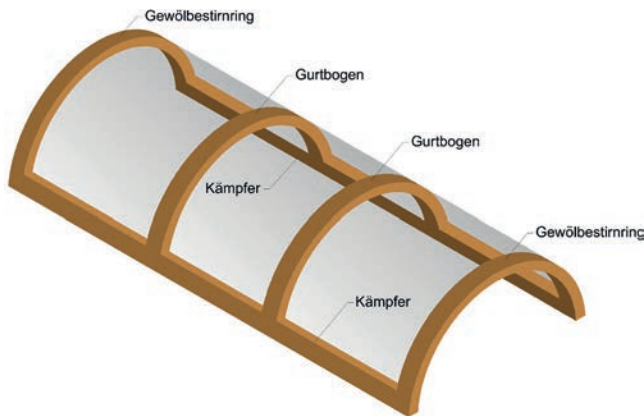


Bild 10: Bestandteile der tragenden Gewölbestruktur

Abbildung: Antal Szőke

Als Material für die Brückenbögen der Krämerbrücke, welche im Scheitel- und in den Kämpferbereichen 35 bzw. ≥ 40 cm dick sind, wurden Kalkbruch- und Travertinbruchsteine aus Bad Langensalza und Weimar-Ehringsdorf verwendet. Zur Gewährleistung der Tragfähigkeit der Gewölbe haben die Gewölbestirnringe, die Kämpfer bzw. Widerlager und die Gurtbögen einen besonderen Stellenwert (Bild 10). Hier kamen Sandsteinquader aus Seebergen bei Gotha und vereinzelt Buntsandstein aus Bad Berka oder Paulinzella zum Einsatz. Aus statischer Sicht ist hervorzuheben, dass die Gurtbögen in Querrichtung der Brücke gesehen jeweils unterhalb der Hausvorderfronten angeordnet sind. An den Quadersteinen der Gewölbestirnringe aus der Zeit um 1325 finden sich gotische Steinmetzzeichen.

Für die Krämerbrücke bestand permanent Sanierungsbedarf. Von zahlreichen Ausbesserungen wird in den Akten des Stadtarchivs Erfurt berichtet. So sind zwischen 1849 und 1875 mindestens fünfmal Pfeilerflächen ausgebessert und Steine der Gewölbebögen ersetzt worden. Doch als bedeutendste Instandsetzung in der Brückengeschichte gilt die Instandsetzung der Gewölbetragkonstruktion in den Jahren 1985/86, durch welche die Krämerbrücke nachhaltig gesichert und für die Zukunft in ihrer historischen Substanz erhalten wurde (Bild 11). Diese Baumaßnahme ist in [3], [14] und [15] ausführlich beschrieben. Anlässlich des 700-jährigen Jubiläums der steinernen Brücke hat die Stadt Erfurt eine bronzene Tafel in Gedenken an diese Instandsetzung anbringen lassen (Bild 12). Auf dieser sind neben den Jahresdaten und einer Kurzbeschreibung der Instandsetzung mit Eberhard Sander und Hans Vockrodt auch die beiden Väter der damaligen Baumaßnahme genannt [16], [17].

5 Epilog

Die Einzigartigkeit der nunmehr 700 Jahre alten steinernen Krämerbrücke liegt in der beidseitigen geschlossenen Bebauung der Tragkonstruktion mit Fachwerkhäusern, die der Brücke von jeher den Charakter einer schmalen, engen Gasse verliehen hat (Bild 13), sowie in der besonderen Bedeutung als mittelalterlicher Handelsvermittler zwischen West und Ost.



Bild 11: Erneuerung, Reprofilierung und Ertüchtigung des mittleren Teils der Naturstein-Gewölbe konstruktion zwischen den Häuserfluchten im Rahmen der Instandsetzung 1985/86

Foto: Hans Vockrodt



Bild 12: Gedenktafel zur Erinnerung an die Instandsetzung der Gewölbetragkonstruktion 1985/86

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

Neben dem großartigen Ensemble von Dom und Severi ist in der Krämerbrücke mit Recht ein außerordentliches, Welterbeniveau besitzendes Wahrzeichen der alten Handelsstadt Erfurt zu sehen. Die Krämerbrücke besitzt Rang und Wertigkeit als Denkmal der Architektur und Stadtbaukunst, der Technik-, Ingenieur-, Produktions-, Handels- und Verkehrsgeschichte. Wie kein anderes Bauwerk der Stadt ist sie ein lebendiger Marktplatz und damit ein Symbol menschlicher Begegnungen. Die Krämerbrücke ist ein exklusiver Teil der europäischen Brückenbaukultur.

„Von allem, was der Mensch baut und aufbaut, gibt es nichts Besseres und Wertvolleres als Brücken.“ Ivo Andrić

Literatur

- [1] Holder-Egger, O. (Hrsg.): Monumenta Germaniae Historica, Teil Cronica S. Petri Erfordensis moderna. 1899, S. 357 ff. Online unter: http://www.mgh.de/dmgh/resolving/MGH_SS_30%2C1_S_354
- [2] Vockrodt, H.-J.: Ponts habités – Teil europäischer Brückenbaukultur. Bautechnik 88 (2011) 12, S. 877–885. <https://doi.org/10.1002/bate.201101488>
- [3] Vockrodt, H.; Sander, E.: Rekonstruktionsarbeiten an der Krämerbrücke in Erfurt. Die Straße 29 (1989) 4, S. 111–115.
- [4] Baumbach, D.; Vockrodt, H.-J.: Historische Bogen- und Gewölbebrücken der Stadt Erfurt. Buch Habel GmbH & Co. KG, 2000.
- [5] Vockrodt, H.-J.; Baumbach, D.: Historische Brücken und Stege im alten und neuen Erfurt. Limitierte Premiumausgabe, Selbstverlag der Verfasser, Erfurt, 2020.
- [6] Vockrodt, H.-J.: Dom zu Erfurt St. Marien – Instandsetzung und Ertüchtigung der Kavaten. Bautechnik 96 (2019) 1, S. 58–67. <https://doi.org/10.1002/bate.201800079>
- [7] Erthel, T.: Zur Ersterwähnung der Krämerbrücke. Stadt und Geschichte, Zeitschrift für Erfurt (2021) 78, S. 8.
- [8] Misch, C.: Asymmetrie als Prinzip. Baustruktur und Fassaden gotischer Pfarrkirchen in Erfurt mit besonderer Berücksichtigung von St. Ägidius. Mitteilungen des Vereins für die Geschichte und Altertumskunde von Erfurt (2025) 86, S. 193–241.
- [9] Misch, C.: Eine Brücke und vier Häuser – Die Baugeschichte der Krämerbrücke. Vortragsreihe Krämerbrückentage 2025, Vortrag am 23.04.2025.
- [10] Bauer, A.: Die Krämer und die Krämerbrücke. Stadt und Geschichte, Zeitschrift für Erfurt (2019) 73.
- [11] Heinemeyer, K.: Zum Erfurter Freizinsrecht im 12. Jahrhundert. Mitteilungen des Vereins für die Geschichte und Altertumskunde von Erfurt (2012) 73, S. 11/14.
- [12] Kaiser, G.; Lucke, R.-G.: Die Krämerbrücke in Erfurt. Kunstverlag Josef Fink, 1998.
- [13] TGL 13000:1977-09: Lastannahmen für Straßenbrücken.
- [14] Vockrodt, H.-J.: Krämerbrücke in Erfurt – Bauwerksgeschichte und Instandsetzung der Ge-



Bild 13: Romantischer Blick in die Brückengasse

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

wölbetragkonstruktion in den Jahren 1985/86. Bautechnik 87 (2010) 4, S. 212–219. <https://doi.org/10.1002/bate.201010017>

- [15] Sander, E.; Thiemar, A.; Müller, G.: Krämerbrücke Erfurt. In: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Steinbrücken in Deutschland, Bd. 2, Verlag Bau+Technik, 1999, S. 392–397.
- [16] Derowski, A.: Die unbekannte Geschichte hinter der Krämerbrücke. Thüringer Allgemeine, Erfurter Allgemeine, 22.07.2025, S. 17.
- [17] Webseite: www.historische-bruecken-erfurt.de. (geprüft am 28.11.2025).

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



**Besuchen
Sie uns am Stand**

Nr. 62

BRÜCKEN | PONTONS | RORO'S | FÄHREN

Modulare Lösungen, Vermietung & Verkauf!

jansonbridging.de



JANSONBRIDGING

COME ACROSS

Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025

Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt | Institut für Massivbau, TU Dresden

1 Überblick der 2025er Exkursion

Jeden Sommer, unmittelbar nach dem Ende der Prüfungsphase, unternimmt das Institut für Massivbau der TU Dresden seine traditionelle Brückenbauexkursion mit Studierenden des Diplomstudiengangs Bauingenieurwesen. Das Ziel der Exkursion ist es, die theoretischen Kenntnisse aus den Vorlesungen mit praktischen Eindrücken zu verknüpfen und moderne sowie historische Brückenkonstruktionen hautnah zu erleben. Die Exkursion wird von den Studierenden vorwiegend selbst organisiert, was den Gruppenzusammenhalt stärkt sowie eine intensive Auseinandersetzung mit den Reisezielen fördert.

Im Sommer 2025 machten sich 18 Studierende, begleitet von drei wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, auf eine elftägige Reise zu Ingenieurbauwerken in der DACH-Region, zu der die deutschsprachigen Länder Deutschland, Schweiz und Österreich gehören, und in Tschechien. Die rund 3.500 km lange Route führte von Dresden über Köln, Koblenz, St. Gallen, Innsbruck, Linz und Brunn bis nach Prag, bevor die Exkursionsgruppe nach Dresden zurückkehrte (Bild 1). Auf dem Programm standen insgesamt 20 Brücken, darunter sieben Brücken im Bau. Vor Ort erhielten die Studierenden durch Vorträge und Führungen einzigartige Einblicke in die Planung, den Bau und den Erhalt von Brücken. Ergänzt wurde das Programm durch den Besuch eines Wasserkraftwerks an der Donau sowie durch die Besichtigung der Bergiselschanze in Innsbruck.

Der Beitrag gibt einen Überblick über die Exkursion und die besuchten Bauwerke. Weitere Brücken auf unserer Route, auf die nicht näher eingegangen werden, waren bspw. die Unstruttalbrücke, die Hochbrücke Horb, die Pfaffendorfer Brücke in Koblenz, das Sitterviadukt bei St. Gallen und die Sky Bridge 721 in Tschechien.

Der Beitrag gibt einen Überblick über die Exkursion und die besuchten Bauwerke. Weitere Brücken auf unserer Route, auf die nicht näher eingegangen werden, waren bspw. die Unstruttalbrücke, die Hochbrücke Horb, die Pfaffendorfer Brücke in Koblenz, das Sitterviadukt bei St. Gallen und die Sky Bridge 721 in Tschechien.

2 Deutschland im Wandel der Zeit

2.1 Historische Wahrzeichen des Brückenbaus

Der Brückenbau unterliegt einem stetigen Wandel, der vor allem durch die Entwicklung neuer Materialien, Bauverfahren, Konstruktionsweisen und Berechnungsverfahren vorangetrieben wird. Im Rahmen der Exkursion besuchten wir zwei Bauwerke, die diesen Wandel in unterschiedlicher Weise verdeutlichen.



Bild 1: Route der Brückenbauexkursion 2025

Grafik: Cedric Eisermann



Bild 2: Dom und Hohenzollernbrücke in Köln

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Die Hohenzollernbrücke ist ein Wahrzeichen der Stadt Köln und ein Nadelöhr im europäischen Eisenbahnnetz (Bild 2). Die Brücke besteht aus drei parallel verlaufenden Teilbauwerken, die zu verschiedenen Zeitpunkten im vergangenen Jahrhundert erbauten wurden und die Passantinnen und Passanten beim Überschreiten auf eine Zeitreise durch die Geschichte des Stahlbrückenbaus nehmen.

Die ursprüngliche Hohenzollernbrücke wurde zwischen 1907 und 1911 als Ersatz für die erste Rheinbrücke in Köln, die Dombrücke, errichtet [1]. Im Jahr 1945 wurde die Brücke beim Rückzug der deutschen Wehrmacht teilweise zerstört. In den Folgejahren wurden die beiden Brückenzüge für die Eisenbahn zunächst provisorisch und später dauerhaft in gleicher Gestalt wiederaufgebaut [2]. Die letzte Änderung in der Bausubstanz erlebte die Hohenzollernbrücke in den 1980er Jahren, als ein dritter Brückenzug zur Aufnahme der S-Bahn errichtet wurde. Die Gestaltung der neuen Konstruktion wurde optisch an die bestehenden historischen Bögen angepasst, um das charakteristische Erscheinungsbild der Brücke zu bewahren.

Beim Spaziergang über die Brücke ist besonders die Vielzahl an unterschiedlichen Verbindungsmitteln leicht zu erkennen und die wechselhafte Geschichte ist eindrucksvoll nachvollziehbar. Die Überbauten von 1911 sind genietet, die aus den 1950er Jahren geschraubt und die Brücke von 1988 ist geschweißt.

Die 1953 errichtete und von Ulrich Finsterwalder geplante Nibelungenbrücke in Worms (Bild 3) ist ein Wahrzei-

chen der Ingenieurbaukunst [3]. Sie war die erste Spannbetonbrücke über den Rhein und die erste große, im Freivorbau errichtete Brücke weltweit. Ähnlich wie viele Massivbrücken aus der Anfangszeit des Spannbetonbaus besitzt die 72 Jahre alte Nibelungenbrücke jedoch Defizite, die eine uneingeschränkte Weiternutzung aktuell nicht erlauben. Diese Defizite betreffen die Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung sowie die rechnerische Querkrafttragfähigkeit der Überbaus und führten 2010 zu der Entscheidung, die Nutzungsdauer auf 15 Jahre zu begrenzen [4]. Im Jahr 2022 wurde diese Entscheidung jedoch auf Initiative der Denkmalschutzbehörden aus Hessen und Rheinland-Pfalz revidiert. Aktuell arbeiten Ingenieurbüros und Universitäten zusammen mit dem Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz an Methoden, um die Lebensdauer der Brücke zu verlängern [5].

Vor Ort erhielt die Exkursionsgruppe einen Vortrag von der MKP GmbH und dem Landesbetrieb Mobilität im Hohlkasteninneren in der parallel verlaufenden, neuen Nibelungenbrücke. Die Präsentation thematisierte die Erhaltungsstrategie der Nibelungenbrücke [6]. Diese beinhaltet bauwerksdiagnostische Untersuchungen, Belastungsfahrten, nichtlineare FE-Simulationen und die Entwicklung eines digitalen Zwillings und haben das Ziel, die Brücke mindestens weitere 30 Jahre zu erhalten.

2.2 Ersatzneubauten

Der Großteil der deutschen Brücken wurde in den 1960er und 1970er Jahren errichtet. Folglich sind sie heute 60 bis 70 Jahre alt [7]. Viele dieser Brücken stoßen



Bild 3: Ingenieurbaukunst à la Ulrich Finsterwalder – die Nibelungenbrücke in Worms

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

angesichts ihres fortgeschrittenen Alters und der seit dem Bau erheblich gestiegenen Verkehrsbelastung an ihre Grenzen und müssen ersetzt werden.

Die Rheinbrücke Leverkusen ist Teil der Autobahn A 1 zwischen Köln und Leverkusen und mit einem durchschnittlichen täglichen Verkehrsaufkommen von 120.000 Fahrzeugen, darunter 14.000 LKWs (Stand 2016), eine der wichtigsten Rheinquerungen Deutschlands [8]. Die 1965 eröffnete alte Brücke war eine zwei-hüftige Schrägkabelbrücke mit zwei Seilebenen. Ursprünglich für 40.000 Fahrzeuge konzipiert, überstieg die tatsächliche Verkehrsbelastung bald die Kapazitätsgrenzen. Die Folge waren massive Schäden an der Brücke [9]. Ursache waren neben der erhöhten Verkehrsbelastung auch materialbedingte Defizite des verwendeten Stahls St 52 sowie nicht ermüdungsgerecht ausgeführte Konstruktionsdetails [10]. Wiederholte Instandsetzungen reichten nicht aus, um die Brücke dauerhaft zu erhalten, weshalb 2012 ein Neubau beschlossen wurde [11].

Die neue Brücke wurde als zwei-hüftige Schrägseilbrücke mit A-Pylonen in zwei getrennten, parallel verlaufenden Teilbauwerken geplant und bereits teilweise umgesetzt. Die Hauptspannweite

beträgt 280 m. Die Brücke ist für acht Fahrstreifen sowie Geh- und Radwege ausgelegt. Im Stromfeld besteht der Versteifungsträger aus Stahl, in den Randfeldern der Hauptspannweite aus Stahlverbund [12]. Mit dem Bau der neuen Brücke wurde 2018 begonnen. Zum Zeitpunkt unseres Besuches war das erste Teilbauwerk bereits fertiggestellt und der Rückbau der alten Brücke weitestgehend abgeschlossen.

Vor Ort empfing uns die Autobahn GmbH. Nach einer kurzen Einführung im Baubüro erhielten wir eine Führung über das linksrheinische Baufeld der Vorlandbrü-



Bild 4: Großbaustelle der Rheinbrücke Leverkusen

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen



Bild 5: Am Limit: die alte Talbrücke Sechshelden

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

cke in Massivbauweise des zweiten Brückenzuges der neuen Rheinbrücke (Bild 4). Auf der Baustelle erhielten wir einen Überblick über die zum Bau notwendigen Arbeitsschritte vom Tiefbau bis hin zu den Bewehrungsarbeiten am Überbau.

Die Talbrücke Sechshelden ist eine von 60 Brücken im Verlauf der Sauerlandlinie (A 45) zwischen Dortmund und Gießen, die in den nächsten Jahren durch einen Neubau ersetzt wird [13]. Die alte, 1968 errichtete Spannbetonbrücke als Durchlaufträger besteht aus zwei parallel verlaufenden, im Grundriss gekrümmten Teilbauwerken. Eine im Jahr 2008 beauftragte Nachrechnung ergab, dass die Brücke Tragfähigkeitsdefizite für die Brückenklasse 60/30 aufweist, die insbesondere die Ermüdung der Koppelanker der internen Spannlieder betreffen. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer und zur Vorbereitung des Ersatzneubaus wurde von 2010 bis 2014 eine Instandsetzung durchgeführt, bei der u. a. externe Spannlieder installiert wurden. Zusätzlich wurden 2017 Maßnahmen zur besseren Bewertung der Koppelankerermüdung und zur Entlastung der Koppelfugen umgesetzt. Dazu zählen ein Monitoringsystem zur Überwachung der Rissöffnung, eine Verkehrsverlagerung auf dem Überbau und spezielle Stahlfachwerktürme zur Unterstützung der Koppelfugen (Bild 5) [14]. Als wir die Baustelle erreichten, konnten wir bereits an den zahlreichen Verstärkungs- und Unterstützungsmaßnahmen erkennen, wie schlecht es um die Brücke steht.

Vor Ort präsentierte uns die örtliche Bauleitung von Implenia die Pläne für den Neu- und Rückbau der Brücke. Für den Rückbau der 940 m langen Talbrücke kamen unterschiedliche Verfahren zum Einsatz: Der Großteil

der Brücke wurde segmentweise mittels Vorschubgerüst abgebrochen. Andere Teile wurden aufgrund besonderer Randbedingungen mit konventionellen Abbruchmethoden zurückgebaut. Der Neubau wird wie das alte Bauwerk als Durchlaufträger in Spannbetonbauweise hergestellt. Die Herstellung erfolgt auf Vorschubrüstung.

Nach der Präsentation konnten wir den aktuellen Stand der Arbeiten auf der Baustelle begutachten. Während des Rundgangs erfuhren wir zudem von den Herausforderungen der Baumaßnahme, wie den Auflagen des Naturschutzes. Auch die Rolle der Bauleitung wurde thematisiert, die nicht nur die Baukoordination übernimmt, sondern wichtiger Kontakt für die Anliegen der Anwohner ist.

3 Ikonen der Ingenieurbaukunst – eine Reise durch die Schweiz

Brücken und Schweiz – das passt zusammen. Wohl jedem Brückenbauer sind einige der vielen Schweizer Brücken bekannt, oft dienen diese als Lehrbeispiele oder zählen zu den Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst.

Die Salginatobelbrücke (1929–1933) zählt zu den Meilensteinen der Ingenieurbaukunst und des Betonbaus und wurde vom Ingenieur Robert Maillart konzipiert. Der Bogen der Brücke spannt sich rund 90 m geradezu selbstverständlich über das 130 m breite, tief eingeschnittene Tal. Das statische System der Brücke ist ein Dreigelenkbogen, bei dem alle Gelenke als Betongelenke ausgeführt wurden [15]. Der Betonbogen ist am Auflager 40 cm und in der Brückenmitte 20 cm stark



Bild 6: Salginatobelbrücke – eine Ikone des Betonbrückenbaus

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

und schwingt sich sichelförmig zum Scheitelpunkt. Auf der Bogenplatte verlaufen seitlich die Seitenwände des Hohlkastens. Für eine filigranere Wirkung entschied sich Maillard dazu, die Hohlkästen ab den Viertelpunkten zu öffnen und die Fahrbahn in regelmäßigen Abständen auf dem Bogen aufzuständern (Bild 6). Das Tragwerk visualisiert auf eindrucksvolle Weise technische Effizienz und einen klar ablesbaren Kraftfluss [16].

Der Entwurf aus dem Jahr 1923 gilt Architekten und Bauingenieuren bis heute als meisterhaft. Auch in den Lehrveranstaltungen der Fakultät für Bauingenieurwesen der TU Dresden wird die Brücke als Beispiel für einen innovativen, wirtschaftlichen und architektonisch erstklassigen Entwurf herangezogen. Dieser Beurteilung kann sich die Gruppe ausnahmslos anschließen.

Die Sunnibergbrücke ist eine Extradosed-Brücke, die Schiers und Davos verbindet. Mit einer Länge von 525 m überspannt sie in einem eleganten Bogen das Tal bei Klosters. Die Brücke ist in fünf Felder unterteilt. Die drei Hauptfelder sind zwischen 128 m und 140 m lang, überspannen das offene Tal und ruhen auf den vier Brückenpylonen. Die beiden Außenfelder überbrücken die Hanglage mit einer Spannweite von jeweils rund 60 m. Entworfen wurde die Brücke vom ETH-Brückenbauprofessor Christian Menn. Sein Konzept sah ein schlankes und transparentes Schrägkabelsystem vor, das sich harmonisch in die umgebende Landschaft einliedert [17].

Die gekrümmte Linienführung des Überbaus mit einem Radius von 503 m erlaubt es der Brücke, im Jahresverlauf seitlich auszuweichen. Der Abstand der aufgelö-

sten Pfeiler zueinander nimmt mit deren Höhe kontinuierlich zu. In Brückenlängsrichtung sind die Pfeiler als trompetenförmige Scheiben ausgebildet, die sich vom Fußpunkt bis zur Pylonspitze fließend aufweiten (Bild 7). Dies entspricht nicht nur dem Kraftfluss, sondern hat auch den Vorteil, dass die Schrägkabel außerhalb des Lichtraumprofils des Überbaus verlaufen [17]. Das Prinzip „*form follows function*“ wurde bei der Sunnibergbrücke in wunderbar umgesetzt.



Bild 7: Charakteristisch gespreizte Pylone der Sunnibergbrücke

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Die Taminabrücke (Bauzeit: 2013–2016) ist die neueste der von uns in der Schweiz besuchten Brücken. Sie überspannt ein steiles Alpental und verbindet die Orte Bad Ragaz und Valens in einer Höhe von 200 m. Die Brücke ist mit einer Spannweite von 260 m die größte ihrer Art in der Schweiz [18]. Der Bogen sitzt asymmetrisch über dem Tal, die Kämpfer weisen einen Höhenunterschied von ca. 33 m auf und der Hohlkasten ist mit einem veränderlichen Querschnitt ausgeführt. Der Bogen geht monolithisch in den vorgespannten Überbau über, wodurch ein einheitlich wirkendes und transparentes Tragwerk entsteht. Die Pfeiler sind als massive Pendelscheiben ausgeführt und entsprechend der steilen Talflanken geneigt (Bild 8). Die Pfeilerscheiben wurden mit Betongelenken an Bogen und Überbau angeschlossen. Die Aufständungen über den Kämpfern wirken zusammen mit dem Überbau als Rahmen. Dadurch konnten die Seitenfelder mit Stützweiten von 89 m ohne Zwischenunterstützung überbrückt werden.

Das Langwieser Viadukt (1912–1914) verbindet als integrale Bogenbrücke die Stadt Chur mit dem Kurort Arosa und wird von einer eingleisigen Schmalspurbahn befahren. Zur Eröffnung galt die Brücke als die am weitesten gespannte Eisenbahnbrücke der Welt und war die erste ihrer Art, die vollständig aus Stahlbeton gefertigt wurde. Der Bogen der Hauptöffnung überspannt 100 m und ist durch markante Doppelstützen am Auflager klar von den Vorlandbrücken getrennt (Bild 9). Diese konstruktive Trennung ermöglicht es, Zwangskräfte aus Temperatur, Kriechen und Schwinden durch Hebung und Senkung des Bogens aufzunehmen [19].



Bild 8: Taminabrücke bei Bad Ragaz

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Der Bogen wurde in Querrichtung aufgelöst, sodass die beiden äußeren Bogenrippen lediglich über Querriegel miteinander verbunden sind. Diese Ausbildung ermöglichte eine Reduktion des Eigengewichts und führte zu einem wirtschaftlichen Entwurf. Wie auch bei der zeitlich später errichteten Salginatobelbrücke wurde das Lehrgerüst der Brücke von Richard Coray geplant und stellte bereits eine eigene ingenieurtechnische Meisterleistung im hochalpinen Gelände dar. Die Konstruktion des Lehrgerüsts war angesichts der Spannweite und der exponierten Tallage eine planerische Herausforderung, die Coray mit seinem charakteristischen Fächersystem meisterte [20].

4 Ingenieurbau made in Österreich

4.1 Brücken in anspruchsvollem Gelände



Bild 9: Langwieser Viadukt und Rhätische Bahn

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Die Luegbrücke am Brenner ist jedem Italienreisenden gleichermaßen bekannt und gefürchtet. Sie ist die längste Brücke der österreichischen Brennerautobahn A13 kurz vor dem Brennerpass (Bild 10). Die 1968 eröffnete, 1,8 km lange Hangbrücke ist stark sanierungsbedürftig, auf eine Spur je Richtung begrenzt und darf nur noch an Tagen mit hohem Verkehrsaufkommen zweispurig je Richtungsfahrbahn befahren werden. Die Luegbrücke teilt sich in fünf statisch eigenständige, mehrfeldrige Rahmenbauwerke auf. Vier der fünf Rahmen wurden in Spannbetonbauweise mit einem Pfeilerabstand von 35,8 m errichtet, während ein Rahmen als Stahl-



Bild 10: Luegbrücke – Blickrichtung Innsbruck

Foto: Max Götze

tragwerk mit doppelter Spannweite ausgeführt wurde [21].

Zur Sicherstellung des Bestands und zur Aufrechterhaltung des Verkehrs wurden im Bereich der vier stark sanierungsbedürftigen Bauwerksfugen stählerne Absicherungskonstruktionen installiert. Im Frühjahr 2025 wurde mit dem Neubau der Brücke in Seitenlage begonnen. Nach Fertigstellung wird der Verkehr auf die neue Brücke umgelegt. An der Stelle des Bestands soll eine zweite Brücke errichtet werden, sodass zukünftig für jede Richtungsfahrbahn ein eigener Brückenzug zur Verfügung steht [22]. Vor Ort erhielt die Gruppe durch die ASFINAG Einblicke in das Projekt und die Abläufe auf der Baustelle im hochalpinen Gelände.

Die im Jahr 2024 eröffnete Donautalbrücke in Linz ist ein einzigartiges Bauwerk (Bild 11) [23]. Die 305 m lange, rückverankerte Hängebrücke scheint nahezu schwebelos über der Donau zu schweben. Im Entwurf wurde auf die Anordnung von Pylonen zur Führung der Tragseile verzichtet, was zu diesem spektakulären Brücken führte. Das Tragsystem der Brücke nutzt die besondere Topografie des Ortes optimal aus. Die Brücke besteht lediglich aus drei Komponenten: dem Stahl-Verbund-Brückendeck, den vollverschlossenen Haupttrag- und Hängeseilen sowie den beiden nördlichen und südlichen Verankerungsbauwerken. Die 500 m langen Haupttragseile der Brücke werden beidseitig mit 100 Dauerverpressankern über massive Ankerblockkonstruktionen in den anstehenden Gneis des Baugrundes verankert. Nach Herstellung der Ankerblöcke wurden die Tragseile schrittweise eingebaut. Der Verbundüberbau wurde über die Donau auf Pontons eingeschommen, mithilfe von Litzenhebern in Position gehoben und anschließend verschweißt.

Vor Ort erhielt die Studierendengruppe einen spannenden Einblick in das Bauvorhaben. Trotz der hohen statischen und funktionalen Anforderungen an das Tragwerk

fügt sich die Autobahnbrücke leicht und flüchtig in das Donautal ein, was die Gruppe durchweg begeisterte.

4.2 Ingenieurbauwerke

Neben der Vielzahl an beeindruckenden Brücken standen zwei weitere Ingenieurbauwerke auf dem Programm. Der Besuch der exponiert gelegenen Bergisel-



Bild 11: Donautalbrücke im Zuge der A 26 in Linz

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

schanze in Innsbruck war ein Höhepunkt der Reise. Der Turm der Bergiselschanze, geplant von der Londoner Stararchitektin Zaha Hadid, wurde 2002 eröffnet und im selben Jahr mit dem Österreichischen Staatspreis für Architektur ausgezeichnet [24]. Das Bauwerk beherbergt ein Restaurant und den sogenannten Zitterbalken. Von dort haben Besucher ebenso wie Hochleistungssportler einen freien und beeindruckenden Blick auf den knapp 100 m langen Anlauf und das Panorama Innsbrucks mit der Nordkette im Hintergrund (Bild 12). Der 50 m hohe Turm ist durch eine Kombination aus Aufzügen oder über mehr als 500 Treppenstufen erreichbar.

Ein weiterer Höhepunkt war die Besichtigung des Donaukraftwerks Ybbs-Persenbeug, das älteste Donaukraftwerk Österreichs [25]. Das Kraftwerk erzeugt mittels sechs stehender Kaplanturbinen und einer in den 1990er Jahren unter Vollbetrieb ergänzten siebten Kaplanrohrturbine einer Leistung von 237 MW. Mit einer jährlichen Stromerzeugung von ca. 14,2 TWh leistet das Kraftwerk einen wesentlichen Beitrag zur Stromversorgung Österreichs. Die 460 m lange Staumauer staut die Donau bis zu einer Höhe von 11 m auf und erzeugt im Oberwasser einen Stauraum von rund 34 km Länge. Der Nenndurchfluss beträgt insgesamt ca. 2.650 m³/s. Zwei 230 m lange, parallel angeordnete Schleusen am nördlichen Ende der Staumauer sorgen für eine ununterbrochene Schiffbarkeit der Donau. Die Gruppe erhielt im Rahmen der Führung spannende Einblicke in die Turbinenhalle und den Kraftwerksalltag.



Bild 12: Bergiselschanze Innsbruck – Blick auf Stadion, Innsbruck und Nordkette
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

5 Einmal quer durch die Tschechische Republik

5.1 Brunn

Nach einer Fahrt durch den dichten Brünner Feierabendverkehr erwartete die Studierenden eine besondere Besichtigung, ein Brückenspaziergang mit dem leitenden Ingenieur von Stráský, Hustý und Partner entlang des neu gestalteten Ufers der Svatka. Auf dem Weg konnten unterschiedlichste Brückentypen betrachtet werden: eine selbstverankerte Spannbandbrücke, die durch einen flachen Bogen gestützt wird, eine demontierbare UHPFRC-Fußgängerbrücke sowie eine sehr schlanke Fußgängerbrücke, die in einer S-Kurve eine Bundesstraße überspannt. Bei letzterer ist zukünftig ein direkter Zugang zu einer geplanten Seilbahnstation vorgesehen, der unmittelbar an das Tragwerk anschließen wird [26].

5.2 Prag

Prag, Moldau und Brücken – kaum eine Stadt verbindet Architektur, Geschichte und Ingenieurbaukunst so eindrucksvoll wie die tschechische Hauptstadt. Neben der berühmten Karlsbrücke, die wohl jeder Tourist bei einem Besuch mindestens einmal betreten muss, lenkte unsere Exkursion den Blick auf ein anderes Bauwerk. Die sich im Bau befindliche Dvorecký-Brücke ist das derzeit bedeutendste Infrastrukturprojekt in Prag (Bild 13). Sie entsteht im Süden der Stadt und wird nach der geplanten Eröffnung im Jahr 2026 künftig zwei Stadtteile miteinander verbinden. Bereits jetzt ist der architektonische Anspruch klar erkennbar [27]. Die Schalungsarbeiten gestalten sich aufgrund der außergewöhnlichen Geometrie als sehr komplex. Die anspruchsvolle Geometrie beeinflusst zudem die Spanngliedführung maßgeblich. Die Spannglieder winden sich durch die zahlreichen Engstellen im Überbau. Darüber hinaus wurden alle Bauteiloberflächen in Sichtbetonqualität ausgeführt, wofür eigens für das Projekt ein weißer Beton entwickelt wurde.

Anschließend besuchte die Gruppe die ab 1357 errichtete Karlsbrücke mit ihren 16 Bögen im Herzen der tschechischen Hauptstadt.

6 Weitere Aktivitäten

In guter Tradition gehört zu einer erfolgreichen Brückenbauexkursion auch ein Wandertag, um sich vom anspruchsvollen Exkursionsalltag zu erholen. In diesem Jahr führte die Wanderung nach Kirchdorf in den Kitzbüheler Alpen. Gleich zu Beginn wurde die Gießbachklamm durchquert, bis der Weg auf eine Hochebene führte und den Blick auf das erste Tagesziel – das auf 1.180 m Höhe gelegene Angeralmkreuz – öffnete. Die auf der Alm gelegene Gastwirtschaft war der perfekte Ort für eine ausgiebige Mittagspause. Nachdem sich alle an Kaiserschmarrn, Spiegeleiern mit Speck oder Gulaschsuppe gestärkt hatten, konnte die Wanderung fortgesetzt werden. Der Rundweg führte über das Hu-



Bild 13: Bau der Dvorecký-Brücke in Prag
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen



Bild 14: Tag 11 – ein letztes Mal Bulli-Taschen-Tetris
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

berkreuz, von wo aus sich ein guter Blick auf das Massiv des Wilden Kaisers bot und nach insgesamt 12 km und 560 überwundenen Höhenmetern erreichte die Gruppe in bester Laune den Wanderparkplatz. Die nächsten Brücken konnten kommen!

Am elften und letzten Reisetag kehrten wir am Vormittag nach Dresden zurück. Bevor die Kofferräume der Bullis ein letztes Mal ausgeräumt wurden und sich die Wege der Gruppe nach einem letzten Gruppenfoto (Bild 14) vor dem frisch sanierten Beyer-Bau der TU Dresden trennen sollten, stand noch ein letzter Termin auf dem Exkursionsprogramm. Die Gruppe wurde von der MKP GmbH zu einem spannenden Vortrag über die Einsturzursachen des Brückenzugs c der Carolabrücke in ihr Dresdner Büro eingeladen. Der Standortleiter, Dr.-Ing. Gregor Schacht, empfing die Gruppe herzlich und hielt einen detailreichen Vortrag, in dem er erläuterte, wie es zum Teileinsturz der Brücke kommen konnte [28], [29]. Obwohl die Gruppe zu diesem Zeitpunkt schon seit elf Tagen unterwegs war, folgten alle Teilnehmer auch dieser Präsentation hoch konzentriert. Mit einer interessierten Diskussion schlossen sie diesen letzten Termin und die fachliche Reise ab.

Die Exkursion in Zahlen

- 18 Studierende und drei wissenschaftliche Mitarbeiter des Instituts für Massivbau
 - ca. 3.500 km im Bulli, zwei Alpenpässe, vier Grenzübertritte
 - sechs Nächte im Zelt
 - 20 Brücken (davon sieben im Bauzustand), eine Sprungschanze und ein Wasserkraftwerk
- ... und einmalige Erinnerungen!

Dank

Wir möchten uns bei allen Unterstützern bedanken, die diese Reise ermöglicht und unvergesslich gemacht haben. Vielen Dank an Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG (Aschaffenburg), BPM Ingenieurgesell-

schaft mbH (Freiberg), CARBOCON GmbH (Dresden), DYWIDAG-Systems International GmbH (Unterschleißheim), EIBS Entwurfs- und Ingenieurbüro Straßenwesen GmbH (Dresden), Eisermann Ingenieure (Leipzig), GMG Ingenieurgesellschaft mbH (Dresden), Ingenieurkammer Sachsen (Dresden), BUNG Ingenieure AG (Dresden), MKP GmbH (Weimar), PORR GmbH & Co. KGaA (München), Schöck Bauteile GmbH (Baden-Baden), WKP Planungsbüro für Bauwesen GmbH (Dresden), Ingenieurbüro Schulze & Rank Ingenieurgesellschaft m.b.H. (Chemnitz), Schüßler-Plan GmbH (Dresden) und der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden. Ausdrücklich wollen wir uns bei allen bedanken, die die Baustellenbesichtigung ermöglicht und durchgeführt haben. Vielen Dank an Die Autobahn GmbH des Bundes (Rheinbrücke Leverkusen), Implenia AG (Talbrücke Sechshelden), Donges SteelTec GmbH (Pfaffendorfer Brücke Koblenz), Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz und MKP GmbH (Nibelungenbrücke Worms), PORR GmbH & Co. KGaA (Hochbrücke Horb), ASFiNAG (Luegbrücke am Brenner), Betreiberverein – Donaukraftwerksführungen Ybbs-Persenbeug, AFRY Austria GmbH (Donautalbrücke Linz), Stráský, Hustý a partneři s.r.o. (Brücken in Brünn) und STRABAG a.s. (Dvorecký-Brücke Prag).

Besonderer Dank gilt zudem dem Verein der Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e. V., der ganz wesentlich bei der Vor- und Nachbereitung der Exkursion unterstützt hat.

Literatur

- [1] Hohenzollernbrücke bei Structurae: <https://structurae.net/de/bauwerke/hohenzollernbruecke> (geprüft am 27.11.2025).
- [2] Homepage des Rheinischen Industriekultur e.V.: https://www.rheinische-industriekultur.com/seiten/objekte/orte/koeln/objekte/bruecke_hohenzollern.html (geprüft am 27.11.2025).
- [3] Diceli, C.: Die Nibelungenbrücke Worms. in: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Bd. 27, Berlin, 2021.

- [4] Pelke, E.; Zichner, T.: Ertüchtigung der Nibelungenbrücke Worms. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 2, S. 113–130.
<https://doi.org/10.1002/best.201400082>
- [5] Kang, C.; Voigt, C.; Eisermann, C.; Kerkeni, N.; Hegger, J.; Hermann, W.; Jackmuth, A.; Marzahn, G.; Marx, S.: Die Nibelungenbrücke als Pilotprojekt der digital unterstützten Bauwerkserhaltung. Bautechnik 101 (2024) 2, S. 76–86.
<https://doi.org/10.1002/bate.202300089>
- [6] Voigt, C. Barr, C.; Jackmuth, A.; Kerkeni, N.; Klein, F.; Klimt, A.; Marx, S.; Marzahn, G.; Naraniecki, H.; Waßmann, M.: Bestandsbewertung als Grundlage für die Restnutzungsdauerverlängerung mit Digitalen Zwillingen. Bautechnik 102 (2025) 3, S. 177–185.
<https://doi.org/10.1002/bate.202500004>
- [7] Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt): Statistische Daten zum Brückenbestand. Download: https://www.bast.de/DE/Publikationen/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?__blob=publicationFile&v=2 (geprüft am 27.11.2025).
- [8] Die Autobahn GmbH des Bundes: A-bei-LEV: Rheinbrücke Leverkusen. online: <https://www.autobahn.de/planen-bauen/projekt/a-bei-lev-rheinbrueckeleverkusen> (geprüft am 27.11.2025).
- [9] 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. <https://doi.org/10.1002/stab.201710513>
- [10] 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. <https://doi.org/10.1002/stab.201710550>
- [11] Ritterbusch, N.; Grassl, H.; Reyer, D.: Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen. 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, S. 123–136.
- [12] Müller, T.; Hrasl, H.; Karpa, M.; Reyer, D.; Wrage, T.: Ausbau der A1 zwischen AS Köln-Niehl und AK Leverkusen-West. Stahlbau 92 (2023) 9, S. 544–559.
<https://doi.org/10.1002/stab.202300035>
- [13] Die Autobahn GmbH des Bundes: Ersatzneubau Talbrücke Sechshelden. online: <https://www.autobahn.de/planen-bauen/projekt/ersatzneubau-talbruecke-sechshelden> (geprüft am 27.11.2025).
- [14] Homepage des Regierungspräsidiums Gießen: https://rp-giessen.hessen.de/sites/rp-giessen.hessen.de/files/2022-06/ul_01_erlaeuterungsbericht_0.pdf (geprüft am 27.11.2025).
- [15] Schacht, G.; Hoffmann, N.; Marx, S.: Federgelenke. Stahlbau 82 (2013) 12, S. 903–910.
<https://doi.org/10.1002/stab.201310115>
- [16] Billington, D. P.: Maillart and the Salginatobel Bridge, Switzerland. Structural Engineering International 1 (1991) 4, S. 46–47.
<https://doi.org/10.2749/101686691780617355>
- [17] Menn, C.; Baumann, K.: Sunnibergbrücke – Konzept und Planung. Schweizer Ingenieur und Architekt 116 (1998) 19, S. 337–342. <https://doi.org/10.5169/seals-79498> + <https://doi.org/10.5169/seals-79499>
- [18] Haug, H.; Striebel, F.: Taminabrücke. Bautechnik 95 (2018) 2, S. 157–166.
<https://doi.org/10.1002/bate.201700112>
- [19] Menn, C.: Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau. Forschungsauftrag ASTRA 2011/008_004, Bundesamt für Strassen, Schweizer Eidgenossenschaft (2012).
- [20] Clopath, J.: Gerüstbauer von Weltruf: Richard Coray als Pionier der Bautechnik. Kunst+Architektur in der Schweiz 73 (2022) 2, S. 14–23.
<https://doi.org/10.5169/seals-984738>
- [21] Flatz, M.; Krichmair, M.; Michl, T.; Lechner, M.: Bestandssicherung Luegbrücke – Absicherungsbauwerk unter altersschwacher Bestandsbrücke. Stahlbau 92 (2023) 5, S. 280–286.
<https://doi.org/10.1002/stab.202300018>
- [22] ASFiNAG: A 13 Brenner Autobahn– Neuerrichtung Luegbrücke. online: <https://www.asfinag.at/bauen-erhalten/bauprojekte/a-13-brenner-autobahn-luegbruecke/> (geprüft am 27.11.2025).
- [23] Keil, A.; Widmayer, M.; Fackler, T.: Donautalbrücke Linz – eine besondere Brücke für einen besonderen Ort. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium · Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 19./20.3.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 101–110.
<https://doi.org/10.25368/2025.060>
- [24] artmagazine: Zaha Hadid erhält den Staatspreis Architektur 2002. 14.12.2002, online: <https://www.artmagazine.cc/content6811.html> (geprüft am 27.11.2025).
- [25] VERBUND AG: Laufkraftwerk Ybbs-Persenbeug. online: <https://power.verbund.com/de/Ybbs-Persenbeug> (geprüft am 27.11.2025).
- [26] Nováček, J.; Stráský, J.; Fixel, J.; Velesik, M.: Footbridge Riviera in Brno. In: Bronzini, G.; Conzett, J. (Hrsg.): Proc. of the Footbridge Chur 2025: in situ, 3.–5.9.2025 in Chur (Schweiz), 2025, S. 5.
<https://doi.org/10.24904/footbridge2025.48>
- [27] Tschechien News: Dvorecký-Brücke nimmt finale Gestalt an: Erste Überquerung bereits möglich. 11.9.2025, online: <https://www.tschechien.news/post/dvorecký-Brücke-nimmt-finale-gestalt-an-erste-Überquerung-bereits-möglich>. (geprüft am 02.02.2026).
- [28] Marx, S.; Scheerer, S.; Schacht, G.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Clages, L.; Voigt, C.; Czeschka, D.; Ebell, Marzahn, G.: Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 1: Vom ambitionierten Entwurf bis zum tragischen Teileinsturz. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 7, S. 526–536.
<https://doi.org/10.1002/best.202500029>
- [29] Schacht, G.; Marx, S.; Scherrer, S.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Clages, L.; Voigt, C.; Czeschka, D.; Ebell, Marzahn, G.: Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 2: Untersuchungen zu den Einsturzsursachen und die Folgen. Beton- und Stahlbetonbau 120 (2025) 10, S. 837–846. <https://doi.org/10.1002/best.70008>

WIR SIND DIE

IGS INGENIEURE.

EIN STETIG WACHSENDES INGENIEURUNTERNEHMEN.

Innovationen Gemeinsam Schaffen



Denkmalgerechte Instandsetzung der Müngstener Brücke

-  Ingenieurbauwerke
-  Bauwerksdiagnostik
-  Verkehrsanlagen
-  Qualitätssicherung Stahlbau
-  Versorgung & Entsorgung
-  Landschaftsplanung & Landschaftsarchitektur
-  Stadtplanung & Regionalplanung

-  Projektmanagement
-  Wasserbau
-  Vermessung
-  Baumanagement
-  Hochbau & Industriebau
-  Bahnplanung & Bahnmanagement
-  Visualisierungen, Modellbau, Wettbewerbe, Medienarbeit



Hauptsitz:
Kantstraße 5
99425 Weimar
weimar@igs-ib.de
www.igs-ib.de

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 25.000 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 uns an Stand Nr. 7 beim 34. Dresdner Brückenbausymposium und informieren Sie sich auf mageba-group.com.

Folgen Sie uns online auf



Bauwerkslager | Dehnfugen | Erdbebenschutz | Bauwerksüberwachung

mageba
mageba-group.com

Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59

Dipl.-Ing. Moritz Menge | Schimetta Consult ZT GmbH, Linz

1 Einleitung und Ausgangssituation

Die BAB 59 ist eine der zentralen Nord-Süd-Achsen des Ruhrgebiets. Im Stadtgebiet Duisburg führt sie durch Parkflächen, Wohnquartiere, Industrie und über bedeutende Wasser- und Bahnwege. Bis zu 123.000 Kfz/Tag, Schwerververkehrsanteil rund 8 %, ergeben eine dauerhafte Spitzenbelastung. Knotenpunkte wie das AK Duisburg (A 59/A 40) und das AK Duisburg-Nord (A 59/A 42) bündeln zusätzlich den Verkehr. Herzstück des Abschnitts ist die Berliner Brücke (s. Bild 1): ein Brückenzug aus sieben Einzelbauwerken, der Ruhr, Rhein-Herne-Kanal, Hafenbecken, Güterbahnhof und Stadtpark in Serie überquert. Der Bestand ist am Ende seiner Nutzungsdauer; 2029 muss er ersetzt sein. Parallel wird die A 59 auf sechs

Fahrstreifen ausgebaut (s. Bild 2). So soll zusätzlich die Leistungsfähigkeit dauerhaft erhöht werden, unter Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Bauzeit.

2 Die Berliner Brücke im Bestand

2.1 Historische Einordnung

Nach ersten Planungen vor dem Ersten Weltkrieg nahm die Stadt die Schnellstraßenkonzeption wieder auf, Meiderich/Hamborn und Innenstadt leistungsfähig zu verbinden. Die Berliner Brücke entstand ab 1960 als innerstädtischer Brückenzug mit 1.824 m Länge und sieben Teilbauwerken: Deich-, Ruhr-, Kanal-, Industrie-, Hafen-

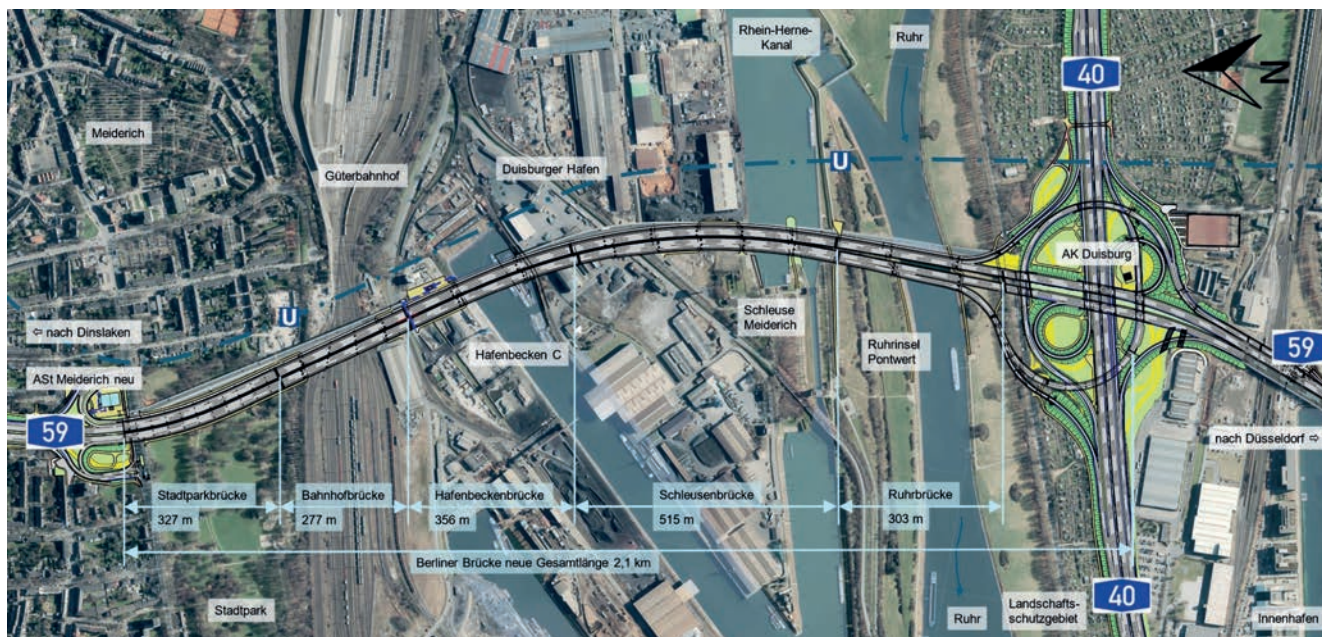


Bild 1: Übersicht Südabschnitt – Bestand und Neubau

Quelle: INGE A59



Bild 2: Luftbild Bestand (links) und Visualisierung Neubau (rechts)

Quelle: INGE A59

becken-, Bahnhof- und Stadtparkbrücke [1]. Große Spannweiten über Ruhr, Hafen und Bahnhof wurden als Stahltragwerke mit offenen Untergurten ausgeführt, die Abschnitte über Kanal und Industrie als Spannbetonhohlkästen, die Stadtparkquerung als schlankes Plattenbalkentragwerk. Leitgedanke war eine robuste, anpassungsfähige Konstruktion bei schlanken Bauhöhen – passend zu engen Randbedingungen bei Hafen und Bahn.

2.2 Brückenbau bei gleichzeitigem Bergbau

Der gesamte Brückenzug lag in aktivem Abbaubereich. Der zeitgleiche Bergbau im betroffenen Bereich diente gezielt der Absenkung des Hafengeländes, um ausreichend Wasserstand in den Becken zu sichern. Berücksichtigt wurden daher beim Brückenbau vertikale Bewegungen $> 1,0$ m; zwischen benachbarten Pfeilern bis 80 cm, in Längsrichtung $\pm 1,10$ m, quer $\pm 0,30$ m, Pfeilerschiefstellungen bis 0,5 %. Die Konstruktionen wurden deshalb „bergbaubeweglich“ ausgerüstet: breite Querträger und Traversen, verschiebbare Auflagerpunkte, anheb- und absenkbare Lager, überbreite Kappenbereiche für Geometriekorrekturen. Exemplarisch: die Stadtparkbrücke wurde am Stützenfuß gelagert, um Setzungen direkt am Fundament aufzunehmen. Mit dem Ende des aktiven Bergbaus sind diese Bewegungen abgeklungen; für den Neubau spielt Bergbaueinfluss praktisch keine Rolle mehr [2].

3 Die neue Berliner Brücke

3.1 Übersicht

Der Ersatzneubau wird westlich des Bestands errichtet, um Verkehrsströme in der Bauzeit weitgehend zu entflechten. Folgende Bauphasen sind geplant:

1. Neubau Richtungsfahrbahn (RiFa) Düsseldorf auf optimierter, richtlinienkonformer Gradiente,
2. Verkehrsumschaltung,
3. Rückbau Bestand,
4. Neubau RiFa Dinslaken.

Variantenstudien haben gezeigt: Ein Ostneubau hätte den U-Bahn-Tunnel beeinträchtigt; ein symmetrischer Ausbau hätte eine 4+0-Führung im Bestand nicht ermöglicht. Die Westverschiebung löst diese Konflikte, erfordert jedoch neue Pfeilerlagen im Hafen-/Schleusenbereich und gut abgestimmte Bauzustände mit Stadt, DB, WSV und Duisport.

Der Neubau umfasst neun Teilbauwerke mit getrennten Überbauten je Fahrtrichtung. Die vier zentralen Großbrücken – Bahnhof-, Hafenbecken-, Schleusen- und Ruhrbrücke – werden als konstruktiv einheitliche Brückenfamilie realisiert. Hinzu kommen Stadtpark- und Ruhrdeichbrücke sowie drei Rampenbauwerke zur Einbindung in das AK Duisburg.

3.2 Querschnitt

Zielquerschnitt ist der 6-streifige Ausbau plus Standstreifen. Da zwischen AK Duisburg und AS Ruhrort sämtliche Ein- bzw. Ausfädelungen auf der Brücke liegen, ergibt sich abschnittsweise ein fünfter Fahrstreifen je Richtung. Hinzu kommt ein begleitender Geh- und Radweg an der Ostseite. Der Regelquerschnitt beträgt 49,5 m (s. Bild 3). Im Bereich der Ruhrbrücke weiten sich die Richtungsfahrbahnen auf – mit lokalen Breiten > 70 m und einer Aufgabelung zur Anbindung der Rampen. Die Querschnittsbildung folgt dem Prinzip: klare Lastpfade, kurze Querstützweiten, gute Erreichbarkeit der Komponenten für Inspektion und Erhaltung.

3.3 Als Brückenfamilie über den Duisburger Hafen

Für die vier Kernbauwerke wurde ein gemeinsames Tragwerksprinzip gewählt: Stahlverbund mit drei schlanken, geschlossenen Hohlkästen je Richtungsfahrbahn; Fertigteile der Fahrbahnplatte mit Ortbetonergrünung; hohe Vorfertigung und standardisierte Details. Diese Vereinheitlichung reduziert Schnittstellen, beschleunigt die Montage und erleichtert die spätere Instandhaltung.

Bahnhofbrücke. Die Gesamtstützweiten in RiFa Düsseldorf betragen 49 – 47 – 63 – 64 – 50 m. Die A 59 kreuzt das Gleisfeld Ruhrort in extrem schiefwinkligen Achsen bis 56° . Der Überbau wird von Norden längs über das Gleisfeld geschoben, der Südbereich per Kranmontage ergänzt. Zur Vermeidung späterer Betriebseinschränkungen entsteht der Stahlbau in wetterfestem Stahl.

Hafenbeckenbrücke. Die drei Felder haben Spannweiten von $\approx 104 – 136 – 112$ m. Das Mittelfeld über dem Hafenbecken C wird mit drei ca. 100 m langen Kastenschüssen geschlossen, die einzeln eingeschwommen und per Litzenheber eingehoben werden. Die Pfeilerlage ist durch Uferbauwerke und Betriebsflächen vorgegeben; ein Mittelpfeiler steht hinter der Verankerung, der gegenüberliegende im Hafenbecken vor der Uferlinie.

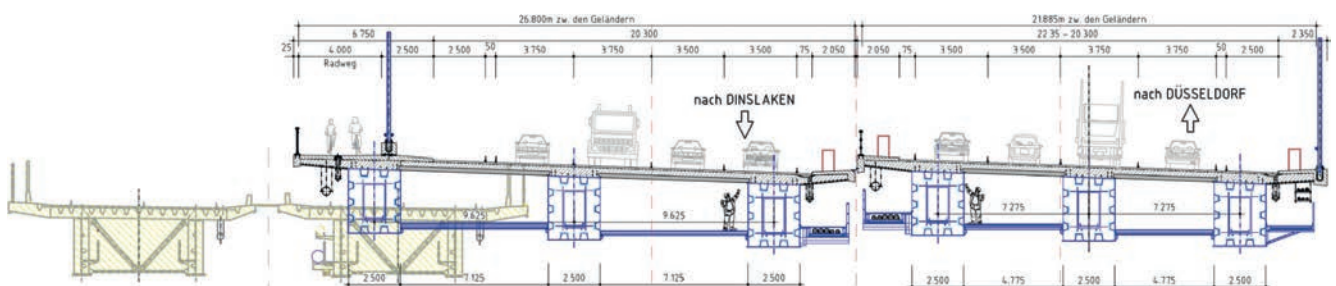


Bild 3: Regelquerschnitt auf Höhe der Bahnhofbrücke

Quelle: INGE A59

Schleusenbrücke. Die Schleusenbrücke quert mit sechs Feldern ($\approx 70 - 87 - 83 - 83 - 99 - 86$ m) Industrieflächen, Straße, Bahn und die Schleusanlage Meiderich. Ein Pfeiler liegt unmittelbar an der Schleusenzufahrt zwischen Einlauf- und Wartebecken. Geplant als Inselbaustelle können Überbauteile dort von unten eingehoben werden. Die Mittelteile über Wasser werden analog zur Hafenbeckenbrücke eingeschwommen. In diesem Abschnitt erweitert sich die RiFa Düsseldorf temporär auf fünf Fahrstreifen. Die Hauptträger verlaufen daher mit variablen Achsabständen, um konstante Kragarmgeometrien zu ermöglichen.

Ruhrbrücke. Die Ruhrbrücke besitzt drei Felder ($\approx 108 + 132 + 90$ m) mit parabelförmigen Vouten zu den Mittelpfeilern. Besonders ist die geometrische Lage der Rampen zum AK Duisburg. Das Tragwerk gabelt sich auf; ein vierter Hohlkasten wird in das dreistegige System eingefädelt und bildet zusammen mit einem zweiten Kasten die Abzweigungen (Bild 4). Ergebnis ist ein breiter, aufgeteilter Brückenteil – statisch anspruchsvoll und einzigartig im zentraleuropäischen Kontext.

Montagekonzept Stahlbau. Die $\approx 2,6$ m breiten Hohlkastenschüsse werden werkseitig vollständig inklusive Beschichtung gefertigt und per Schiff über Rhein und Ruhr bzw. über das Hafenstraßennetz angeliefert. Nach der flussnahen Vormontage der ca. 100 m langen Mittelteile erfolgen Einschwimmen und Einheben mit Litzenhebern. Engstellen durch Brücken und Schleusen sind im Logistikkonzept berücksichtigt. Nicht gevoutete Bereiche erlauben eine besonders effiziente Vorfertigung und reduzieren Schweißnähte auf der Baustelle auf Querstöße. Die Fahrbahnplatte ist als Zweifeldträger mit Kragarmen konzipiert. Die großen Querstützweiten erfordern Plattendicken bis ca. 45 cm, eine Quervorspannung oder Stahlquerträger sind nicht vorgesehen.

3.4 Gründung

Die Neubauten werden auf Großbohrpfählen $\varnothing 1,20$ m in Pfahlgruppen tiefgegründet. Der Bestand war überwiegend flach gegründet. Gründe für die Abkehr von der Flachgründung waren (a) deutlich höhere Verkehrslasten und Eigengewichte, (b) strengere Nachweisregeln und (c) geringere Toleranz gegenüber Setzungen und Verformungen.

Für die Dimensionierung der Pfahlgruppen müsste nach EAP [3] die Tragfähigkeit insbesondere der Innenpfähle aufgrund gegenseitiger Beeinflussung empfindlich abgemindert werden. Zur Optimierung wurden Probabelastungen aus dem benachbarten AK Kaiserberg herangezogen und in 3D-Pfahlgruppensimulationen überführt. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass realistische Tragfähigkeiten je nach Bodenschichtung eine Erhöhung der anrechenbaren Pfahltragfähigkeit auf ein Mehrfaches der ursprünglichen Ansatzwerte erlauben. Dies floss direkt in die Bemessung ein. Es ergaben sich weniger Pfähle und kürzere Längen bei unveränderten Sicherheitsniveaus.

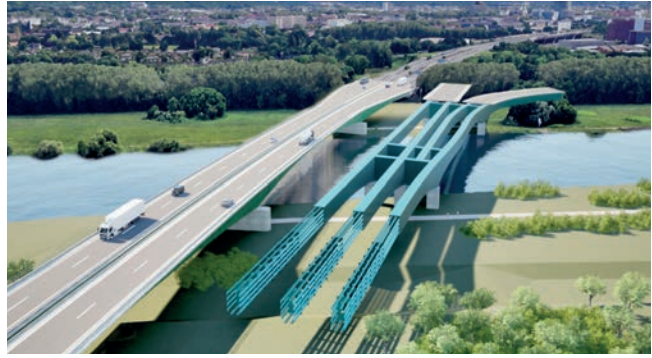


Bild 4: Visualisierung Ruhrbrücke (RiFa Düsseldorf) mit Bestandsbrücke
Quelle: INGE A59

Parallel zur Bauausschreibung wurde durch weitere Probabelastungen im Nahbereich der Berliner Brücke eine belastbare Kalibrierung der Bodenparameter für die weitere Planung erzielt. Die Vorgehensweise sicherte zwei Dinge gleichzeitig: einen frühzeitigen Baubeginn der RiFa Düsseldorf und eine spürbare Reduktion von Baukosten, Bauzeit und Ressourceneinsatz im weiteren Bau.

4 Fazit und Ausblick

Mit der neuen Berliner Brücke entsteht ein zentrales Infrastrukturprojekt für das Ruhrgebiet. Der Ersatzneubau sichert die Leistungsfähigkeit der A 59, verbindet die wichtigsten Verkehrsachsen sowie den Hafen und garantiert einen zuverlässigen Betrieb für die kommenden Jahrzehnte. Die einheitliche Brückenfamilie, der hohe Vorfertigungsgrad und die optimierten Gründungskonzepte stehen für moderne Ingenieurbaukunst im dicht bebauten urbanen Raum.

Die nächsten Jahre werden durch einen anspruchsvollen Bauablauf unter Verkehr geprägt sein. Mit konsequenter Planung, frühzeitiger Einbindung aller Beteiligten und einem abgestimmten Montagekonzept wird der Meilenstein 2029, die Inbetriebnahme der neuen Brücke, erreicht.

Danksagung

Dank gilt allen beteiligten Partnern, Fachplanern und Institutionen für die enge und konstruktive Zusammenarbeit bei Planung und Entwurf der neuen Berliner Brücke. Besonders zu danken ist den stets auf Partnerschaft und Projektziel ausgerichteten Vertretern der Autobahn GmbH für die Arbeit auf Augenhöhe und den kontinuierlichen Austausch.

Literatur

- [1] Stadt Duisburg (Hrsg.): Die Berliner Brücke. Duisburg: Carl Lange, 1963.
- [2] Bolle, A.: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Berlin: Springer, 1969.
- [3] DGGT (Hrsg.): EA-Pfähle – Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Berlin: Ernst & Sohn, 2012.



DEUTSCHER
BRÜCKENBAU
PREIS

Auslobung **Deutscher Brückenbaupreis 2027**

BEWERBEN SIE SICH JETZT!

Die Bundesingenieurkammer und der Verband Beratender Ingenieure VBI schreiben den Deutschen Brückenbaupreis 2027 aus. Prämiert werden herausragende Neubauten, Instandsetzungen und Ertüchtigungen von Brücken in den Kategorien:

- Straßen- und Eisenbahnbrücken
- Fuß- und Radwegbrücken

Ein Sonderpreis in der Kategorie Nachhaltigkeit würdigt innovative Lösungen auf dem Weg zum klimaneutralen Bauen.

Start des Wettbewerbs: 18. März 2026

Alle Informationen und die Auslobungsunterlagen finden Sie unter:
www.brueckenbaupreis.de

Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau

Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc. | Institut für Bauwesen, Hochschule für Angewandte Wissenschaften Kiel
Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern | Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Berlin

1 Hintergrund

Zur Modernisierung der Infrastruktur wurde in Deutschland ein Sondervermögen von 500 Milliarden Euro eingerichtet. Hiervon soll ein großer Anteil in die Sanierung der maroden Straßenverkehrswege sowie der zugehörigen Ingenieurbauwerke investiert werden. Es ist jedoch zu beachten, dass jede Bautätigkeit mit erheblichen Treibhausgas (THG)-Emissionen verbunden ist, die es im Sinne der Nachhaltigkeit drastisch und unverzüglich zu reduzieren gilt. Nach [1] sind fast 50 % der THG-Emissionen in Deutschland Bauwerken und baulichen Anlagen bzw. der damit verbundenen Bautätigkeit zuzurechnen. Hiervon entfallen nach [1] ca. 1/3 auf Infrastrukturprojekte.

Um in diesem Bereich Ansätze zur Reduzierung der THG-Emissionen zu erarbeiten, wurden am Institut für Bauwesen der Hochschule Kiel THG-Bilanzierungen an mehreren tausend realen und parametrisierten Infrastrukturmaßnahmen durchgeführt, um

- Erfahrungswerte der je Maßnahme zu erwartenden THG-Emissionen zu generieren,
- die Haupttreiber der THG-Emissionen zu identifizieren und
- Optimierungsvorschläge zu erarbeiten.

Basierend hierauf sollen Planungshilfen für die praktische Anwendung entwickelt werden, die Betreiber und Planer in die Lage versetzen, die THG-Emissionen von Infrastrukturprojekten bereits in den frühen Phasen der Investitionsentscheidung (LPh. 0) oder der Vorplanung abzuschätzen und so das Projekt von Beginn an auf eine Minimierung der THG-Emissionen hin zu steuern.

2 Analyse der THG-Emissionen von Brückenbauwerken

Zur Beurteilung der THG-Emissionen von Brückenbauwerken wurden Bilanzierungen an 22 realen und 480 parametrisierten Brücken durchgeführt. Zusätzlich wurden 34 in der Literatur dokumentierte Berechnungen herangezogen. Die Bilanzierungen erfolgten im Rahmen der Sachbilanzphase der Ökobilanzierung gemäß DIN EN ISO 14040 [2] und DIN EN ISO 14044 [3] mit Fokus auf der Quantifizierung des Treibhauspotenzials (GWP), das in Kilogramm CO₂-Äquivalenten (kg CO_{2e}) angegeben wird.

Die GWP-Werte der einzelnen Baukomponenten, wie Baustoffe und Bauprodukte, wurden modulbezogen gemäß DIN EN 15978-1 [4] über alle Lebenszyklusphasen berechnet und ausgewiesen. Sie ergeben sich aus der Multiplikation der jeweiligen Massen mit den GWP-Einheitswerten aus den zugehörigen Umweltproduktdeklarationen, die angeben, wie viel kg CO_{2e} pro deklarierte Einheit des Baustoffs anfallen. Die Gesamtemissionen des Bauwerks werden durch die Aggregation der Emissionen aller Bauteile bestimmt.

Anhand dieser Berechnungen lassen sich für die Herstellungsphase verschiedener Brückenbauwerke die in Tabelle 1 zusammengestellten Erfahrungswerte angeben, die vollständigen Untersuchungsergebnisse können [5], [6] entnommen werden.

Die Haupteinsparpotenziale für die THG-Emissionen von Brückenbauwerken sind:

1. Gerade bei hochfrequentierten Bundesfernstraßen ist neben der THG-Emission aus der Herstellung des Bauwerks vor allem auch der THG-Anteil aus der bauzeitlichen Verkehrsbeeinträchtigung relevant (s. Kapitel 3). Hier gilt es:
 - dauerhafte und wartungsarme Konstruktionen zu realisieren, die auch in der Erhaltung einen möglichst geringen Eingriff in den Verkehrsfluss erfordern,
 - das Bauwerk im Hinblick auf einen schnellen Bauablauf sowie eine minimale Verkehrsbeeinträchtigung zu optimieren. Dieses lässt sich z. B. durch von der Fahrbahn abgerückte Widerlager oder eine hohe Vorfertigung von Bauteilen erreichen, die anschließend während nächtlicher Sperrzeiten eingehoben werden, wie es etwa bei Bahnüberführungen üblich ist.
 2. Bezüglich der Konstruktion selber steckt insbesondere bei Bauwerken mit geringen Bauwerkslängen (bis ca. 50 m) das meiste THG-Einsparpotenzial in den Widerlagern. Hier ist es sinnvoll,
 - die Abmessungen weniger an bisherigen Erfahrungswerten festzulegen, sondern diese im Hinblick auf eine Minimierung der Betonmenge statisch zu optimieren,
 - bei den verbleibenden Betonmengen die Rezeptur hinsichtlich der THG-Emissionen zu optimieren und den Anteil an Portlandzement zu minimieren.
- Ebenso lassen sich durch Sonderlösungen, wie beispielsweise Konstruktionen aus bewehrter Erde, weitere Einsparpotenziale erzielen. Der Grad der

Tabelle 1: THG-Emissionen für Ingenieurbauwerke

Bauwerk	Spezifikation	Erfahrungswert der THG-Emissionen (Phase A)
Straßenbrücke gesamt	Länge $L \leq 33$ m	15.000 / L [m] + 650 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
	Länge $L > 33$ m	1.100 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
Reiner Überbau Straßenbrücke		540 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
Instandsetzung Straßenbrücke	Austausch Kappen	135 kg CO _{2e} je m Länge Kappe
	Austausch Geländer	40 kg CO _{2e} je m Länge Geländer
	Austausch Fahrbahnbelag	20 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
	Betoninstandsetzung, Erneuerung Korrosionsschutz	aktuell in Bearbeitung
Fuß- und Radweg- brücke	mit massivem Widerlager	28.800 / L [m] + 400 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
	sonst	630 kg CO _{2e} je m ² Brückenfläche
Stahlbeton- Winkelstützwände	bis 3,0 m Höhe	165 kg CO _{2e} je m ² Ansichtsfläche
	ab 4,0 m Höhe	235 kg CO _{2e} je m ² Ansichtsfläche

Einsparung hängt allerdings stark davon ab, inwieweit hierzu eine ergänzende Stabilisierung des Bodens durch zementhaltige Bindemittel erforderlich ist.

3. Da etwa 85 % der THG-Emissionen eines Brückenbauwerks auf die Herstellung der Baustoffe zurückzuführen sind, kommt der Optimierung und der gezielten Auswahl der Baustoffe in Bezug auf die THG-Emissionen eine besondere Bedeutung zu. Bei den durchgeführten Bilanzierungen wurden für Straßenbrücken in Stahlbeton-/Spannbeton-, Stahl- und Stahl-Beton-Verbund-Bauweise vergleichbare THG-Emissionen ermittelt. Demgegenüber zeigen Holz-Beton-Verbundbrücken, da diese aufgrund der kürzeren Lebensdauer innerhalb des Betrachtungszeitraums von 100 Jahren voraussichtlich einmal erneuert werden müssen, tendenziell eher höhere Emissionen. Lediglich bei Fuß- und Radwegbrücken lassen sich durch den Einsatz von Holz deutlich geringere THG-Emissionen erzielen, sofern die Dauerhaftigkeit durch einen ausreichenden konstruktiven Holzschutz sichergestellt ist.

Grundsätzlich gilt es, wegen des großen Einflusses vor allem die Hauptbaustoffe wie Beton und Stahl hinsichtlich der THG-Emissionen zu optimieren. Mit der THG-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [7] wurde ein wichtiger Schritt zur ökologischen Nachhaltigkeit im Betonbau getan. Die Richtlinie richtet sich primär an den Hochbau, lässt sich jedoch problemlos auf Infrastrukturbauwerke übertragen. Sie definiert Anforderungen und Maßnahmen, mit denen die Einhaltung der international und national vorgegebenen THG-Reduktionsziele bei Herstellung und Entsorgung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton sichergestellt wird. Dabei bleibt die Technologieoffenheit erhalten.

3 THG-Emission aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung

Zur Ermittlung der THG-Emissionen aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung wurden insgesamt 3.500 verschiedene Neubau- bzw. Instandsetzungsszenarien simuliert, auf die jeweils unterschiedliche Verkehrsführungen angewendet wurden.

Die Berechnungen erfolgten auf Basis der zukünftigen Richtlinie für Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Straßen [8], die die Emissionsfaktoren des Handbuchs für Emissionsfaktoren des Straßenverkehrs [9] praxisgerecht kategorisiert. Besonders relevant für die THG-Emissionen sind Stausituationen, welche durch den Abgleich von Verkehrsaufkommen und bauzeitlicher Streckenkapazität identifiziert wurden. Mithilfe eines deterministischen Warteschlangenmodells wurden anschließend Staulängen, Wartezeiten sowie daraus resultierende THG-Emissionen ermittelt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die THG-Emissionen aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung sind i. Allg. nicht vernachlässigbar. Besonders bei stark frequentierten Bundesfernstraßen mit einem durchschnittlichen Tagesverkehr (DTV) von 60.000 Kfz/24 h oder mehr können diese die Emissionen aus der eigentlichen Bauwerkserstellung in einzelnen Fällen deutlich überschreiten.
- Die wesentlichen Emissionstreiber sind Stausituationen oder zusätzliche Fahrwege infolge von Umleitungen. In der Regel führt die Sperrung und Umleitung einer Fahrbeziehung zu den höchsten THG-Mehremissionen.

- Die geringsten THG-Mehremissionen ergeben sich, wenn während der Bauzeit alle Fahrstreifen aufrecht erhalten werden. Ist die zur Verfügung stehende Nutzbreite zu gering, können hier Zusatzmaßnahmen wie eine Behelfsbrücke oder – bei kleineren Straßenquerschnitten bzw. geringeren Verkehrsstärken – eine Lichtsignalanlage zielführend sein. Neue Streckenabschnitte sollten bereits im Hinblick auf die THG-Emissionen mit einer ausreichenden Fahrbahnbreite geplant werden, sodass bei Baumaßnahmen die Fahrbahn halbseitig gesperrt und alle Fahrstreifen über die nutzbare Hälfte geführt oder auf die Gegenfahrbahn übergeleitet werden können.

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton – Teil 1: Grundlagen und Nachweis am gesamten Tragwerk; Teil 2: Deckenbauteile. Berlin: DIN Media, 2024.

- [8] Baier, M. M.: Richtlinien für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (RWS) – das Projekt, das Regelwerk, FGSV 002/119. Bergisch Gladbach: FGSV Verlag GmbH, 2019.
- [9] INFRAS (Hrsg.): The Handbook of Emission Factors for Road Transport (HBEFA). Version 4.2, 2022.

4 Zusammenfassung

Zur Optimierung der THG-Emissionen von Infrastrukturmaßnahmen wurden an der Hochschule Kiel mehrere tausend Simulationen durchgeführt und hieraus Erfahrungswerte für die THG-Emissionen für einzelne Maßnahmen abgeleitet. Zur Minimierung der Emissionen ist es insbesondere bei stark frequentierten Bundesfernstraßen notwendig, durch dauerhafte Bauwerke und intelligente Bauabläufe die Beeinträchtigung des Straßenverkehrs auf ein Minimum zu begrenzen. Darüber hinaus kommt der Optimierung der THG-Emissionen der Hauptbaustoffe wie Beton und Stahl eine zentrale Bedeutung zu.

Literatur

- [1] Sobek, W.: non nobis – über das Bauen in der Zukunft. Band 1: Ausgehen muss man von dem, was ist. Altenburg: DZA Druckerei, 2022.
- [2] DIN EN ISO 14040:2021-02: Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO 14040:2006 + Amd 1:2020); Deutsche Fassung EN ISO 14040:2006 + A1:2020.
- [3] DIN EN ISO 14044:2021-02: Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen (ISO 14044:2006 + Amd 1:2017 + Amd 2:2020); Deutsche Fassung EN ISO 14044:2006 + A1:2018 + A2:2020.
- [4] DIN EN 15978-1:2021-09 - Entwurf: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Methodik zur Bewertung der Qualität von Gebäuden. Teil 1: Umweltqualität; Deutsche und Englische Fassung prEN 15978-1:2021.
- [5] Görtz, S.; Pham, T. K. D.: CO₂-Bilanzierung und Optimierung von Brückenbauwerken. Abschlussbericht, gefördert von: Gesellschaft für Energie & Klimaschutz Schleswig-Holstein, 2023. https://www.eksh.org/fileadmin/redakteure/downloads/foerderung/Abschlussberichte_HWT/8_12_52_Abschlussbericht_HWT_CO2-Bilanzierung-Brückenbauwerke_FHKiel.pdf
- [6] Görtz, S.; Pham, T. K. D.: CO₂-Berechnungen von Brücken mit Bauwerkslängen bis 40 m. Bautechnik 101 (2024) 2, S. 87-104. <https://doi.org/10.1002/bate.202300098>
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Treibhausgasreduzierte



ZETCON
INGENIEURE

now part of  **Stantec**

**Wir sind ZETCON -
auch in Dresden!**

Bauwerksprüfung | Bauwerkserhaltung |
Ingenieur- und Brückenbauplanung |
Brückennachrechnung | Kanal- und Netzausbau



zetcon.de

ZETCON Ingenieure GmbH • Budapester Straße 3 • 01069 Dresden • Tel. +49 351 497 60 27-0 • info@zetcon.de • zetcon.de



THEO-S
www.theo-s.de

UNSERE LEISTUNGEN

- Brückenuntersichtgeräte
- Hubarbeitsbühnen
- Seilunterstützte Arbeitstechniken
- Ingenieurtaucharbeiten für Bauwerksprüfungen
- Verkehrssicherung
- Reinigung von Ingenieurbauwerken
- Entnahme von Materialproben an Ingenieurbauwerken

Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke

Dipl.-Ing. Peter Boesch | ZETCON Ingenieure GmbH, Dresden
M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray | Stantec Australia Pty Ltd

1 Einleitung

Die Sydney Harbour Bridge wurde von 1924 bis 1932 erbaut. Beidseitig wurden auskragende Konstruktionen angebracht. Auf der östlichen Seite befindet sich ein Fußgängerweg, auf der westlichen Seite wurde ein Fahrradweg mit Gegenverkehr eingerichtet. Dieser war von der nördlichen Hafenseite nur über 55 Treppenstufen zu erreichen. Seit Jahrzehnten gab es das Verlangen, den Zuweg für Radfahrer durch eine Rampe ohne Stufen zu ermöglichen. 2023 wurde der Entschluss gefasst, eine solche Rampe zu bauen und somit einen durchgängigen Fahrradweg vom Norden Sydneys über den Hafen herzustellen.

Da die Brücke direkt im touristischen Vorort Milsons Point am Hafen von Sydney liegt, wurde beschlossen, ein Wahrzeichen zu errichten, das mehrere Herausforderungen in Bezug auf Denkmal- und Landschaftskontext, die Bedürfnisse und Erfordernisse von Radfahrern und Ingenieurkunst adressiert.

2 Bauwerksbeschreibung

Das Bauwerk wurde mit einer Länge von 170 m und einer Nutzbreite von 3,1 m für Radverkehr im Gegenverkehr für eine Nutzungszeit von 120 Jahren geplant, s. Bilder 1 und 2. Die wesentlichen Merkmale der Brücke sind:

- Überbau bestehend aus einer Stahlverbundkon-

struktion mit einem dreizelligen Hohlkasten und einer Stahlbetonfahrbahnplatte,

- Überbau durchgängig über acht Felder mit variablen Stützweiten,
- variierender Querschnitt in Brückenlängsrichtung durch wellenförmige Ausbildung des dreieckförmigen Stahlhohlkastens,
- integral mit dem Überbau verbundene Stahlbetonfertigteilstützen,
- Belag aus Mosaikpflaster, welches einen Bezug zur Kunst der australischen Ureinwohner herstellt,
- maßgefertigtes Gelände aus Bronzeguss.

2.1 Überbau

Bild 2 zeigt den Längsschnitt des Bauwerks. Den Querschnitt der Stahlverbundkonstruktion zeigt Bild 1 im Detail. Die Lage und Breite des unteren Flansches wurde optimiert, um von der Unterseite eine architektonisch betonte Wellenform zu erreichen, die zudem die integrale Verbindung mit den Pfeilern durch Aufweitungen ermöglicht. Da die Hohlkästen nicht begehrbar sind, wurden sie luftdicht verschlossen konzipiert. Es wurde eine robuste, flexible Dichtung gewählt, die einem Pflasterbelag standhält.

Der Stahlverbundüberbau formt einen kontinuierlichen Balken. Durch die integrale Verbindung mit den Pfeilern werden die horizontalen Lasten direkt an den Stützstellen aufgenommen und die Lager am Widerlager und die Auflagerung auf der Stützwand des Widerlagers der Sydney Harbour Bridge elastisch ausgeführt.

2.2 Unterbauten

Das Widerlager wurde aus Stahlbeton hergestellt, wobei für den vorderen Bereich eine Fertigteilhülle in Anlehnung an die Pfeiler verwendet wurde. Auf die Ansicht und Beschaffenheit der Pfeiler wurde besonderes Augenmerk gelegt. Um eine optimale Oberflächenbeschaffenheit und Ansicht zu erreichen, wurde sehr früh in der Planungsphase entschieden, die Pfeiler als Fertigteile herzustellen. Gleichzeitig wurden klare Vorgaben für die sichtbaren Ober-

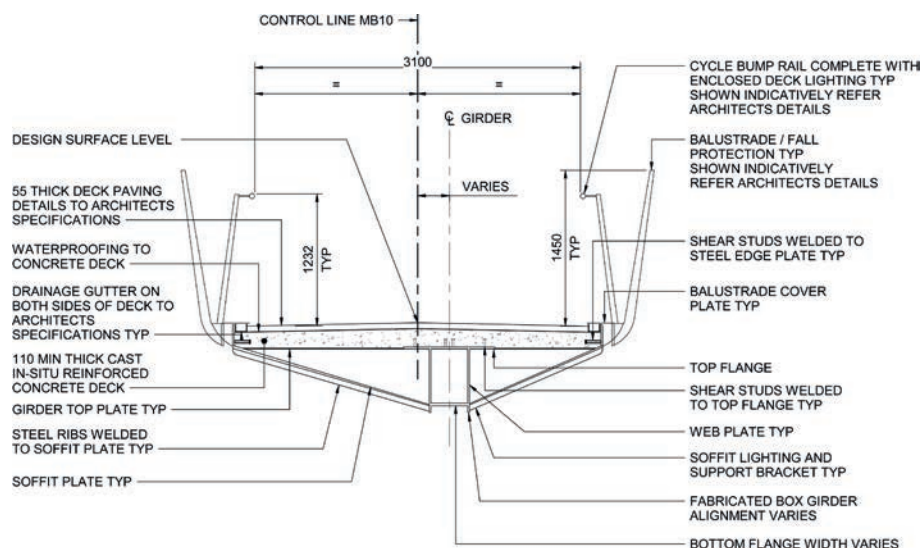


Bild 1: Querschnitt des Bauwerks

Zeichnung: Stantec Australia Pty Ltd

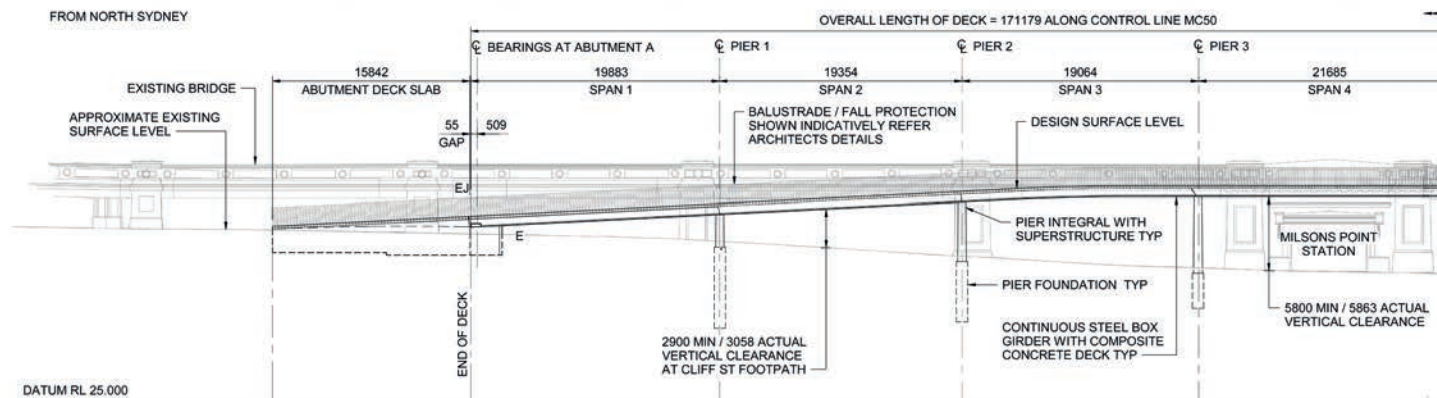


Bild 2: Längsschnitt der Sydney Harbour Cycleway Bridge

flächen und die Nachbehandlung formuliert. In Bild 3 sind ein fertiger Pfeiler und die wellige Unterseite der Brücke zu sehen.

Zur Gründung der Pfeiler waren gemäß dem Amtsentwurf Flachgründungen vorgesehen. Dabei sollten die Fertigteile in Köcher einbinden. Als festgestellt wurde, dass der Fels sehr hoch anlag, wurde eine Alternative vorgeschlagen, bei der die Pfeiler direkt in den anstehenden Fels einbinden sollten. Dazu musste der Schaft der Pfeiler und somit die Einbindelänge vergrößert werden, um eine ausreichende Einspannung zu ermöglichen. Der Spalt zwischen Pfeiler und Fels wurde mit schwindminimiertem Mörtel vergossen.



Bild 3: Untersicht der Brücke mit Fertigteilpfeilern
Foto: Angus Murray, Stantec

Für den Anschluss des Überbaus an die Stützwand der Sydney Harbour Bridge wurde in die Stützwand eine Aussparung gebrochen und eine Auflagerbank mit Lagern hergestellt.

2.3 Brückenbelag und Geländer

Um dem hohen architektonischen Anspruch zu genügen und als Verbindung zu den Ureinwohnern Australiens wurde beschlossen, den Belag in Anlehnung an deren Kunst zu gestalten. Um eine derartige Darstellung zu erreichen, wurde ein kleinformatiger Pflasterbelag gewählt, der so eingefärbt wurde, dass ein Muster angelehnt an die Kunst der Ureinwohner Australiens ent-

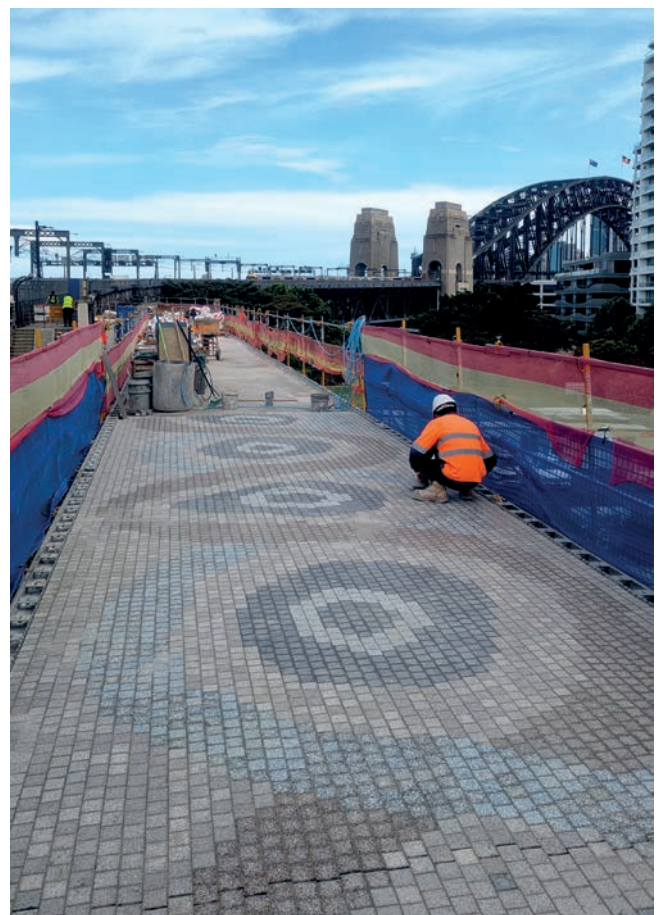
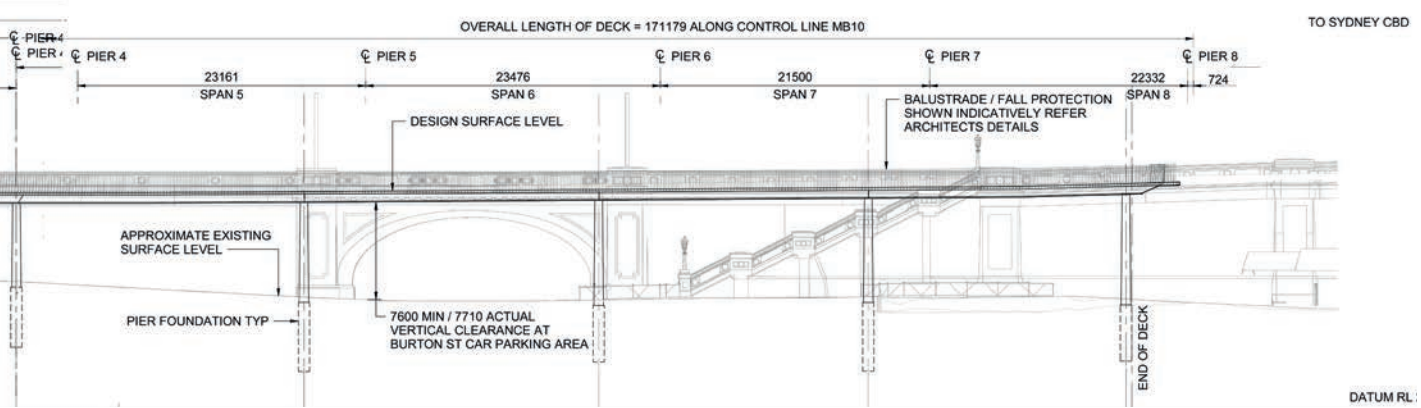


Bild 4: Pflastermuster in Anlehnung an die Kunst der australischen Ureinwohner
Foto: Jason Packenham, Aspect Studios



Zeichnung: Stantec Australia Pty Ltd

stand. Bild 4 zeigt die Pflasterarbeiten. Das Risiko des Aufheizens des Pflasters und somit von Schäden durch Hebungen infolge von Zwängungen wurde berücksichtigt. Um solche temperaturbedingten Ausdehnungen ausgleichen zu können, wurden Fugen angeordnet, bei denen die Fugenmasse an die Farbe des Mörtels angelehnt wurde.

Als weiteres herausragendes Merkmal wurden die Geländer als Haarnadeln und aus Bronze konzipiert (Bild 5). Bronze wurde gewählt, da dieses Material bereits am Sydney Opera House genutzt wurde und so ein Wiedererkennungswert erreicht wird. Für die Planung und Berechnung waren zahlreiche Materialuntersuchungen und Abstimmungen mit den Herstellern erforderlich. Die Tragfähigkeitseigenschaften wurden anhand von Beispielpunkten festgelegt. Die Form des Geländers inklusive der konstruktiv gewählten Materialstärken wurden als Volumenmodelle und Stabmodelle abgebildet, um Schnittgrößen und Spannungen zu ermitteln. Maßgebend war dabei die laterale Belastung aus Menschengedränge mit 1,5 kN/m. Die eingetragenen maximalen Spannungen von 333 N/mm² wurden mit den erlaubten Spannungen von 399 N/mm² für Bronze verglichen und somit der Nachweis erbracht. Die Haarnadelpfosten werden an Anschlussbleche geschraubt. Zwischen dem Stahl des Überbaus und den Kupferelementen wurden HDPE-Abstandshalter vorgesehen, um für elektrische Isolierung zwischen verschiedenen Metallen zu sorgen. Zur Berücksichtigung der Nachhaltigkeit wurde recyceltes Kupfer verwendet.

3 Dynamische Belastung

Das Bauwerk wurde als Radwegbrücke konzipiert, als Belastungsfall waren allerdings auch Fußgängerlasten zu berücksichtigen. Gemäß dem Australian Standard 5100:2017: Bridge Design [1] müs-

sen dynamische Resonanzen infolge einer einzelnen Person untersucht werden. Die Spezifikation des Auftraggebers, Transport for NSW, sah zudem vor, die dynamische Antwort des Bauwerks gemäß des Leitfadens des Joint Research Centre (JRC) der Europäischen Kommission [2] zu bemessen und nachzuweisen. Der Ablauf der Nachweise ist nachfolgend eingefügt:

1. Festlegen der Verkehrsklasse und Komfortklasse für Fußgänger,
2. Berechnung von Eigenwerten und Kontrolle für den kritischen Bereich,
3. Berechnungen der Brückenbeschleunigung für maßgebende Eigenwerte,
4. Nachweis des Lock-in-Effekts und des Komforts durch Einhaltung von maximalen Beschleunigungen.

Für die Sydney-Harbour-Bridge-Radwegbrücke konnte nachgewiesen werden, dass die vertikalen Schwingungsbeschleunigungen infolge der einzelnen Fußgängerlast nicht überschritten werden. Allerdings wurde festgestellt, dass laterale Eigenwerte vorlagen, die im Resonanzbereich von < 1,5 Hz lagen. Gemäß dem aus-

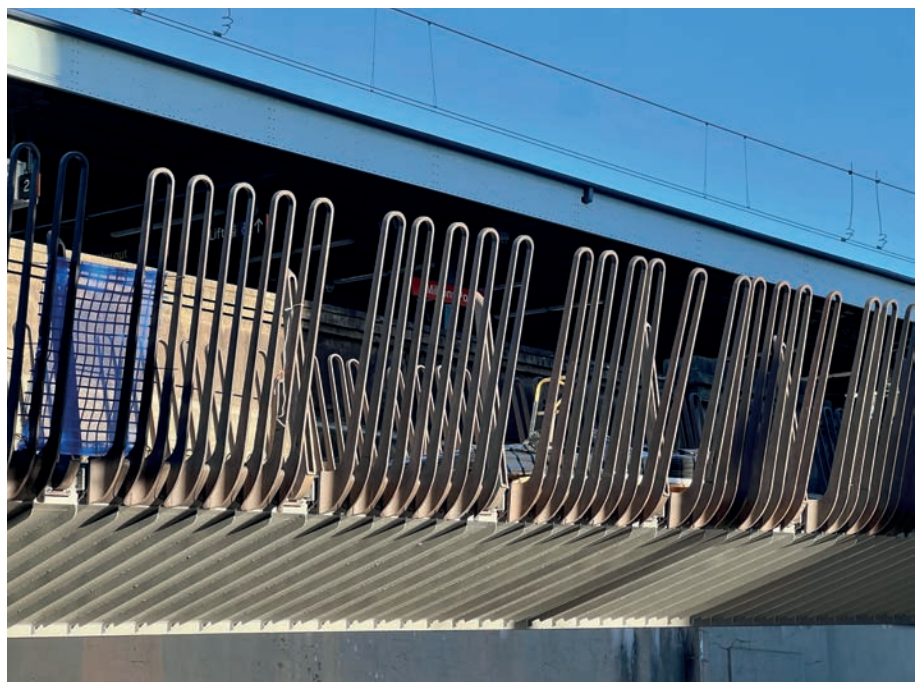


Bild 5: Bronzegeländer

Foto: Angus Murray, Stantec

tralischen Standard wird in diesem Fall gefordert, weitere Berechnungen durchzuführen. Gemäß den Projektspezifikationen wurden diese basierend auf dem JRC-Dokument [2] durchgeführt. Zunächst wurden die maximalen Beschleunigungen bezogen auf die Verkehrsklassen berechnet und mit den zulässigen Beschleunigungen verglichen. Gemäß den Vorgaben in [2] konnte nachgewiesen werden, dass die Beschleunigungen infolge der festgelegten Fußgängerdichte von 1 Person/m² geringer als 1,0 m/s² waren und somit der Nachweis erbracht war. Für die Berechnungen wurde ein Dämpfungsverhältnis von 0,3 % verwendet. Die Annahmen sollen vor der Freigabe der Brücke mittels Messungen überprüft werden.

4 Zusammenfassung

Für die Sydney Harbour Bridge war eine Zufahrt für Fahrradfahrer von Norden erforderlich, um eine Treppenanlage zu vermeiden. Die Fahrradwegbrücke spannt über acht Felder mit einer Gesamtlänge von 170 m. Besondere Merkmale sind der architektonisch besonders ausgebildete Stahlverbundüberbau, Fertigteilstützen,

ein Bronzegehländer und ein Belag aus mosaikförmig angelegter Pflasterung in Anlehnung an die Kunst der Ureinwohner. Die Brücke wurde Anfang Januar 2026 freigegeben [3]. Das abschließende Bild 6 zeigt eine Visualisierung der Brücke mit Anschluss an die Sydney Harbour Bridge.

Literatur

- [1] Australian Standard AS 5100:2017: Bridge Design.
- [2] Heinemeyer, C.; Butz, C.; Keil, A.; Schlaich, M.; Goldbeck, A.; Trometor, S.; Lukic, M.; Chabrolin, B.; Lemaire, A.; Martin, P.; Cunha, A.; Caetano, E. | Sedlacek, G, Heinemeyer, C, Butz, C, Geradin, M. (Hrsg.): Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. EUR 23984 EN. Luxembourg: European Commission, JRC53442, 2009. <https://dx.doi.org/10.2788/33846>
- [3] Ittimani, L.: 'It all flows': commuters celebrate as new Sydney Harbour Bridge bike ramp opens. The Guardian, 6.1.2026. <https://www.theguardian.com/australia-news/2026/jan/06/sydney-harbour-bridge-bike-ramp-opens> (geprüft am 17.2.2026).



Bild 6: Visualisierung der Radwegbrücke

Visualisierung: Transport for NSW



Abdichtungssysteme unter Asphalt

- vereint ETAG 033 und ZTV-ING
- rissüberbrückend bis
einschließlich -30 °C
- sehr gute Haftzugsfestigkeiten
zum Untergrund (Beton und Stahl)



WestWood®
Kunststofftechnik GmbH
www.westwood.de



CPC MODULBRÜCKE

FILIGRAN UND HOCH BELASTBAR.

Holcim baut in Oldenburg die erste Modulbrücke Deutschlands aus Carbonbeton

Im niedersächsischen Oldenburg hat Holcim eine extrem tragfähige Geh- und Radwegbrücke errichtet. Die erste in Deutschland rein mit vorgespanntem Carbonbeton gebaute CPC-Modulbrücke (Carbon Prestressed Concrete) vom Typ OPTIMA überspannt im Stadtteil Drielake den Bahndammgraben und ist ein technisches Leichtgewicht: rund zehn Meter lang, gut drei Meter breit, etwa sieben Tonnen schwer und ganze sieben Zentimeter dick. Im Juli 2025 wurde die Brücke dank modularer Fertigteile nach einer Bauzeit von gerade einmal sechs Wochen der Öffentlichkeit übergeben.

Unser Modulbrückensystem CPC-OPTIMA ist ein Fußgänger- und Fahrradbrückensystem. Die Trogbrücke besteht aus einer Fahrbahnplatte und zwei seitlichen Stegen. Stege und Brückenplatte wirken im Verbund und sind beide aus CPC-Elementen gefertigt. Zusätzliche Geländer, wie in dem Beispiel aus Oldenburg, sind möglich.



Mehr erfahren: www.holcim.de/referenzen/cpc-modulbruecke-oldenburg

www.holcim.de/cpc



Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC)

Dipl.-Ing. Simon Liebl | Holcim (Deutschland) GmbH, Hamburg

1 Einführung

CPC steht für *Carbon Prestressed Concrete*. Inhaltlich aber steht CPC für ressourcenschonende und klimafreundliche Betonbauteile. Denn statt wie gewöhnlich mit Stahl wird der Beton von CPC-Elementen ausschließlich mit vorgespannten Carbonfasern bewehrt, wodurch sehr schlanke Bauteile realisiert werden können. Seit November 2021 verfügen die CPC-Betonelemente über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt): abZ Nr. Z-71.3-42 [1]. In der Zulassung ist eine komplette statische Bemessung der CPC-Betonplatten enthalten. Damit lassen sich verschiedene Bauteile, wie Treppenstufen, Beläge, Balkonplatten und Außenwandbekleidungen, individuell produzieren. Vor allem als Brückenbeläge und für ganze CPC-Modulbrücken werden die CPC-Elemente verwendet.

2 Herstellung und Materialkennwerte der CPC-Elemente

Die CPC-Großplatten werden seit Sommer 2022 in einem dafür umgebauten Betonfertigteilterwerk der Holcim (Deutschland) GmbH in Deutschland produziert. Die Elemente können laut Zulassung in Dicken zwischen 20 mm und 70 mm hergestellt werden. Derzeit werden sie in den Stärken 40 mm und 69 mm produziert (Bild 1).

Die Carbonbewehrung besteht aus ca. 1,0 mm dünnen Carbonrovings, welche mit einer Matrix getränkt sind. Diese sind vollständig gestreckt und orthogonal über die gesamte Platte mit einem konstanten Bewehrungsgehalt je Richtung angeordnet. Der Achsabstand in einer Lage beträgt im Mittel 15 mm und die Mindestbetondeckung zur Verbund-sicherung $c_{\min}$ beträgt 5 mm. Die Fertigungsgröße der CPC-Platten beträgt $17,0 \times 3,5$ m.

Die wichtigsten Materialkennwerte der Bewehrung sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Der verwendete selbstverdichtende Beton weist ein Größtkorn von 5 mm auf. Die wichtigsten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 2 aufgelistet.

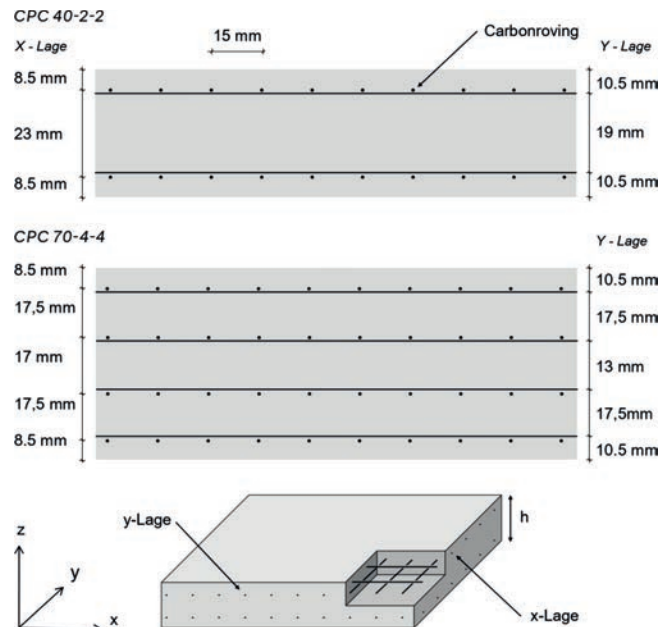


Bild 1: CPC-Maßplatte mit 40 und 69 mm Stärke

Zeichnung: Holcim (Deutschland) GmbH

Bauteile aus CPC-Elementen dürfen im Innen- und Außenbereich in den Expositionsklassen X0, XC1 bis XC4, XF4, XD3, XS3 sowie XM2 ausgeführt werden. Die Elemente erfüllen die Anforderungen an das Brandverhalten von Baustoffen der Baustoffklasse A2 nach DIN 4102-1 [2] (nicht brennbar). Sie garantieren über eine

Tabelle 1: Materialkennwerte der Bewehrung gemäß der Zulassung [1]

Nettoquerschnittsfläche eines Carbonrovings	$A_t = 0,445 \text{ mm}^2$
Charakteristische Zugfestigkeit eines Carbonrovings	$f_{tk} = 4.450 \text{ N/mm}^2$
Teilsicherheitsfaktor Carbonbewehrung	$\gamma_t = 1,25$
Dauerstandfaktor	$\alpha_t = 0,85$
Bemessungswert der Zugfestigkeit	$f_{td,100a} = 3.030 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_{t0m} = 230.000 \text{ N/mm}^2$
Charakteristische Dehnung	$\epsilon_{tk0} = 1,94 \%$
Dehnung bei Erreichen der Bemessungszugfestigkeit	$\epsilon_{td} = 1,32 \%$
Spannung im Roving zum Zeitpunkt $t = 0$ nach Absetzen der Vorspannkraft	$\sigma_{p0m} = 2.000 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 2: Materialeigenschaften des Betons gemäß der Zulassung [1]

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit	$5,2 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	43.000 N/mm^2
Dehnung beim Höchstwert der Betondruckspannung	0,35 %

Lebensdauer von 100 Jahren eine hohe Verkehrssicherheit durch die Rutschhemmklasse R 13 und sind sehr dauerhaft durch die hohe Frost-Tausalz- und Verschleißbeständigkeit.

3 Beispiele aus der Praxis

3.1 Brückenbeläge aus CPC-Bohlen

CPC-Elemente als Bohlen werden oft als Brückenbeläge für den Neubau oder für die Sanierung von Fuß- und Radwegbrücken eingesetzt. Sie sind ideal als Nutzbelag geeignet und schützen die Unterkonstruktion vor Witterungseinflüssen. Am wirtschaftlichsten ist allerdings der Einsatz von möglichst großformatigen CPC-Elementen, da diese am leistungsfähigsten sind, weniger Befestigungen benötigen und der Unterbau durch einen geringeren Fugenanteil am besten geschützt wird. Die Beispiele zeigen die variablen Gestaltungsmöglichkeiten mit CPC.

Bei der Sanierung einer Brücke in Rhaderfehn wurden die Holzbohlen durch ganze CPC-Platten ersetzt (Bild 2), für eine Brücke in Oldenburg kamen großformatige CPC-Bohlen zum Einsatz (Bild 3).

3.2 Modulbrücken aus Carbonbeton

Seit mittlerweile über zwei Jahrzehnten forscht die Fachgruppe Faserverbundkonstruktionen der Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften ZHAW an Komposit-, Carbon- und Naturfaserbaustoffen. Darauf aufbauend hat sie zusammen mit Industriepartnern in den letzten gut zehn Jahren über 170 Projekte mit CPC umgesetzt.



Bild 2: Brücke Rhaderfehn

Foto: Holcim (Deutschland) GmbH

Ergebnis einer Forschungsarbeit der ZHAW ist auch eine patentierte, multifunktionale Kappaverbindung, die ausschließlich aus CPC-Elementen und hochfestem Mörtel besteht. Diese innovative Keilverbindung gewährleistet nicht nur eine stabile und dauerhafte Verbindung zwischen den Platten, sondern bewahrt auch alle positiven Eigenschaften des CPC-Materials. Durch mehrere Bauteil-

versuche und den Bau von Prototypen konnte eindeutig nachgewiesen werden, dass diese Verbindungsmethode erfolgreich ist und die Verbindung stärker ist als das Grundmaterial [3].

Ein herausragendes Beispiel für die Größe und Leistungsfähigkeit der CPC-Elemente ist die eigens für die Swissbau konzipierte Fußgänger- und Radwegbrücke in Modulbauweise nur aus CPC-Elementen (Bild 4). Mit einer Länge von 17,0 m, einer Breite von knapp 3,0 m (mit einer lichten Weite von 2,5 m) und lediglich 7,0 cm Bauteilstärke demonstriert sie eindrucksvoll das enorme Potenzial dieser fortschrittlichen Bauweise.

Zunächst wurde die Brückenplatte, die in einem Stück mit den Maßen $17 \times 3 \text{ m}$ gefertigt wurde, mittig in eine leichte Überhöhung von 50 mm gebracht. Die vertikalen Brüstungselemente bestehen je Seite aus drei Bauteilen: zwei Randelementen und einem mittig angeordneten „Schlussstein“. Diese Brüstungselemente wurden in die entsprechenden Aussparungen der Brückenplatte eingeführt und sorgfältig ausgerichtet.

Die Verbindungselemente spielen eine entscheidende Rolle bei der Stabilität und Festigkeit der Brücke. Erst durch die Verbindung zwischen Brückenplatte und Steg entsteht die Wirkung einer Trogbücke, bei der die Brückenplatte die aus dem globalen Moment entstehenden Zugkräfte und die Brüstungen die Druckkräfte übernimmt. Entscheidend ist dabei die sogenannte Kappa-Verbindung, welche die Kräfte zuverlässig übertragen kann [3]. Zusätzlich fungiert die Brüstung als Geländer. Dieses kann in bis zu 1,3 m Höhe ausgeführt werden und ist ohne Öffnungen ideal als Radwegbrücke, da sich das Fahrrad nicht im Geländer verhaken kann. Eine bemerk-



Bild 3: Brücke Oldenburg

Foto: Holcim (Deutschland) GmbH

kenswerte Eigenschaft dieser Brücke ist, dass sie vollständig ohne den Einsatz von Stahl realisiert wurde. Dies bietet einen erheblichen Vorteil in Bezug auf den Unterhalt des Bauwerks, da Korrosion und Abplatzungen vermieden werden können. Darüber hinaus erfordert die Brückenoberfläche keine zusätzliche Abdichtung oder Rutschhemmung, was zu einer Reduzierung der Wartungskosten führt.

Überzeugende Argumente für diese Brücke sind der geringe Ressourcenverbrauch und der minimale CO₂-Fußabdruck, die im Vergleich zu konventionellen Brücken deutlich niedriger sind. Darüber hinaus benötigt sie lediglich etwa 30 % der Ressourcen einer Stahlbetonbrücke und weist eine fünfmal höhere Lebenserwartung als eine Holzbrücke auf. Der Einsatz des richtigen Bausystems spielt eine entscheidende Rolle bei der Schonung der Umwelt.

Die Verwendung einer CPC-Brücke trägt somit maßgeblich zur Reduzierung von Treibhausgasemissionen und zum sparsamen Umgang mit natürlichen Ressourcen bei. Durch die Kombination von Langlebigkeit, geringem Wartungsaufwand und einem umweltfreundlichen Herstellungsprozess setzt diese Brücke einen wichtigen Maßstab für nachhaltige Infrastrukturprojekte.

Auch Unterhaltsfahrzeuge von über 6,0 t können die Brücke befahren. Mit diesen hohen Punktlasten kann die schlanke Brücke problemlos umgehen. Daneben ist die Brücke für Menschenansammlungen mit einer Last von bis zu 400 kg/m² und eine Geländerlast von 160 kg/m² ausgelegt, was den Vorgaben der SIA-Norm 358 [4] entspricht. Die weniger als 14 t wiegende Brücke ist in der Lage, eine Last von über 17 t zu tragen. Im Vergleich dazu ist eine Stahlbetonbrücke mit ca. 47,5 t mehr als dreimal so schwer.

Um die Leistungsfähigkeit der CPC-Modulbrücken zu überprüfen, wurde eine 17 × 3 m messende Brücke mit minimaler Geländerhöhe an der TU Graz auf Querkraft und Biegung in einem Großversuch geprüft. Die Bruchlast von fast 28 t nach diversen Belastungszyklen hat nicht nur die theoretischen Berechnungen bestätigt, sondern zeigt die hohe Tragfähigkeit dieser Bauweise.



Bild 4: CPC-Trogbrücke 17 × 3 m

Foto: CPC AG

4 Ausblick

Beim Neubau und in der Instandsetzung von Brückenbauwerken aus Beton wird immer häufiger nichtmetallische Bewehrung verwendet. Eine der leistungsfähigsten nichtmetallischen Bewehrungen ist Carbon, welches insbesondere vorgespannt seine Vorteile, wie die hohe Zugfestigkeit, ausspielen kann. Mit den CPC-Elementen stehen für solche Brücken seriell gefertigte Fertigteile mit vorgespannter Carbonbewehrung in sehr geringen Materialstärken zur Verfügung. Dadurch können Bauwerke ertüchtigt oder neu errichtet werden, welche einen deutlich reduzierten CO₂-Fußabdruck aufweisen und über eine Lebensdauer von 100 Jahren fast keine Wartungsarbeiten benötigen. In der aktuellen Forschung wird die Einsatzmöglichkeit der Elemente für große Verkehrsbrücken untersucht.

Literatur

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt, Hrsg.): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / allgemeine Bauartgenehmigung Z-71.3-42: Carbonbewehrte, vorgespannte CPC-Platten aus Vergussbeton. gültig bis 15.11.2026.
- [2] DIN 4102-1:1998-05: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen.
- [3] Lutz, R.; Kurath, J.; Lowiner, C.; Bühler, M.: Entwicklung eines hochbelastbaren, korrosionsfreien Verbindungssystems für tragende Bauten in CPC. Beton- und Stahlbetonbau 119 (2024) 6, S. 445–460. <https://doi.org/10.1002/best.202300090>
- [4] SIA 358:2010: Geländer und Brüstungen · Garde-corps · Parapetti.

WIR VERBINDEN MENSCHEN

Unser Leistungsspektrum

Machbarkeitsstudien, Objekt- und Tragwerksplanungen in allen Leistungsphasen, Statisch-konstruktive Prüfung, Überwachung der Ausführung, Bauwerksprüfung und Gutachten, Sanierungskonzepte

In den Tätigkeitsbereichen

Straßenbrücken, Eisenbahnbrücken, Geh- und Radwegbrücken, Grünbrücken, Stützbauwerke und Lärmschutzwände

Ihre Ansprechpartner



Dr.-Ing. Matthias Weißbach

weissbach.matthias@bung-ag.de



Dr. Gabriel Kubieniec

kubieniec@kl-ing.de



Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile

Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc. | Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, München

Dr.-Ing. Marc Zintel | Steeltec AG, Emmenbrücke

1 Einleitung

Frühzeitige Schäden an Brückenbauwerken infolge chloridinduzierter Bewehrungskorrosion führen zu hohen Instandsetzungskosten und erheblichen Verkehrseinschränkungen. Besonders betroffen sind Bauteile mit direkter Exposition gegenüber Tausalzen, wie Brückenkappen oder auch Brückenmittelpfeiler im Streubereich der überführten Verkehrswege. Ihre Sanierung verursacht nicht nur hohe Kosten, sondern auch erhebliche Verkehrsbehinderungen. Im Rahmen einer Studie wurden daher die ökologischen und wirtschaftlichen Effekte verschiedener Bewehrungsvarianten – konventioneller Betonstahl (B500B) und ferritischer nichtrostender Betonstahl „Top12“ (1.4003) – untersucht und darauf aufbauend Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit gemeinsam betrachtet [1]–[3].

2 Methodik

Die Analyse basiert auf zwei komplementären Ansätzen: der Lebenszykluskostenanalyse (*Life Cycle Cost Analysis* – LCCA) gemäß den Grundsätzen der RAB-LCC (*Regulated Asset Base LCCA*, vgl. [4]) und der Ökobilanz (*Life Cycle Assessment* – LCA) nach DIN EN 15804:2022-03 [5] für die Wirkungskategorie *Global Warming Potential GWP_{total}* (nachfolgend GWP genannt), vgl. Bild 1.

Untersucht wurden typische Bauteile mit starker Chloridexposition: Brückenkappen (Nutzungsdauer 50 Jahre) und Mittelpfeiler (Nutzungsdauer 100 Jahre). Mittels vollprobabilistischer Lebensdauerberechnungen wurden die Zeitpunkte erforderlicher Instandhaltungsmaßnahmen ermittelt. Bei Ausführung in der Standardvariante mit B500B sind im Zuge der Nutzung Maßnahmen erforderlich (Ersatz/Neubau bzw. Betoninstandsetzung). Bei der Vergleichsvariante mit Top12 kann aufgrund des hohen Korrosionswiderstandes des Bewehrungsstahls auf Instandhaltungsmaßnahmen verzichtet werden. Für alle Varianten wurden Herstellung, Instandsetzung und Erneuerung über den Betrachtungszeitraum bilanziert. Der Einfluss von Verkehrseinschränkungen wurde berücksichtigt.

Bei der Ökobilanzierung wurden in der Sachbilanz folgende Prozesse berücksichtigt:

- Herstellung der Standardvariante mit B500B (Zeitpunkt $t = 0$ Jahre),
- Standardvariante mit B500B einschließlich erforderlicher Instandsetzungsaufwendungen (Zeitpunkt $t =$ Nutzungsdauer),
- Vergleichsvariante mit Top12 (Zeitpunkt 0 Jahre $\leq t \leq$ Nutzungsdauer). Instandsetzungsaufwendungen sind nicht erforderlich.

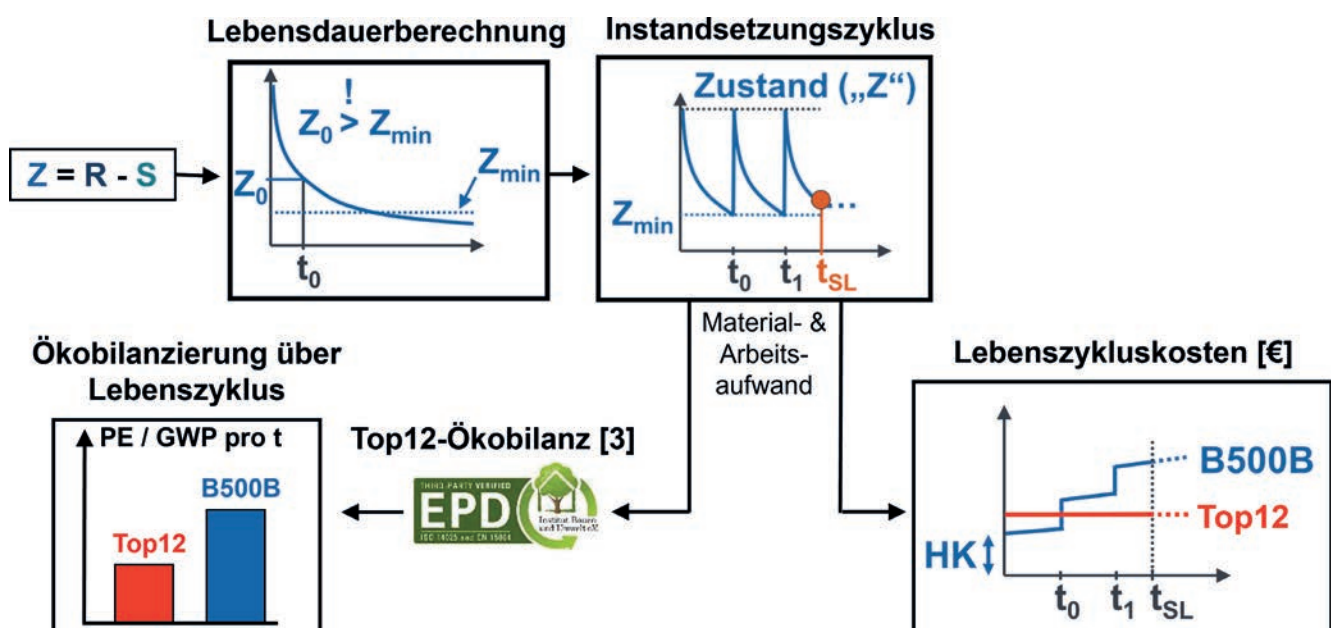


Bild 1: Schematischer Aufbau der kombinierten LCC- und LCA-Betrachtung

Grafik: Marc Zintel, Steeltec AG

Variantenübergreifend wurden verglichen:

- GWP, d. h. Emissionen aus Ersterstellung und Nutzung des Bauteils,
- GWP_{add} , d. h. Emissionen, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit über die Ersterstellung der Standardvariante hinaus erforderlich sind,
- LCC_{add} , d. h. Lebenszykluskosten, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit über die Ersterstellung der Standardvariante hinaus erforderlich sind.

3 Ergebnisse – Brückenkappe

Die Brückenkappe gilt aufgrund ihrer Lage und Geometrie als besonders chloridbelastetes Bauteil. Im Verlauf der Nutzungsdauer wird bei der Brückenkappe in der Standardausführung aufgrund von chloridinduzierter Korrosion ein zweimaliger Austausch angesetzt. Die Ergebnisse der Ökobilanzierung sind in Tabelle 1 jeweils bezogen auf die Standardvariante zum Zeitpunkt $t = 50$ a dargestellt.

In der Ökobilanz (LCA) liegt das GWP der Ersterstellung ($t = 0$ a) bei Top12 höher als bei B500B. Über die gesamte Nutzungsdauer kehrt sich dieses Verhältnis jedoch aufgrund der Instandsetzungen und den daraus resultierenden CO_2 -Emissionen bei Verwendung von Top12 um. Am Ende der Nutzungsdauer liegt das GWP der Top12-Variante bei rd. 70 % der Standardvariante. Die für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit relevanten Emissionen (GWP_{add}) betragen zum Ende der Nutzungsdauer bei der Top12-Variante rd. 57 % der Emissionen der Standardvariante. Unter Berücksichtigung der Stauemissionen während erforderlicher Instandsetzungen sinkt dieser Verhältniswert weiter auf rd. 30 %.

Im Vergleich dazu fällt die Lebenszykluskostenbilanz (LCCA) der Top12-Variante noch günstiger aus. LCC_{add} der Top12-Variante betragen nur rd. 5 % der LCC_{add} der Standardvariante.

4 Ergebnisse – Brückenmittelfeiler

Mittelfeiler im Spritzwasserbereich von überführten Straßen sind ebenfalls stark chloridbelastet. In der vorliegenden Studie wurde im Verlauf der Nutzungsdauer bei der Standardvariante eine einmalige Betoninstandsetzung (Betonabtrag und Reprofilierung) zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 2 jeweils bezogen auf die Standardvariante zum Zeitpunkt $t = 100$ a dargestellt. Aufgrund des hohen Bewehrungsgehaltes und der nur einmal erforderlichen Instandsetzung im Lebenszyklus werden in der Ökobilanz (LCA) die zusätzlichen Emissionen aus der Bereitstellung des Top12-Stahls nur bei Berücksichtigung von Stau an Instandsetzungsbaustellen kompensiert. Eine partielle Substitution der äußeren Bewehrungslagen durch Top12 (≈ 50 % Top12) kann bereits ohne Berücksichtigung des Staueffekts zu einer positiven Gesamtbilanz führen. In der Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) zeigt sich die Variante mit Top12-Stahl analog den Kappen deutlich wirtschaftlicher als die Standardvariante.

5 Diskussion und Ausblick

Die kombinierten Ergebnisse der Lebenszykluskosten- und Ökobilanzanalyse verdeutlichen, dass die Bewertung von Instandsetzungszyklen und Verkehrs-

Tabelle 1: Ergebnisse LCA und LCCA – Brückenkappe

Varianten Brückenkappe	GWP [kg CO_2eq/lfm]	GWP [% v. Standard 50 a]	GWP_{add} [kg CO_2eq/lfm]	GWP_{add} [% v. Standard 50 a]
LCA (2025) <u>ohne</u> Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung				
Standard ($t = 0$ a)	122	31	0	0
Standard ($t = 50$ a)	390	100	268	100
Top12 ($0 a \leq t \leq 50 a$)	275	71	153	57
LCA (2025) <u>mit</u> Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung				
Standard ($t = 0$ a)	122	20	0	0
Standard ($t = 50$ a)	614	100	492	100
Top12 ($0 a \leq t \leq 50 a$)	275	45	153	31
LCCA (2019)	LCC [€/lfm]	LCC [% v. Standard 50 a]	LCC_{add} [€/lfm]	LCC_{add} [% v. Standard 50 a]
Standard ($t = 0$ a)	–	–	0	0
Standard ($t = 50$ a)	–	–	3.660	100
Top12 ($0 a \leq t \leq 50 a$)	–	–	180	5

Tabelle 2: Ergebnisse LCA und LCCA – Brückenmittelpfeiler

Varianten Brückenkappe	GWP [kg CO ₂ eq/lfm]	GWP [% v. Standard 50 a]	GWP _{add} [kg CO ₂ eq/lfm]	GWP _{add} [% v. Standard 50 a]
LCA (2025) <u>ohne</u> Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung				
Standard (t = 0 a)	2.774	69	0	0
Standard (t = 50 a)	3.999	100	1.225	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	5.172	129	2.398	196
LCA (2025) <u>mit</u> Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung				
Standard (t = 0 a)	2.774	26	0	0
Standard (t = 50 a)	10.847	100	8.074	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	5.172	48	2.398	30
LCCA (2019)	LCC [€/lfm]	LCC [% v. Standard 50 a]	LCC _{add} [€/lfm]	LCC _{add} [% v. Standard 50 a]
Standard (t = 0 a)	–	–	0	0
Standard (t = 50 a)	–	–	27.960	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	–	–	2.800	10

einschränkungen infolge von Instandsetzungsmaßnahmen entscheidend für die Nachhaltigkeitsbilanz von Brückenbauteilen ist. Während konventionelle Bauweisen durch wiederkehrende Erneuerungsmaßnahmen hohe Folgekosten und -CO₂-Emissionen verursachen, ermöglichen nichtrostende Bewehrungsmaterialien eine deutliche Reduktion beider Kenngrößen. Unter den hier betrachteten Randbedingungen zeigen die Berechnungen für Brückenkappen und Brückenmittelpfeiler mit Top12 eine Reduktion der Lebenszykluskosten um 90–95 % sowie unter Berücksichtigung von Mehremissionen durch Verkehr eine Senkung des *Global Warming Potentials* um bis zu 70 %. Die Reduktionen beziehen sich immer auf die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit erforderlichen Mehraufwendungen gegenüber der Neubauvariante.

Für Betreiber und Planer ergibt sich daraus ein klarer Handlungsansatz: Die Integration von Lebenszyklusanalysen (LCCA + LCA) in die Entscheidungsprozesse liefert belastbare Grundlagen für nachhaltige Investitionen in die Verkehrsinfrastruktur. Besonders in Bereichen mit hoher Chloridbelastung und verkehrlicher Relevanz ist der Einsatz nichtrostender Bewehrungen wirtschaftlich und klimapolitisch sinnvoll.

Literatur

- [1] Schießl-Pecka, A.; Rausch, A.; Zintel, M.; Linden, C.: Lebenszykluskostenbetrachtungen für chlorid-exponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 10, S. 767–775. <https://doi.org/10.1002/best.201900038>
- [2] Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat: Nachhaltigkeit Top12 im Infrastrukturbereich. Gutachten 24-080-2/2.1. 14.11.2025.

- [3] Steeltec AG: Umwelt-Produktdeklaration „Top12“: „EPD-STC-20250326-CBA1-DE“. 2025. <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Download?id=23601>
- [4] Makovšek, D.; Veryard, D.: The Regulatory Asset Base and Project Finance Models: An Analysis of Incentives for Efficiency. *Int. Transport Forum Discussion Papers*, No. 2016/01, Paris: OECD Publ., 2016. <https://doi.org/10.1787/5285ca82-en>
- [5] DIN EN 15804:2022-03: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte; Deutsche Fassung EN 15804:2012+A2:2019 + AC:2021.

Kommen Sie zu uns. Wir sind schon da!

Brücken | Tunnel

RADER HOCHBRÜCKE



Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich

Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig | Basler & Hofmann AG, Zürich

1 Bauwerke und Projekt

Im Zürcher Hauptbahnhof überspannen heute total 16 Gleis- und neun Perronbrücken die Sihl. Sieben der Gleisbrücken sind von 1928. Diese bestehen aus zwei seitlichen, ca. 1 m hohen Walzprofilen, welche alle 35 cm durch 18 cm hohe Walzprofile querverbunden sind. Zwischen den Walzprofilen ist ein Betontrog ausgebildet. Im überliegenden Schotterbett liegt die Fahrbahn. Die Trogbrücken weisen eine Breite von 3,6 m auf (Bild 1). Sie führen als Durchlaufträger über fünf Felder à 13,4 m, 3 × 13,8 m und 13,4 m. Die Gesamtlänge beträgt damit etwa 68 m. Im Feld besitzen die Steggurte aufgeschweißte Lamellen. Im Auflagerbereich sind genietete Verstärkungsbleche vorhanden. Die Stöße der seitlichen Walzträger sind im Momentennullpunkt angeordnet und ebenfalls genietet.

Generell, aber auch aufgrund verschiedener großer Bahninfrastrukturprojekte in und um Zürich sollen diese sieben, bald hundertjährigen Sihlbrücken möglichst lange und ohne wesentliche Einschränkungen im Bahnverkehr erhalten und bis mindestens 2050 genutzt werden.

2 Generelle Überprüfung

Die visuelle Überprüfung ergab einen annehmbaren Bauwerkszustand. Lediglich lokale Defizite bei den Lagern und Fehlstellen im knapp 36-jährigen Korrosionsschutz waren festzustellen.

Mittels zerstörender Zugprobe konnte der Baustahl einem Thomasstahl zugeordnet werden, welcher einem heutigen S185 JR entspricht [1]. Es sei erwähnt, dass aus den zunächst durchgeführten Wirbelstrom- und Härteprüfungen Festigkeiten im Rahmen eines heutigen S275 resultierten. Die rechnerische Überprüfung mithilfe eines Stabmodells ergab, dass trotz der tiefen Festigkeit der Tragsicherheitsnachweis (GZT Typ 2) erfüllt ist. Einzig bei den Stahlgusslagern mussten einzelne, rechnerisch ungenügende Erfüllungsgrade im Zusammenhang mit hohen lokalen Pressungen, aber geringer potenzieller Schadensfolge akzeptiert werden.

Bezüglich des Ermüdungsnachweises stellte sich heraus, dass das Ende der Verstärkungslamellen im Feld maßgebend wird. Das Lamellenende ist auslaufend als Schwalbenschwanz ausgebildet (s. Bild 2). Aufgrund der beschränkten normierten Kerbdetails wurde in einem ersten Schritt die Kerbgruppe 45 N/mm² für geschweißte Lamellenenden gemäß SIA 263 [2] angesetzt.

Der Dauerfestigkeitsnachweis unter Berücksichtigung des Lastmodells D4 gem. Erhaltungsnorm SIA 269-1 [3] mit $1 + \varphi = 1,04$ und Lastexzentrizität 1/18 der Spurweite ergab Spannungsänderungen von 70–80 N/mm², welche weit über der Dauerfestigkeit von 33 N/mm² lagen. Mit zusätzlichen objektspezifischen Informationen (Nutzungsdauer, effektive Belastung pro Jahr) und der Betriebsfestigkeit wurde der Nachweis weiter detailliert. Auf Basis des Lastmodells LM1 gem. Neubau-norm SIA 261 [4] mit $1 + \varphi = 1,15$, Lastexzentrizität 1/18

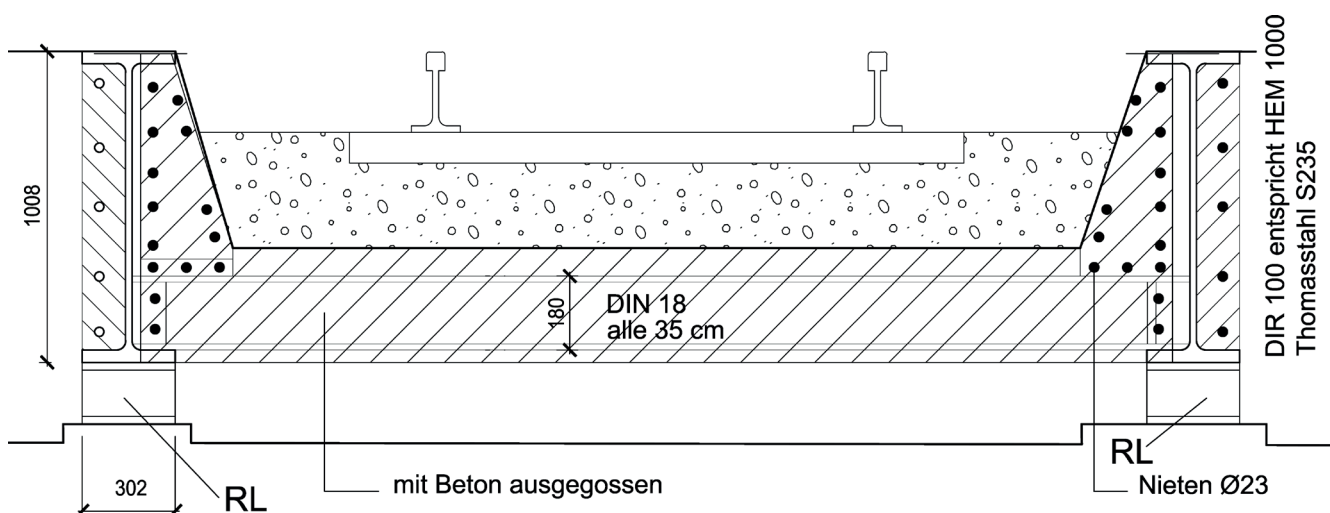


Bild 1: Querschnitt Gleisbrücken 1928

Zeichnung: Basler & Hofmann AG, Übersichtsplan Sihlbrücken, Nr.: 06876.000_07.1, Vorprojekt, 15.09.2023

der Spurweite und $\lambda_{\text{tot}} = 0,8$ resultierten Beanspruchungen von ca. 90 N/mm^2 . Auch diese sind größer als der zulässige Kerbfall von 45 N/mm^2 . Aufgrund der rechnerisch deutlich ungenügenden Erfüllungsgrade des Ermüdungsnachweises und dem alterungsbedingt versprödhenden Thomasstahl wurde eine detaillierte Überprüfung nach SIA 269 [5] ausgelöst.

3 Detaillierte Überprüfung

3.1 Dehnungsmessungen

Um die Schnittgrößen aus dem Stabmodell zu überprüfen, wurden an zwei Brücken Dehnungsmessstreifen aufgebracht und Messungen während fünf Wochen durchgeführt (Bild 2).

Der detaillierte Vergleich der Messungen und Spannungen bei einem Doppelstock-Triebzug (RABDe 502) zeigte, dass die messbasierten Spannungen mit 35 N/mm^2 und die modellbasierten Spannungen mit 39 N/mm^2 vergleichbar sind (Bild 3). Auch bei anderen Zugkompositionen konnte eine Abweichung von maximal $\pm 13 \%$ festgestellt werden. Da in den weiteren Querschnitten die Übereinstimmung noch größer war, konnte das Modell bestätigt werden. Zudem konnte auch gezeigt werden, dass die dynamische Erhöhung bei den Geschwindigkeiten im Bahnhofsbereich von max. 40 km/h keinen nennenswerten Effekt hat ($\Phi = 1,0$).

Die Dehnungsmessungen zeigten weiter, dass die Spannungsdifferenzen der beiden Längsträger desselben

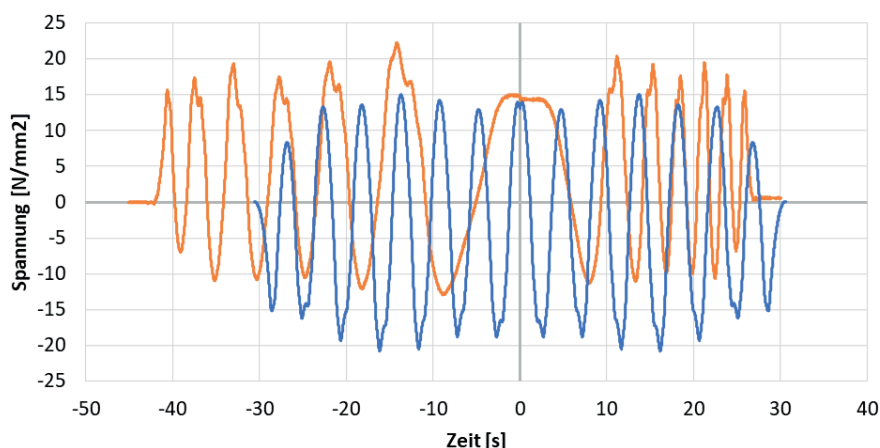


Bild 3: Spannungs-Zeit-Diagramm im maßgebenden Ermüdungsdetail bei Überfahrt eines Doppelstock-Triebzugs (RABDe 502) – Vergleich Berechnungsmodell (blau) und Messwerte (orange)
Diagramm: Basler & Hofmann AG

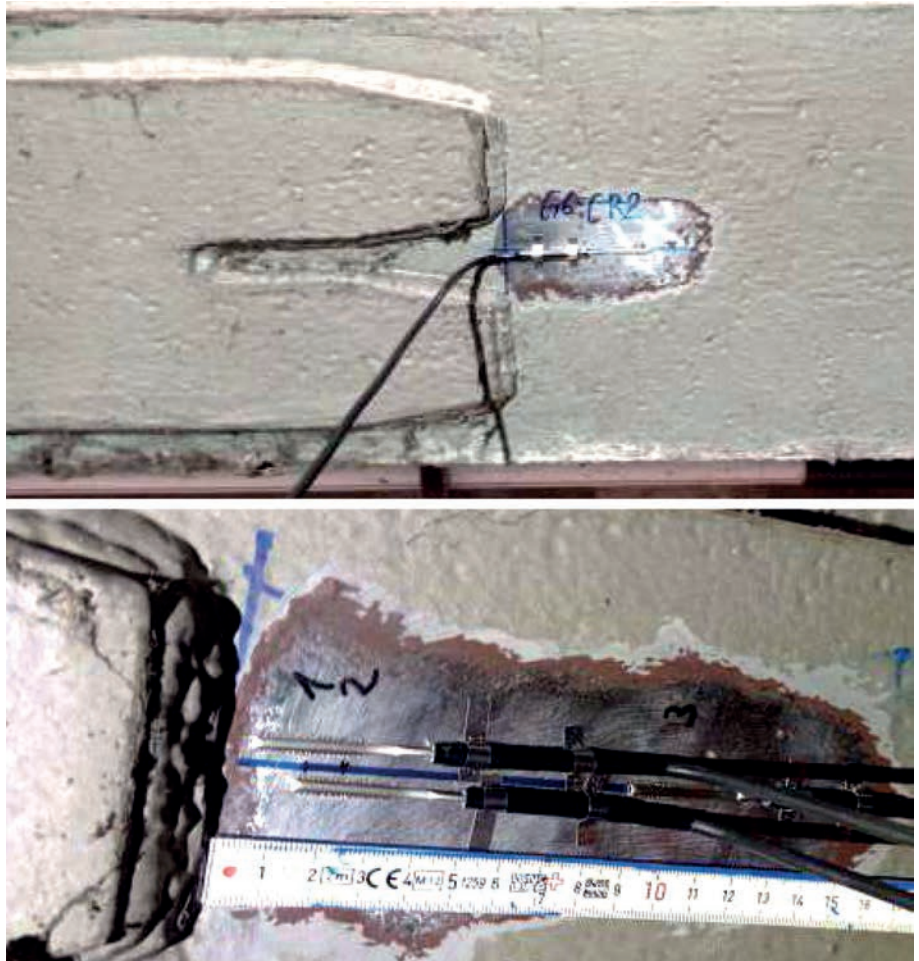


Bild 2: Dehnungsmessung am Lamellenende [6]

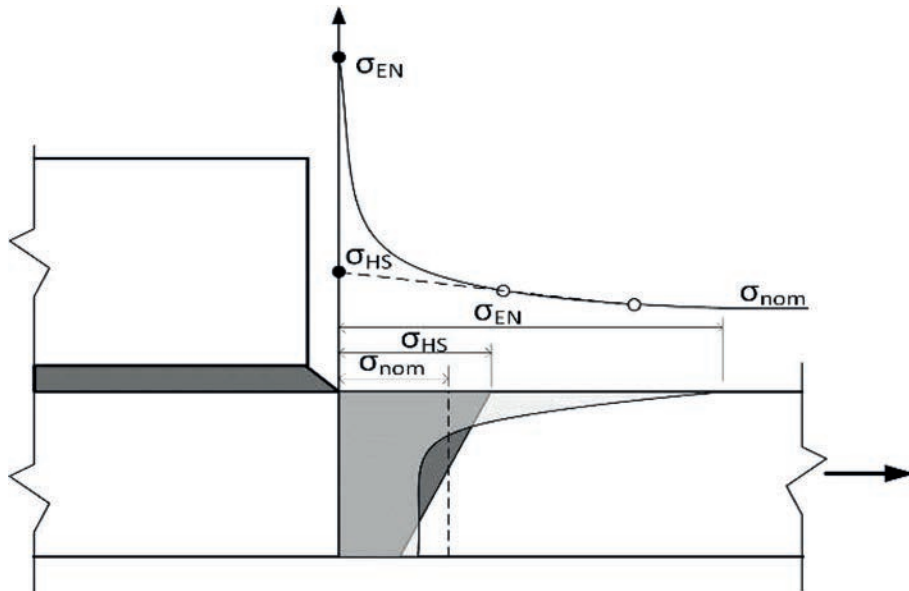
Trogquerschnittes zumeist $0\text{--}6 \%$ unterschiedlich sind. Dies ist deutlich kleiner als die 27% , welche gem. SIA 261 infolge ungleichmäßiger Beladung der Bahnfahrzeuge zu berücksichtigen sind ($1/18$ der Spurweite).

Die bisherigen Betrachtungen beruhten auf den Nominalspannungen. Mittels Serien-Dehnungsmessung am Ende einzelner Lamellen (Bild 2, unten) wurde im Detail die Spannungszunahme im Grundwerkstoff zur Schweißnahtfront hin bestimmt. Daraus lässt sich die sogenannte Hot-Spot-Spannung im Grundwerkstoff bei der Schweißnahtfront extrapolieren (Bild 4). Auf diesem detaillierten

Nachweisniveau, welches die effektive Objektgeometrie berücksichtigt, darf eine Kerbgruppe von 86 N/mm^2 angesetzt werden [8]. Die Messungen ergaben ein Verhältnis von $1,75$ von Hot-Spot-Spannungen zu Nominalspannungen. Zurückgerechnet auf die Nominalspannungen konnte damit auf eine objektspezifische Kerbgruppe von $86/1,75 = 49 \text{ N/mm}^2$ geschlossen werden.

3.2 Finite-Elemente-Analyse

Da Messungen nur an einzelnen Lamellenenden vorlagen, musste

Bild 4: Definition von Nominal- (σ_{nom}) und Hot-Spot-Spannung (σ_{HS}) [7]

fahrten für die Vergangenheit wurden ausgehend von der aktuellen Gleisbelegung ermittelt. Für die Zukunft wurde eine Fahrplanprognose verwendet. Die generierten Spannungsverläufe pro Zugüberfahrt und Ermüdungsdetail wurden mit dem Rainflow-Zählverfahren ausgewertet und der individuelle Schaden über die Nutzungsdauer aufsummiert. Aufgrund der unterschiedlichen Frequentierung der sieben Brücken ergeben sich Enden der theoretische Nutzungsdauer zwischen 2010 und 2050. Bezugnehmend auf das eingangs erwähnte Ziel ist eine Sanierungsmaßnahme damit für alle Brücken angezeigt.

die Kerbgruppe in einem weiteren Schritt mit einer Finite-Elemente-Analyse (FEA) verallgemeinert werden. Die numerische Bestimmung des Verhältnisses zwischen Hot-Spot- und Nominalspannung erfolgte an einem FE-Volumenmodell eines Trägerabschnittes (Bild 5) unter einer Einheitslast. Das Ergebnis lag bei 1,56, woraus eine Kerbgruppe von $86/1,56 = 55 \text{ N/mm}^2$ resultierte. Die Modellierung bestätigte damit grundsätzlich, dass das objektspezifische Schwalbenschwanzdetail gegenüber der normativen Kerbgruppe ein besseres Verhalten hinsichtlich Ermüdung aufweist. Allerdings sind die Schweißnahtgrößen beim vorliegenden Objekt unregelmäßig, was gemäß Parameterstudie einen Einfluss in der Größenordnung der Verbesserung zum Normdetail hat. Daher wurde auf der sicheren Seite liegend für die weitere Analyse die normative Kerbgruppe 45 N/mm^2 angesetzt.

3.3 Schadensakkumulationsberechnung

Für die Schadensakkumulationsberechnung wurde das Spannungsniveau mit den effektiven Lasten bzw. Typenzügen [10], $1 + \varphi = 1,07$, Lastexzentrizität $1/18$ der Spurweite und dem Stabmodell ermittelt. Die Anzahl Über-

3.4 Rissprüfungen

Um festzustellen, ob bereits Schäden infolge Ermüdung vorhanden sind, wurden Rissprüfungen durchgeführt. Dies erfolgte mittels modifizierter Wirbelstrommessung und wurden stichprobenartig durch klassische magnetinduktive Rissprüfung (MT) bestätigt (Bild 6). Die festgestellten Anzeichen verlaufen generell in Längsrichtung und sind auf den Walzprozess bei der Herstellung und nicht auf die Ermüdungsdetails zurückzuführen.

4 Verstärkungskonzept

Um die rechnerisch ungenügenden Erfüllungsgrade bei den ermüdungskritischen Lamellenenden zu verbessern, werden diese zurückgeschliffen und das stirnseitige Schweißdetail verbessert, indem die Lamelle im Winkel $1:4$ angefast und die bestehende unregelmäßige Schweißnaht ersetzt wird. Dies erhöht die Kerbgruppe auf mindestens 56 N/mm^2 [2]. Des Weiteren kommt das neue Lamellenende in einem Querschnitt zu liegen, welcher in der Vergangenheit noch keine Ermüdungsschädigung erfahren hat, da die Spannungswechsel unter-

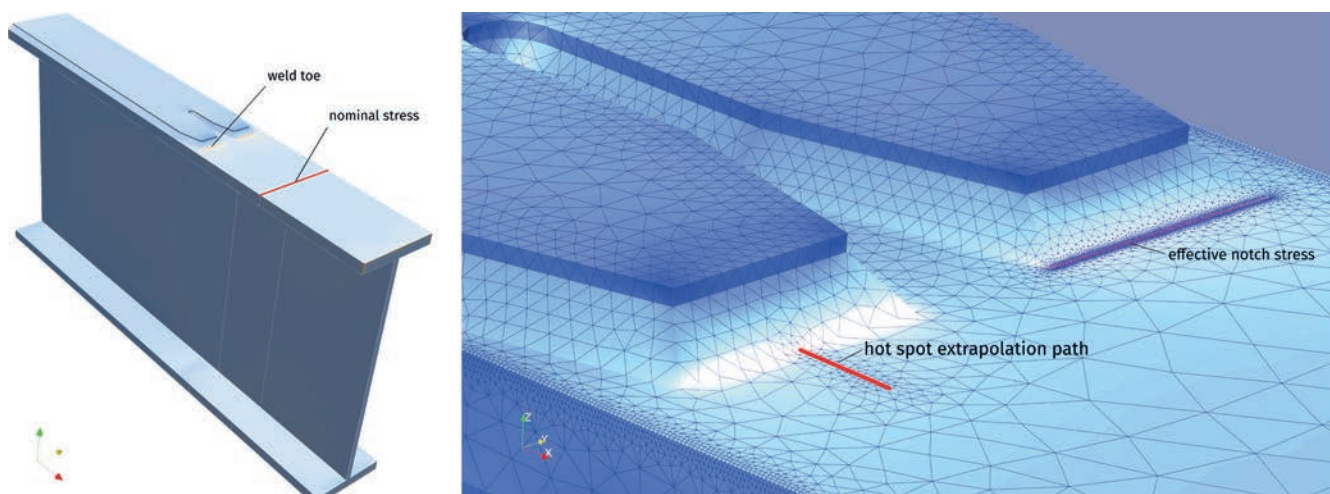


Bild 5: FE-Volumenmodell und Modellierung des Ermüdungsdetails [9]

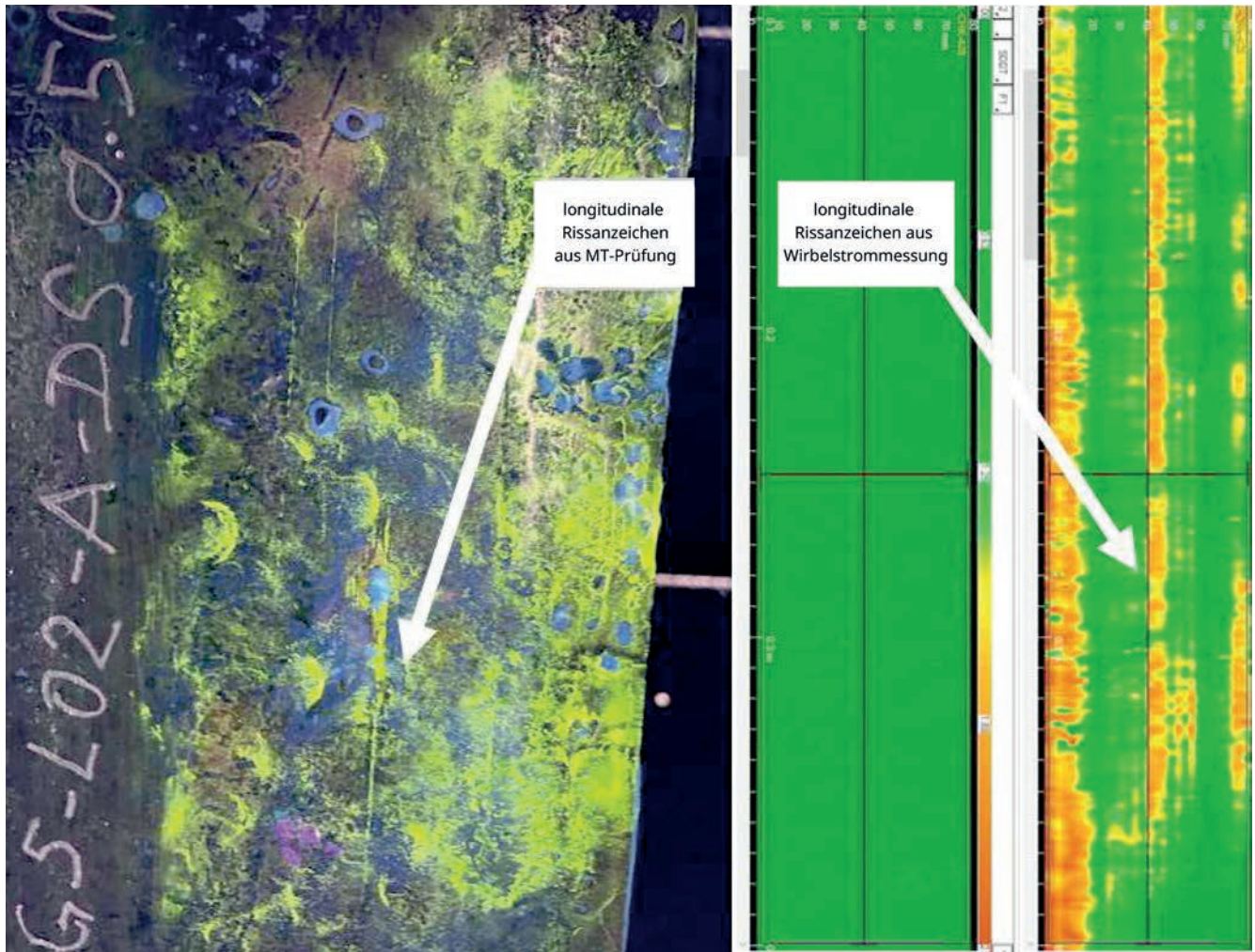


Bild 6: Mittels MT-Prüfung visuell erkennbare Rissanzeichen (links) und Wirbelstrommessung (rechts) Abbildung: Swiss Safety Center AG

halb der Dauerfestigkeit lagen. Mit dieser Maßnahme kann die Sicherheit bzgl. Ermüdung bis mindestens 2050 nachgewiesen werden.

5 Fazit

Im Rahmen detaillierter Untersuchungen an den Sihlbrücken im Hauptbahnhof Zürich konnten die normativ deutlich nicht erfüllten Ermüdungsnachweise mit einer Schadensakkumulationsberechnung basierend auf effektiven Lasten verbessert werden. Für das kritische Ermüdungsdetail, welches sich nicht direkt den Normdetails zuordnen lässt, wurde eine FE-Analyse durchgeführt, um die Kerbgruppe festzulegen. Damit ließ sich der Sanierungsbedarf auf ein Minimum beschränken.

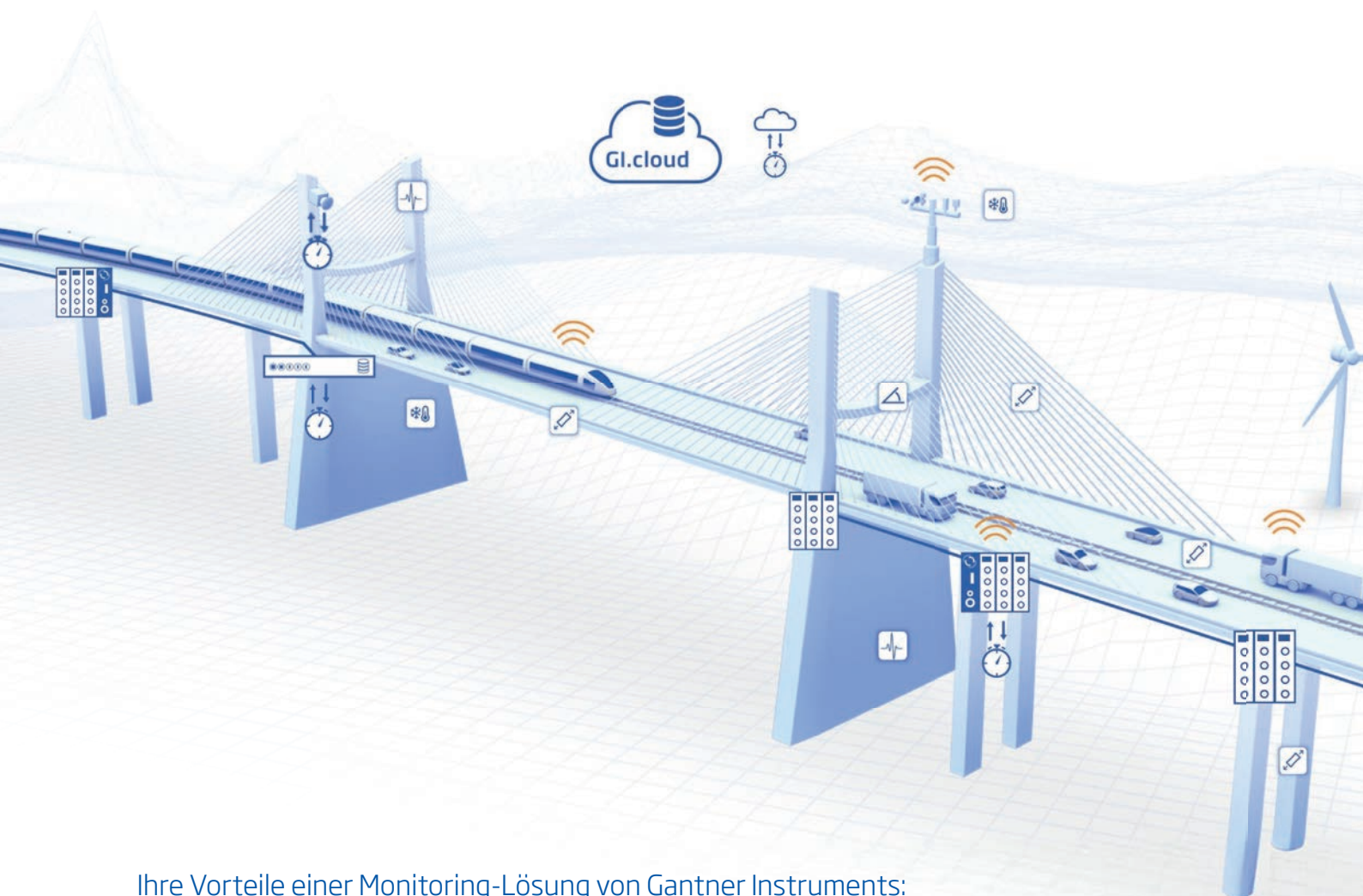
Zusammengefasst sind die Investitionen für die Berechnungen und Untersuchungen im Rahmen der detaillierten Ermüdungsüberprüfung erheblich, lohnen sich aber, um den Sanierungsbedarf einzuschränken – im besten Fall zu vermeiden – und den Wert der bestehenden Infrastruktur zu erhalten.

Literatur

- [1] Swiss Safety Center AG: Werkstoffprüfung, Bericht Nr. 17026977_Rev.1, 25.02.2025.
- [2] SIA 263:2013: Stahlbau.
- [3] SIA 269-1:2011: Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen.
- [4] SIA 261:2020: Einwirkungen auf Tragwerke.
- [5] SIA 269:2011: Erhaltung von Tragwerken.
- [6] terra vermessungen ag: Einbaudokumentation, Nr. 13295.001, 16.03.2023.
- [7] prEN 1993-1-14:2021-09: Eurocode 3: Design of steel structures.
- [8] Hobbacher, A. F.: Recommendations for fatigue design of welded joints and components. Springer, IIW Collection, 2014.
- [9] structurame: Fatigue resistance of the cover-plate reinforcement, Nr. 50186_RP_01-B, 31.01.2025.
- [10] SBB: Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, I-AM 08/02. 29.05.2002.
- [11] Swiss Safety Center: Mobile Rissprüfung, Bericht Nr. 17024067 – Rev. 2, 12.09.2023.

Zustandsüberwachung von Bauwerken / SHM

Wir unterstützen Sie gerne mit unseren umfassenden Lösungen für die Überwachung von Infrastruktur und Bauwerken. Unsere robuste und zukunftssichere Überwachungsplattform ermöglicht nahtlosen Datenzugriff und detaillierte Analysen.



Ihre Vorteile einer Monitoring-Lösung von Gantner Instruments:

- Dezentrales Datenerfassungssystem zur Überwachung für jeden Sensortyp
- Kombination mit drahtlosen Sensoren
- Intelligente Algorithmen zur Datenreduzierung
- Online-Klassierung von Lasten für das Ermüdungsmanagement
- Präzise Erfassung von Rad-/Achslasten, inkl. Video-Aufnahme
- Performante Cloud zum Visualisieren und Analysieren der Daten



Wir können Gerüstbau, Hebetechnik,
Maschinenbau und Stahlbau.

www.teupe.de

1951 - 2026
75
JAHRE

Duisburg-Moers Cölbebrücke



Teupe. Kann nicht jeder.

BRÜCKEN- UND GEBÄUDEÜBERWACHUNG - WIR MACHEN DAS MORGEN SICHERER!

eCrack
RISS - UND DISTANZ
MONITORING



FrimTec
MONITORING SYSTEM

IMS

**JUST SWITCH ON -
EVERYTHING'S UNDER CONTROL!**

Kabelloses Monitoringsystem,
welches physikalische Größen wie
z.B. Rissbreite, Temperatur,
Feuchte, uvm. erfasst,
überwacht und auswertet.

Die Messdaten können
jederzeit und überall über die
Web-Applikation eingesehen,
analysiert und gespeichert werden.

FrimTec bietet die
perfekte Lösung!

FRIMTEC GMBH, WEIDENWEG 1, 86869 OBEROSTENDORF - TEL.: (+49)-8243-960503 - INFO@FRIMTEC.DE

Vershub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr

Josef Teupe | Teupe Gruppe, Stadtlohn

1 Einleitung

Der Ersatzneubau der Cölvebrücke, eine gevoutete Stahlbrücke in Einfeldbauweise, sollte bei laufendem Bahnverkehr über sieben, teilweise elektrifizierte Gleise verschoben werden. Die Teupe Gruppe hat einen derartigen Vershub erstmalig in Deutschland ohne Unterbrechung des Bahnverkehrs durchgeführt. Die Unternehmensgruppe ist auf Ingenieurgerüstbau, Hebetechnik, Maschinenbau und Stahlbau spezialisiert. Im Projekt waren neben dem technischen Büro der Teupe Gruppe die Teupe Infra Gerüstbau GmbH als Vertragspartner sowie die Teupe GmbH für die Stahl- und Maschinenbauleistungen involviert.

2 Verortung des Bauvorhabens

Bereits 1911 wurde zwischen Duisburg und Moers eine Stahlfachwerkbrücke gebaut. Hier überquerte die Straße an der Cölve die Niederrheinstrecke der Deutschen Bahn, die auf 40 m Breite sieben Gleise aufweist. Im Jahr 2017 wurde die Cölvebrücke wegen Baumängeln zu-

nächst für den Autoverkehr gesperrt, 2021 schließlich wegen irreparabler Schäden abgerissen.

Im Jahr 2024 begann der Ersatzneubau an gleicher Stelle. Das neue Bauwerk wurde als gevoutete Stahlbrücke in Einfeldbauweise konstruiert, ist für Kfz- und Fußgängerverkehr ausgelegt und misst 45,5 m in der Länge und 13,45 m in der Breite. Zunächst wurde der 350 t schwere Brückenüberbau auf dem Vormontageplatz auf der Duisburger Seite zusammengebaut. Die vier Schüsse wurden auf acht Turmachsen mit je vier Bati-Schwerlasttürmen errichtet. Es wurden auch ein Vorbau- und ein Nachlaufschubel angefügt. Diese bestanden aus jeweils acht HEB-1000-Profilen mit 22 m Länge, die mit Spannstäben und IPE-600-Profilen ausgesteift wurden, s. Bild 1. Mit diesen kam der Überbau nun auf rund 90 m Länge und 450 t Gewicht.

Im April 2025 begann der Vershub des Überbaus in zehn Phasen. Hierfür wurden fünf der acht Achsen auf dem Vormontageplatz zurückgebaut. Die letzte Achse wurde auf vier *Self-Propelled Modular Transporters* (SPMTs) umgebaut. Diese übernahmen den schrittweisen horizontalen Vershub des Überbaus über die Gleise. Die beiden verbleibenden Achsen wurden mit Vershublagern ausgestattet.

3 Herausforderungen und Lösungen für den Vershub

Der Vershub des Ersatzneubaus sollte so durchgeführt werden, dass der Bahnverkehr ohne Umleitungen und Unterbrechungen weitergeführt werden konnte. Hieraus ergaben sich einige Herausforderungen, die im Folgenden zusammen mit ihren Lösungen vorgestellt werden.

3.1 Vershub der gevouteten Stahlbrücke

Die bogenförmige Unterseite des Überbaus bedingte, dass sich die Auflagewinkel des Überbaus an den Vershubachsen während



Bild 1: Gesamtansicht des Überbaus zu Beginn des horizontalen Verschubs inklusive Vorbau- und Nachlaufschubel; die Bati-Türme sind bereits mit einer Rückverankerung gegen horizontale Lasten ausgesteift
Foto: Teupe Gruppe

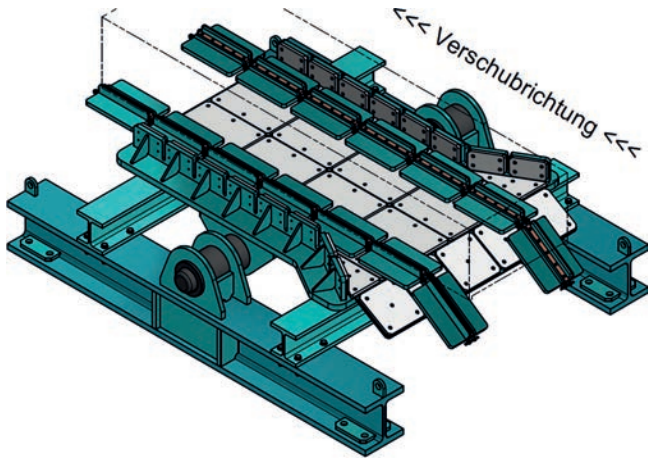


Bild 2: 3D-Zeichnung eines Wippenlagers inklusive Schlitten
Zeichnung: Teupe Gruppe

der Verschubphasen veränderten. Ein flaches Verschiebelager half hier nicht weiter. Also wurden im technischen Büro der Teupe Gruppe Wippenlager entwickelt, die durch ihre schwimmende Lagerung einen flexiblen Auf-lagewinkel des gevouteten Überbaus ermöglichen, Bild 2. Diese wurden in der firmeneigenen Stahlbau- und Maschinenbauwerkstatt gefertigt.

Jede Wippe misst $2,40 \times 3,0$ m und wiegt etwa 5 t. Sie bietet eine Auflagerfläche für Stahlträger von bis zu 1,80 m Breite und besitzt Tragplatten, die trotz einer Materialstärke von 5 cm so flexibel sind, dass sie die Verformungen des Überbaus aufnehmen können, s. Bild 3.

Um die Reibung zwischen dem Überbau und den Wippen zu reduzieren, wurden Platten aus Polyamid auf die Tragplatten der Wippen montiert. Hierdurch konnte in Verbindung mit Schmiermittel ein Reibbeiwert in Kombination mit Stahl von $\mu = 0,03-0,12$ erreicht werden, der mit PTFE vergleichbar ist ($0,03-0,05$). Jedoch weist Polyamid gegenüber PTFE eine etwa sieben- bis achtmal höhere Druckfestigkeit auf und ist die wirtschaftlichere Wahl.



Bild 3: Eines der Wippenlager vor der Montage

Zusätzlich wurden zwischen Überbau und Auflagerfläche Schlitten eingesetzt, die exakt an die Stegbleche des Überbaus angepasst waren. Diese verhinderten ein Einschneiden der nur etwa 2,0 cm breiten vertikalen Überbaubleche in die Wippenauflagerfläche und sorgten für eine bessere Lastverteilung. Die Schlitten wurden kontinuierlich am Ende der Wippe aus- und dann in Verschieberichtung wieder eingeklinkt. Durch eine knochenförmige Verschlingung konnte eine Verringerung des Gewichts bei gleichzeitiger maximaler Gewichtsverteilung erreicht werden.

Zwei spezielle Herausforderungen brachte das hohe Gewicht der tonnenschweren Wippen mit sich. Für die Fertigung mussten spezielle Vorrichtungen konstruiert werden, um die großen Wellen mit der Tragplatte verschweißen zu können. Für die Montage der Wippen auf den Bati-Schwerlasttürmen kamen keine Hebezeuge in Frage – der Überbau lagerte bereits auf den Bati-Türmen, außerdem war der Rangierplatz sehr beschränkt. Deshalb wurden die Wippen mit Kettenzügen an temporär unter dem Überbau montierten Fahrschienen befestigt, hochgezogen und auf den Bati-Türmen positioniert.

Insgesamt wurden zwölf Wippenlager gefertigt, von denen jeweils acht belastet waren, während die restlichen vier auf der nächsten Achse in Verschieberichtung vormontiert waren. Mit diesem rollierenden System konnte der Verschiebung kontinuierlich stattfinden.

3.2 Aufnahme horizontaler und vertikaler Lasten

Während der Montage und des Verschiebens des Überbaus musste dessen Last inklusive Vorbau- und Nachlaufschub aufgenommen werden. Hierfür standen keine Unterbauten zur Verfügung, weswegen Traggerüstkonstruktionen aus Bati-Schwerlasttürmen montiert wurden. Diese bestanden aus HEB-300-Stahlprofilen mit diagonalen Aussteifungen aus Quadratrohren, s. Bild 4. Für die Montage wurden acht Achsen mit jeweils vier Türmen benötigt, für den Verschiebung wurden diese auf drei Achsen zurückgebaut.

Je Stahltrog betrugen die charakteristischen Horizontallasten in Verschieberichtung bis zu 200 kN. Um die Bati-Türme gegen horizontale Lasten zu sichern, wurden diese rückverankert. Die besonders hohen Bati-Türme an der Stelle der alten Widerlager wurden zusätzlich mit HEB-200-Stahlträgern stabilisiert, s. Bild 1.

3.3 Überquerung der Gleise

Der sichere und zügige Verschiebung des Überbaus über die sieben Bahngleise ohne Beeinträchtigung des Bahnverkehrs wurde durch die Kombination aus Verschiebung in überhöhter Lage und

Foto: Teupe Gruppe

den Einsatz von SPMTs als Antrieb realisiert.

Der Überbau überbrückt pfeilerlos eine Distanz von 40 m. Planmäßig ergibt sich ein Durchhang des Überbaus samt Vorbau-schnabel am Punkt der weitesten Auskragung von über 1,50 m. Er wurde deshalb unter Berücksichtigung des erforderlichen, vorgeschrieben und abgestimmten Sicherheitsabstands über den elektrifizierten Bahngleisen auf +5,40 m Höhe verschoben. So konnte sichergestellt werden, dass der Überbau in keiner Vershubphase den Sicherheitsabstand unterschritten hat.

Aus der überhöhten Lage musste der Überbau nach dem Vershub noch in seine Endlage abgesenkt werden. Zur horizontalen Lage-sicherung wurden entsprechend dimensionierte HEB-Profile mit erforderlicher Länge als Führungsträger eingebaut. Überprüft wurde der Arbeitsfortschritt kontinuierlich durch einen Vermesser. Am 16.05.2025 wurde der Überbau dann in seiner vorläufigen Lage über den noch nicht fertiggestellten Unterbauten positioniert.

Für einen zügigen horizontalen Vershub wurden geeignete SPMTs ausgewählt. Diese boten gleich mehrere Vorteile: Schnelligkeit, freier Vershubraum und vertikaler Höhenausgleich. Im Gegensatz zu Litzenhebern mussten keine Elemente über die Vershubstrecke gespannt werden, der Bereich über den Leitungen konnte also frei bleiben. Die SPMTs können um $\pm 0,30$ m in der Höhe verstellt werden, wodurch die Bati-Türme in den Zwischenbauzuständen entlastet und der Durchhang des Überbaus von über 1,50 m ausgeglichen werden konnte.

4 Schluss

Die Vershubarbeiten waren im Mai 2025 abgeschlossen. Die Brücke wurde nach nur 18 Monaten Planungs- und Bauzeit am 17.09.2025 für den Verkehr eröffnet, die Kosten des gesamten Bauprojekts blieben im Rahmen des geplanten Budgets und der Bahnverkehr konnte während der gesamten Bauphase weiter fließen.

Dank der Synergieeffekte und Verzahnung unserer Leistungsbereiche konnten Lösungen für komplexe Herausforderungen gefunden werden, wie etwa die Nutzung von temporären Unterbauten für die horizontale und vertikale Lastaufnahme, der Vershub in überhöhter Lage sowie der Einsatz von SPMTs. Durch die Entwicklung der Wippenlager konnte der horizontale und vertikale Vershub der gevouteten Cölvebrücke während des

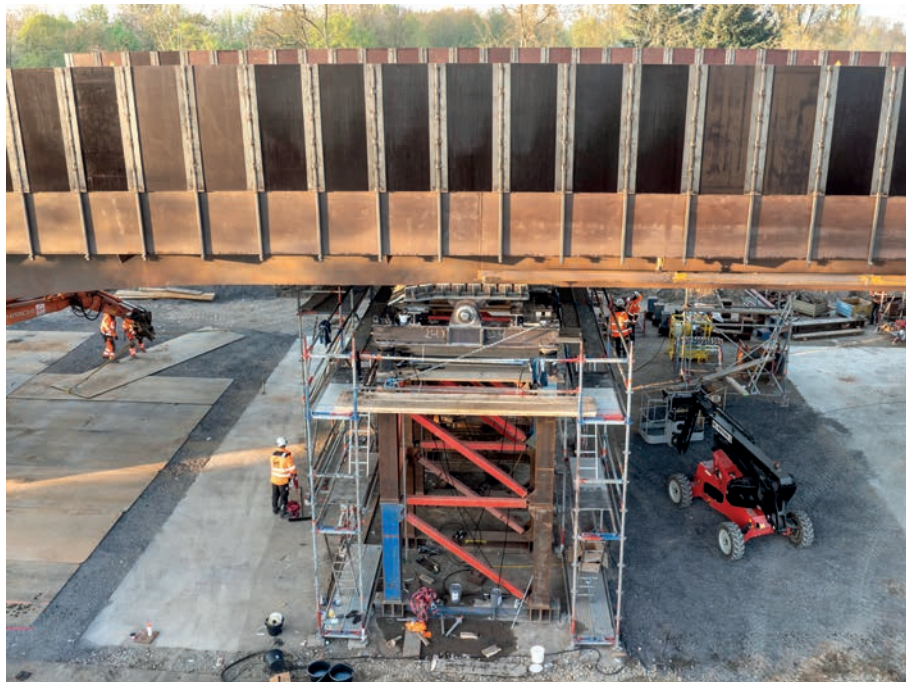


Bild 4: Beispielhafte Vershubachse unter Last mit Wippenlagern auf den Bati-Türmen

Foto: Teupe Gruppe

laufenden Bahnverkehrs erfolgreich, sicher und zügig durchgeführt werden. Diese Technologie ist durch die breite Auflagerfläche der Wippen und die optionalen Schlitten flexibel für zukünftige Projekte einsetzbar.

Danksagung

Der Autor bedankt sich bei der IHT Bochum und der STRABAG Essen für die gute Zusammenarbeit und ihr Vertrauen in die Leistungen der Teupe Gruppe. Weiterer Dank gilt allen Beteiligten und allen beteiligten Mitarbeitenden der Teupe Gruppe für die hervorragende Teamarbeit.

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



Industriedenkmal EUREF-Gasometer Berlin -
Korrosionsschutz



Friedensbrücke Magdeburg –
Kunst-Skulptur „Für Daphne“

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

Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken

Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte | BTU Cottbus-Senftenberg

1 Herausforderungen im Umgang mit historischen Stahlbrücken

Als Elemente der Netzinfrastruktur sind Eisenbahnbrücken für die Mobilität auf der Schiene unverzichtbar und gewährleisten die Funktionsfähigkeit des Schienennetzes. Brücken erfüllen dabei nicht nur eine funktionale Rolle, sie prägen den öffentlichen Raum oft langfristig stärker als andere Infrastrukturbauwerke. Etwa 10 % der stählernen Bahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn wurden zwischen 1880 und 1920 errichtet und viele werden bis heute meist ohne Einschränkungen genutzt [1].

Der Umgang mit historischen, stählernen Bahnbrücken ist komplex. Die unzureichende Instandhaltung und Investitionstätigkeit, insbesondere der 2000er Jahre, führt heute dazu, dass nach Angaben der DB etwa drei Viertel der stählernen Bahnbrücken in einem Zustand sind, der umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich macht [2]. Dabei sind die Planungs- und Genehmigungsprozesse von der Vorstellung dominiert, dass nur ein Ersatzneubau langfristig den Schienenverkehr sichern könne. In den letzten zwanzig Jahren wurden so rund 1.400 historische Stahlbrücken durch Neubauten ersetzt [3], [4]. Obwohl die technischen sowie finanziellen Voraussetzungen grundsätzlich gegeben sind, werden Erhaltungsoptionen häufig mit technischen und wirtschaftlichen Argumenten zurückgewiesen. Hartnäckig halten sich Narrative, die historische Brücken auf „alt = schlecht = unsicher“ reduzieren. Neubauzentrierte Regelwerke, monodisziplinäre Ausbildungsinhalte sowie festgefahrene Strukturen und Abläufe fördern diese Fixierung auf Neubauten. Das Fehlen einer frühzeitigen und offenen Abwägung in den Planungsstrukturen der DB InfraGO AG führt häufig zu konfliktreichen Aushandlungsprozessen mit Stakeholdern wie Denkmalschutz-

behörden oder der Öffentlichkeit, die ihre Positionen erst im Rahmen der Genehmigungsplanung einbringen können, jedoch kein Vetorecht besitzen [5]. Einwendungen dieser Träger öffentlicher Belange führen nur selten zu Planänderungen, da eine ergebnisoffene Variantenprüfung aufgrund früher getroffener Entscheidungen und der damit verbundenen Finanzierungsart nicht mehr möglich ist. Die späte Partizipation führt dabei nicht nur zu verhärteten Fronten zwischen den Beteiligten, sondern auch zu Planungsverzögerungen und Mehrkosten.

Dabei bieten der Erhalt und die Weiternutzung historischer, stählerner Bahnbrücken nicht nur aus Sicht der in ihnen gespeicherten „goldenen Energie“, einem Schlagwort für den immateriellen, kulturellen Wert, enormes Potenzial, sondern auch hinsichtlich des ökologischen Pendants der grauen Energie, die für die in der Bausubstanz gespeicherte Lebenszyklusenergie steht [6], [7]. Der Erhalt bestehender Brückenbauwerke kann auch wirtschaftliche Vorteile bringen, etwa durch geringere Baukosten, positive Effekte für lokale Wirtschaftszweige und die Stärkung des Unternehmensimages, das nachweislich den wirtschaftlichen Erfolg von Unternehmen beeinflusst [8]–[11].

2 Weiterbauen statt Ersatzneubauen

Die Weiternutzung vorhandener Bausubstanz (Suffizienz) leistet einen zentralen Beitrag zu einer nachhaltigen Bauwirtschaft. Denn Effizienz- und Konsistenzstrategien, insbesondere durch den Einsatz innovativer Technologien, klimafreundlicherer Baustoffe und die Förderung der Kreislaufwirtschaft, auf die das Bauwesen bisher zur Erreichung der Klimaziele setzte, reichen

allein und in Kombination nicht aus, um das Bauwesen ausreichend zu dekarbonisieren. Ein Bauerhalt im Sinne des Weiterbaus bietet eine dritte Alternative zu den bisherigen binären Entscheidungen zwischen Erhalt und Neubau, die bislang nur unzureichend umgesetzt wird. Durch den Austausch oder die Erhaltung problematischer Bauteile bei gleichzeitigem Erhalt unkritischer Komponenten lässt sich die Funktionalität sichern und

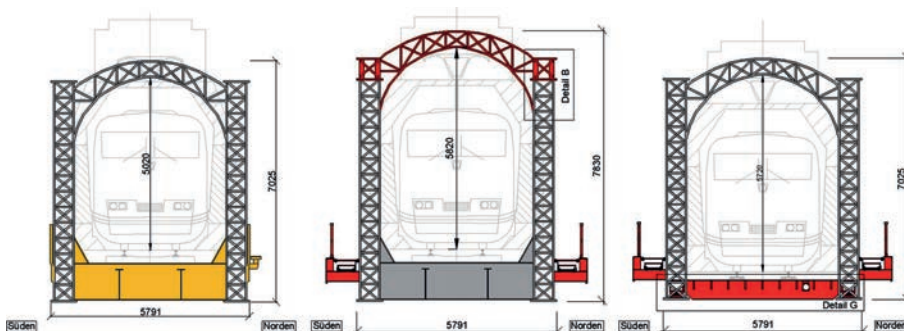


Bild 1: Vergleich von Interventionsvarianten am Beispiel der Eisenbahnbrücke Langenargen; links: Bestand, Mitte: Lichtraumvergrößerung durch Hochsetzen des oberen Querträgers, rechts: Lichtraumvergrößerung durch Austausch der Fahrbahn Zeichnung: Clara Jiva Schulte

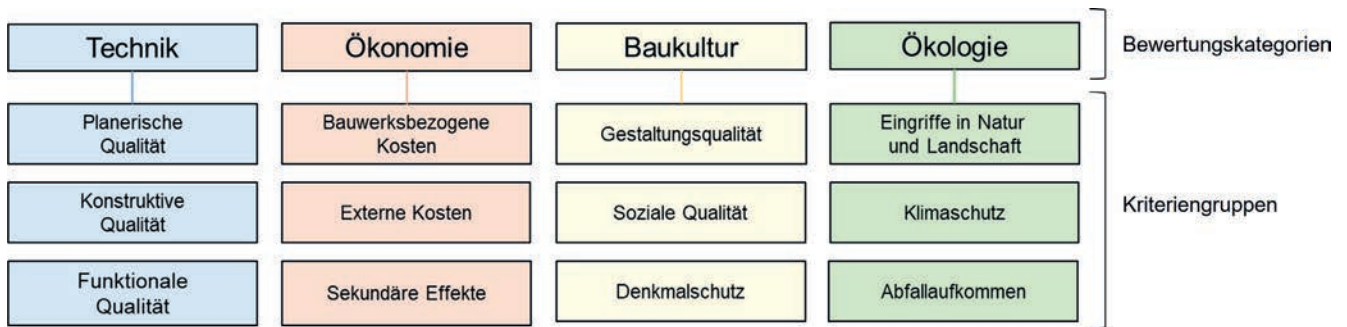


Bild 2: Bewertungskategorien und Kriteriengruppen zur ganzheitlichen Bewertung denkmalgeschützter, stählerner Bahnbrücken

Grafik: Clara Jiva Schulte

zum Teil die Leistungsfähigkeit der Brücken sogar steigern (Bild 1).

Suffizienz bedeutet nicht Verzicht, sondern gezielte Maßnahmenplanung unter Berücksichtigung von Wirtschaftlichkeit, Denkmalpflege und Ökologie. Auch Ersatzneubauten können dabei in bestimmten Schadensfällen technisch, wirtschaftlich oder betrieblich sinnvoll sein, sollten jedoch nicht die Standardlösung darstellen. [5], [12]–[14] Um das Weiterbauen als ergänzende Maßnahme im Instandhaltungsspektrum zu etablieren, sind umfassende Anpassungen in Abläufen sowie in rechtlichen und finanziellen Rahmenbedingungen erforderlich, da das Vorgehen bei historischen Bau- und Tragwerken einen deutlich anderen Ansatz als bei Neubauten verlangt. [14]–[17]

3 Neue Maßstäbe für die Entscheidungsfindung

Eine zukunftsfähige Strategie für den Umgang mit historischen stählernen Bahnbrücken, die den Brückenbestand sichert und zugleich die Funktionsfähigkeit und Sicherheit des Eisenbahnnetzes gewährleistet, erfordert eine gleichwertige Integration technischer, ökonomischer, ökologischer und baukultureller Kriterien in die Planungsprozesse, sodass die Anforderungen aller maßgeblichen Stakeholder frühzeitig auf einer gemeinsamen Grundlage zusammengeführt werden können. Einen Beitrag hierzu liefert ein Forschungsprojekt im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms „Kulturerbe Konstruktion“. Unter dem Titel „Stählerne Bahnbrücken als Erbe der Hochmoderne – Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung zwischen Instandsetzung und Erneuerung“ (Projektleitung: Prof. Dr.-Ing. Werner Lorenz) wurden am Beispiel zwischen 1880 und 1920 errichteter, denkmalgeschützter, stählerner Bahnbrücken Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung erarbeitet [18].

3.1 Methodik

Durch die gleichberechtigte Einbeziehung technischer, wirtschaftlicher, baukultureller und ökologischer Kriterien entstand eine umfassend parametrisierte Bewertungsmethodik. Sie ermöglicht unter Berücksichtigung entscheidungs- und wissenschaftstheoretischer Über-

legungen eine systematische Gegenüberstellung von Vorentwurfsvarianten für denkmalgeschützte, stählerne Bahnbrücken. Eine digitale Maske in Microsoft Excel mit dynamisch anpassbaren Steuerungsparametern erlaubt einen iterativen Entscheidungsprozess. Jede getroffene Entscheidung bleibt dabei nachvollziehbar und der Einfluss einzelner Anforderungen kann in Relation zu den übrigen Kriterien überprüft werden. Die Möglichkeit, projektspezifische Randbedingungen zu berücksichtigen, einzelne Kriterien direkt zu gewichten und übergeordnete Planungsziele auszuwählen, führt zu einer projektindividuellen Entscheidungsunterstützung und reduziert intuitive Entscheidungen. Die auf dieser Grundlage ausgewählte Vorzugsvariante gewinnt durch die Einbeziehung der Stakeholder an Legitimation und steigert Planungs- und Kostensicherheit.

Die der Entscheidungshilfe zu Grunde gelegten Kriterienkataloge in den vier Bewertungskategorien Technik, Ökonomie, Baukultur und Ökologie wurden auf Basis bestehender Sammlungen aus dem Hoch- und Straßenbrückenbau erstellt (u. a. [19]–[21]) und um Aspekte des Bahnbrückenbaus, Bauerhalts und Denkmalschutzes erweitert (Bild 2). Unter der Voraussetzung, dass jede untersuchte Variante über die vorgesehene Nutzungszeit trag- und ermüdungssicher ist und bleibt, umfasst die Bewertungskategorie Technik die Qualität der Planung, Konstruktion und Funktion der Varianten. Die Ökonomie berücksichtigt die Lebenszykluskosten sowie sekundäre wirtschaftliche Effekte. Die Bewertungskategorie Baukultur beinhaltet neben denkmalpflegerischen auch allgemeingültige ästhetische und soziale Aspekte. Im Rahmen der Bewertungskategorie Ökologie werden sowohl Eingriffe in Natur und Landschaft als auch Ressourcenverbrauch und Emissionen über den Lebenszyklus bewertet.

3.2 Fallstudien

An insgesamt vier Fallstudien in Sachsen, Baden-Württemberg und Schleswig-Holstein erfolgte die Validierung und Weiterentwicklung der Entscheidungshilfe sowie ihrer Bewertungskriterien. Grundlage waren reale Projekte im Netz der Deutschen Bahn AG, die zum Zeitpunkt der Untersuchung abgeschlossen oder nahezu abgeschlossen waren. Drei der betrachteten Brücken wurden in der Praxis durch Ersatzneubauten ersetzt, eine durch einen teilweisen Neubau. Um jeweils drei

Varianten miteinander vergleichen zu können, wurden für jede Fallstudie zwei zusätzliche Interventionsstrategien entwickelt, die sich überwiegend am einem modularen Weiterbauansatz orientieren.

3.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Fallstudien lassen sich auf mehreren Ebenen diskutieren. Die Anwendung der Entscheidungshilfe zeigte, dass die häufig postulierte unanfechtbare Überlegenheit eines Ersatzneubaus nicht bestätigt werden kann, selbst wenn baukulturelle und ökologische Gesichtspunkte kaum gewichtet und weitgehend unberücksichtigt bleiben. Auch wenn die traditionellen Kategorien Technik und Ökonomie stark gewichtet werden, erweisen sich modular angelegte Teilerhaltungslösungen oft als gleichwertig oder sogar überlegen. Bei angemessener Berücksichtigung baukultureller und ökologischer Kriterien sind sie dem Neubau i. d. R. überlegen (Bild 3).

Die Quantifizierung umweltbezogener Wirkungsindikatoren macht das erhebliche ökologische Potenzial des Bestands deutlich. So zeigte der Vergleich des Treibhausgaspotenzials (Bild 4), dass ein Ersatzneubau etwa vier- bis fünffach höhere CO₂-Emissionen verursacht als die entsprechenden Erhaltungsoptionen. Auf Objektebene verdeutlichten die Fallstudien die prozessualen Defizite in der aktuellen Planungspraxis. Ersatzneubauten wurden oft als Standardlösung betrachtet, Erhaltungsoptionen wurden spät und oberflächlich geprüft, fundierte Bestandsanalysen fehlten und die Partizipation öffentlicher Stellen erfolgte zu spät.

4 Fazit und Ausblick

Das Forschungsprojekt und die zugehörige Dissertation [18] verdeutlichen die Bedeutung einer ganz-

heitlichen Betrachtung im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken und liefern einen praxisorientierten Beitrag zur nachhaltigen Transformation des Eisenbahnbrückenbaus. Es konnte gezeigt werden, dass ein frühzeitig und partizipativ integriertes Bewertungsverfahren unter Einbeziehung technischer, ökonomischer, ökologischer und baukultureller Kriterien zielführend ist. Die Arbeit verbindet verschiedene Themenfelder zu einem neu konzipierten, disziplinübergreifenden Bewertungssystem und stellt damit ein Hilfsmittel bereit, das objektivere Bewertungen von Interventionsvarianten erlaubt. Gleichzeitig machen die Fallstudien deutlich, dass die gängige Praxis des Abrisses und Ersatzneubaus aus Sicht der Nachhaltigkeit nicht weiter haltbar ist. Trotz des Potenzials der Entscheidungshilfe zeigten Fallstudien Unschärfen in Systematik, Kriterienaufbau und Bewertungsansätzen. Für eine praxisgerechte Nutzung sollten diese Punkte in weiteren Untersuchungen an realen Projekten vertieft werden.

Variante 1: Ersatzneubau, Variante 2: Teilaustausch, Variante 3: Instandsetzung

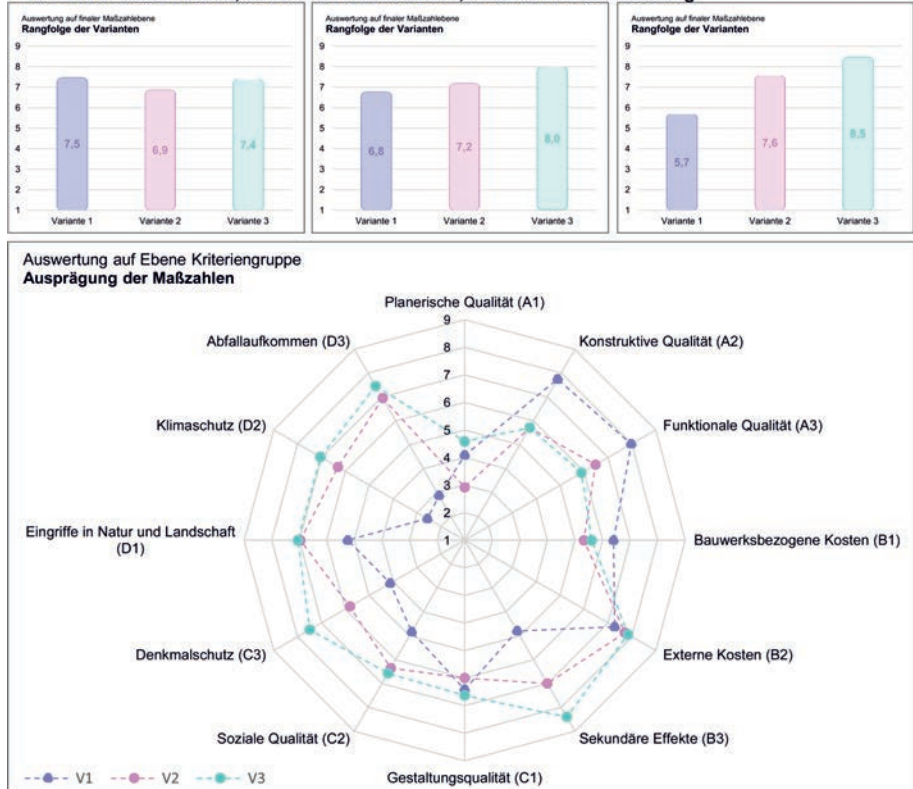


Bild 3: Auswertung der synoptischen Bewertung; oben auf Ebene der finalen Maßzahlen, unten auf Ebene der Kriteriengruppen
Grafik: Clara Jiva Schulte

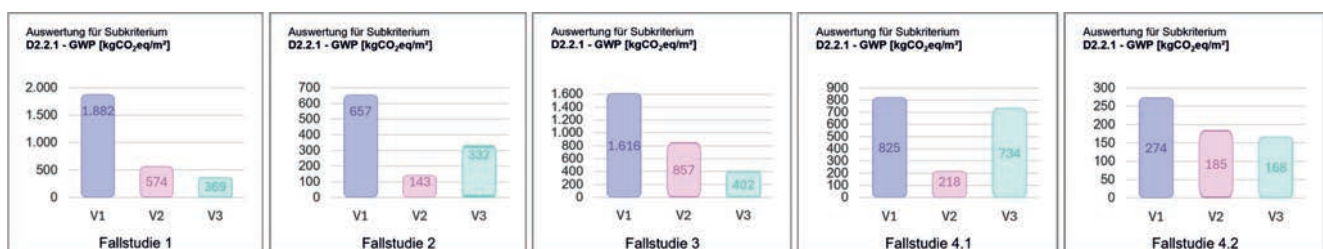


Bild 4: Gegenüberstellung des Treibhausgaspotenzials für die Fallstudien mit V1 = Variante 1, V2 = Variante 2 und V3 = Variante 3

Grafik: Clara Jiva Schulte

Dank

Die Arbeit wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 2255 „Kulturerbe Konstruktion“ als Teilprojekt A2 gefördert. Ein besonderer Dank gilt den Mitarbeiter:innen der DBInfraGOAG für ihre Unterstützung im Projekt.

Literatur

- [1] Naraniecki, H.; Marx, S.: Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken. In: Lohaus, L.; Haist, M.; Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zur 7. DAfStb-Jahrestagung in Hannover, 2019, S. 103–118. <https://doi.org/10.15488/5532>
- [2] DB InfraGO AG (Hrsg.): Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung. Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2023. Zugriff am 22.12.2024. https://www.eba.bund.de/SharedDocs/Downloads/DE/Finanzierung/IZB/IZB_2023.pdf?__blob=publicationFile&v=2
- [3] Lemaitre, C.: Lasst uns einfach anfangen! Die globalen Herausforderungen werden nur mit konkretem Handeln gelöst. In: Hauke, B. (Hrsg.): Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz. Konstruktive Lösungen für das Planen und Bauen. Aktueller Stand der Technik, Berlin: Ernst & Sohn, 2021, S. 18–26.
- [4] Krafczyk, C.; Reinäcker, M.: Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz. Ein Forschungsprojekt zwischen Denkmalpflege und Ingenieurwissenschaften. In: Eisenbahndenkmalpflege. Dokumentationsband, Zürich: Schwabe Verlag, 2024, S. 173–180.
- [5] Lorenz, W.: Der Chemnitztalviadukt. Baukultur entsorgen – oder entwickeln? Vortrag gehalten auf dem 15. Bautechnik-Forum, 18.03.2016 in Chemnitz.
- [6] Bundesstiftung Baukultur; Nagel, R. (Hrsg.): Baukulturbericht 2022/23. Neue Umbaukultur, Potsdam: Bundesstiftung Baukultur, 2023.
- [7] Fürst, A.: Erhalten oder ersetzen? In: Curbach, M.; Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 32. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden 2023, S. 41–47.
- [8] Neubauer, M.: Image und ökonomischer Erfolg der Deutschen Bahnen – eine verkehrshistorische Analyse. Diss., TU Dresden, 2013.
- [9] BAK (Hrsg.): Davos Qualitätssystem für Baukultur. Acht Kriterien für eine hohe Baukultur. Schweizer Bundesamt für Kultur, 2021.
- [10] Harzenetter, M.; Haspel, J.; Hesse, F. P.; Karg, D.: Leitbild Denkmalpflege. Zur Standortbestimmung der Denkmalpflege heute. 2. Aufl., Petersberg: Michael Imhof Verlag, 2016.
- [11] Peters, T. J.; Waterman, R. H.: Auf der Suche nach Spitzenleistungen. Was man von den bestgeführten US-Unternehmen lernen kann. 9. Aufl., Redline Wirtschaft, 2003.
- [12] Brühwiler, E.: ‚Veredeln‘ als Ingenieurkonzept in der Denkmalpflege von Brücken. In: Froschauer, E. M.; Lorenz, W.; Rellensmann, L.; Wiesener, A. (Hrsg.): Vom Wert des Weiterbauens. Konstruktive Lösungen und kulturgeschichtliche Zusammenhänge, Bd. 4, Basel: Birkhäuser, 2020, S. 109–116.
- [13] Nelles, D.; Serrer, C.: Machste Dreckig – Machste Sauber. Die Klimalösung. Friedrichshafen: Penguin Verlag, 2021.
- [14] Lorenz, W.: Von der Notwendigkeit des Weiterbauens – und warum es im Brückenbau anscheinend so schwierig ist. In: Froschauer, E. M.; Lorenz, W.; Rellensmann, L.; Wiesener, A. (Hrsg.): Vom Wert des Weiterbauens. Konstruktive Lösungen und kulturgeschichtliche Zusammenhänge, Bd. 4, Basel: Birkhäuser, 2020, S. 117–130.
- [15] Lorenz, W.; Schulte, C. J.: Vom Wert des Alten. In: DB InfraGO AG (Hrsg.): Eisenbahnbrücken. Revitalisierung, Roßdorf: Verlag edition-tz.de, 2024, S. 32–43.
- [16] Lorenz, W.: Bausystem und Tragwerk – Stahl. DenkmalPraxisModerne Online, 2009.
- [17] Bundesstiftung Baukultur; Nagel, R. (Hrsg.): Baukulturbericht 2024/25. Infrastrukturen, Potsdam: Bundesstiftung Baukultur, 2024.
- [18] Schulte, C. J.: Stählerne Bahnbrücken als Erbe der Hochmoderne. Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung zwischen Instandsetzung und Erneuerung. Diss., BTU Cottbus-Senftenberg, 2025. <https://doi.org/10.26127/BTUOpen-7218>
- [19] FOGIB (Hrsg.): Ingenieurbauten – Wege zu einer ganzheitlichen Betrachtung. Abschlussbericht der DFG-Forschergruppe FOGIB an der Universität Stuttgart. Bd. III – Bewertung, Universität Stuttgart, 1997.
- [20] BMI (Hrsg.): Leitfaden Nachhaltiges Bauen – Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden. 2019.
- [21] Gerber, H.: Bewertung der Qualität von Tragwerken. Berlin: Logos Verlag, 2010.



**Wir machen
Infrastruktur
zukunftssicher.**

NECKARTALBRÜCKE HORB

Sprechen Sie mit uns am Stand Nr. 63, Halle 2, Messe Dresden.

VORSPANNTÉCHNIK | SCHRÄGSEILSYSTEME | MONITORING | VERSTÄRKUNG



Transforming society together

Willkommen bei Sweco!

Europas größtes Architektur- und Ingenieurbüro bietet Ihnen alle Vorteile eines skandinavischen Konzerns mit über 23.000 Expert*innen aller Fachrichtungen.

Bei uns steht der Mensch im Mittelpunkt: Wir fordern und fördern unsere Mitarbeitenden und geben ihnen alle Voraussetzungen, die sie benötigen, um fachlich und persönlich zu wachsen.

Wir haben über 35 Standorte in Deutschland – arbeiten Sie dort, wo Sie leben! Flexible Arbeitszeiten und Einsatzorte sind genauso selbstverständlich wie umfangreiche Benefits und individuelle Lösungen zur Vereinbarkeit von Beruf und Familie.

Wenn Sie Lust auf einen anspruchsvollen Job haben, dann sollten wir uns kennenlernen.



www.sweco-gmbh.de

EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein

Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis | Sweco GmbH, Frankfurt am Main

Dipl.-Ing. Martin Ludwig | Sweco GmbH, Düsseldorf

1 Warum nachhaltiges Bauen im Bereich der Infrastruktur wichtiger denn je ist

Infrastrukturbauwerke, insbesondere Brücken, prägen unsere Verkehrsnetze, verbinden Regionen und sind zugleich mit hohem Material-, Energie- und Flächeneinsatz verbunden. Der anhaltende Klimawandel, Ressourcenknappheit sowie wachsende Anforderungen an Lebensqualität, Stadt- und Landschaftsbild und Biodiversität drücken der Bau- und Ingenieurbranche in besonderer Weise ihren Stempel auf. Nachhaltiges Bauen ist entscheidend, um Klimaziele zu erreichen und die Umwelt zu schützen. Die Infrastruktur ist ein wesentlicher Hebel, da sie ein großer CO₂-Emittent ist.

Dabei enthält der Begriff Nachhaltigkeit für den Infrastrukturbereich weit mehr als nur CO₂-Bilanz oder Wirtschaftlichkeit. Er umfasst auch Aspekte wie Flächenverbrauch, Eingriffe in Natur- und Schutzräume, Transport- und Montagewege, Lebensdauer von Bauwerken, Nutzwert für Mensch und Umwelt sowie soziale Akzeptanz. Die Nutzungsdauer moderner Brücken beträgt oft mehrere Jahrzehnte und damit rücken Betriebskosten, Wartung, Rückbau oder Weiterentwicklung stärker in den Fokus. Hinzu kommt, dass Neubauten oft mit einem hohen Eingriff in Bestandsinfrastruktur und Landschaft einhergehen. Die Frage nach Ertüchtigung, Bestandserhalt oder Umnutzung gewinnt zunehmend an Bedeutung und macht nachhaltiges Bauen im Bereich der Infrastruktur heute wichtiger denn je; nicht zuletzt, um ökologische, wirtschaftliche und soziale Ziele in Einklang zu bringen und langfristig tragfähige Lösungen zu schaffen.

2 EcoBuild Evaluator unterstützt nachhaltiges Bauen im Ingenieurbereich

Der EcoBuild Evaluator ist ein von Sweco entwickeltes Bewertungstool, mit dem Nachhaltigkeit im Ingenieurbau, vor allem bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauwerken, mess- und vergleichbar gemacht wird. Wesentliche Merkmale und Leistungsbausteine lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Zielsetzung. Das Tool hilft Planenden, Bauherr*innen und Entscheidungsträger*innen bereits in frühen Projektphasen, die Auswirkungen geplanter Maßnahmen hinsichtlich ökologischer, ökonomischer und sozialer Nachhaltigkeit transparent zu erfassen, Varianten zu vergleichen und fundierte Entscheidungen zu treffen.

Bewertungskriterien. Der EcoBuild Evaluator betrachtet sechs zentrale Kriterien nachhaltiger Planung:

1. Klimaschutz (z. B. CO₂-Bilanz, Materialwahl, Energiebedarf),
2. Umwelt (z. B. Schutz der Biodiversität, Eingriffe in Flora und Fauna),
3. Suffizienz (z. B. Flächennutzung optimieren, Bestand erhalten, Umnutzung statt Neubau),
4. zirkuläre Wertschöpfung (Ressourcenschonung, Wiederverwendung),
5. positive Räume mit Fokus Mensch (z. B. Aufenthaltsqualität, soziale Integration, Baustellenverträglichkeit),
6. Baukultur (Gestaltung, Kontextbezug, kultureller Wert).

Funktionsweise. Das Tool arbeitet in einer Matrixstruktur, in der Planungsvarianten anhand dieser Kriterien bewertet werden. Es erlaubt einen strukturierten Variantenvergleich: Wo liegen Stärken und Schwächen einzelner Lösungen? Welche Variante erzielt in der Gesamtsicht das beste Ergebnis? Dabei kommt der EcoBuild Evaluator schon in frühen Planungsphasen zum Einsatz, z. B. bei Machbarkeitsstudien, Standortbewertungen, Variantenanalysen – also dort, wo nachhaltige Entscheidungen besonders wirksam sind.

Mehrwert im Ingenieurbereich. Durch diese Methodik wird Nachhaltigkeit kein Nice-to-have, sondern integraler Bestandteil der Planung. Schadensfälle durch nachträgliche Änderungen oder kostenintensive Korrekturen können vermindert werden. Gleichzeitig wird der Blick auf die gesamte Lebensdauer des Bauwerks gelenkt und somit nicht nur auf die Bauphase, sondern auf Betrieb, Instandhaltung und Rückbau bzw. Umnutzung. So unterstützt der EcoBuild Evaluator nachhaltig orientierte Ingenieurbauprojekte.

3 Effektiver Einsatz in Projekten und Szenarien

Der Einsatzbereich des Tools lässt sich an verschiedenen typischen Szenarien im Ingenieurbau skizzieren:

- **Machbarkeitsstudien und Variantenvergleich:** Schon in der frühen Phase eines Infrastrukturprojektes, etwa bei der Standortwahl einer Brücke oder der Entscheidung zwischen Neubau oder Sanierung, kann

der EcoBuild Evaluator eingesetzt werden, um die nachhaltigste Lösung auszuwählen.

- **Bestand vs. Neubau:** Wenn geprüft wird, ob eine bestehende Brücke ertüchtigt oder durch einen Neubau ersetzt werden soll, kann das Tool helfen, die Optionen hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Ressourcenverbrauch, Umwelteingriff und Betriebskosten gegeneinander abzuwägen.
- **Material- und Bauweisenwahl:** Im Ingenieurbau sind die Wahl von Baustoffen (z. B. Stahl vs. Verbundbau vs. Beton), die Montagelogistik, der Transportaufwand sowie der Rückbau bzw. Ersatz entscheidende Faktoren. Der EcoBuild Evaluator berücksichtigt solche Aspekte wie indirekte Emissionen, Baustellenlogistik oder Materialkreisläufe.
- **Umwelt- und Sozialverträglichkeit bei komplexen Lagen:** In Gebieten mit empfindlichen Natur- bzw. Schutzräumen (z. B. Flussauen, Vogelschutzgebiete) oder in dicht bebauten Stadt- bzw. Flussräumen kann das Tool Verfahrensalternativen hinsichtlich Umweltwirkung und Anwohnerverträglichkeit bewerten.
- **Innovations- und Erweiterungsszenarien:** Wenn über den reinen Neubau hinaus Zusatznutzungen integriert werden sollen (z. B. Rad-/Fußwege, Umnutzung von Bestandsbauwerken), hilft das Tool bei der Bewertung kreativer und zukunftsorientierter Lösungen. So wird nicht allein der Bau betrachtet, sondern auch der Mehrwert für Nutzer*innen, Umwelt und Gesellschaft.

Mit Blick auf diese Anwendungsszenarien lässt sich festhalten: Der EcoBuild Evaluator ist dort besonders effektiv, wo komplexe Ingenieurbauwerke geplant werden, die langlebig sein sollen, vielfältige Nutzungs- und Umwelanforderungen erfüllen müssen und wo Variantenentscheidungen frühzeitig getroffen werden sollen.

4 Suffizienz und Bestandserhalt statt reinem Neubau

Ein zentrales Leistungsmerkmal des EcoBuild Evaluators ist die explizite Berücksichtigung des Kriteriums Suffizienz. Das Tool fragt aktiv danach, ob bestehende Strukturen weiterentwickelt oder umgenutzt werden können, statt automatisch einen Neubau anzustreben. Zentrale Fragestellungen sind: „Welche Nutzungspotenziale stecken im Bestand?“ oder „Lohnt sich die Ertüchtigung?“

Durch Bewertung der Flächennutzung, Materialverbrauchsreduktion und Ressourcenschonung wird ein Neubau erst dann als sinnvoll betrachtet, wenn gegenüber einer Lösung mit Bestand eine klare Verbesserung hinsichtlich der Nachhaltigkeit möglich ist. Der Fokus liegt nicht nur auf dem Neubau, sondern auf dem gesamten Lebenszyklus: Bau, Betrieb, Instandhaltung, Rückbau oder Weiterentwicklung. So kann etwa eine Variante mit Bestandserhalt über den Lebenszyklus besser abschneiden als ein Neubau mit hohem Material- und Energieaufwand. Damit trägt das Tool zur Ressourcenschonung und zur Vermeidung von überdimensionierten Neubauprojekten bei. Da Umwelt- und Biodiversitätsbelange integraler Bestandteil des EcoBuild Evaluators sind und dieser bereits in frühen Phasen eingesetzt wird, werden auch Umweltbelange früh berücksichtigt statt erst nach der eigentlichen Planung, was Umweltrisiken und -eingriffe reduziert.

5 Beispielprojekt Rheinbrücke Schierstein

Anhand der Rheinbrücke Schierstein (Bild 1), ein Projekt der Sweco GmbH, lässt sich illustrieren, wie der EcoBuild Evaluator in der Praxis Wirksamkeit entfalten kann.



Bild 1: Rheinbrücke Schierstein

© Frank Heinen, Sweco GmbH



Bild 2: Unter dem Kragarm angebrachter Fuß- und Radweg
© Frank Heinen, Sweco GmbH

Die Brücke verbindet Wiesbaden und Mainz im Zuge der A 643. Mit einer Länge von rund 1.280 m ist sie die längste hessische Straßenbrücke. Die Planungs- und Bauleistung erfolgte unter intensiver Berücksichtigung von Umwelt-, Nutzungs- und Gestaltungsanforderungen. So wurde z. B. ein unter dem Kragarm angebracht Fuß- und Radweg vorgesehen, der Fußgänger*innen und Radfahrenden eine ruhige Verbindung über den Rhein ermöglicht, und dies weitgehend getrennt vom Autoverkehr (Bild 2).

Durch die Wahl einer langlebigen Stahlkonstruktion (Bild 3) mit vorgefertigten Bauteilen und innovativen Montageverfahren wurden eine hohe Qualität und reduzierte Bauzeit erreicht – relevante Aspekte auch für das Nachhaltigkeits-tool. Struktur- und Landschaftsschutz wurden berücksichtigt. So verzichtete der Entwurf auf aufragende Seilkonstruktionen, um den Vogel- und Landschaftsraum nicht zusätzlich zu belasten.

Neben der reinen Verkehrsverbindung wurde durch den Rad- und Fußweg ein Mehrwert für Naherholung und Umwelt geschaffen. Hier zeigt sich, wie der EcoBuild Evaluator kreative und zukunftsorientierte Lösungen aktiv fördert.

Damit zeigt das Projekt exemplarisch, wie ein anspruchsvolles Ingenieurbau-

werk mit Nachhaltigkeits- und Nutzungsmehrwert umgesetzt werden und wie das Tool dabei unterstützen kann, diese Erfolgsfaktoren früh in die Planung zu integrieren.

6 Fazit

Nachhaltiges Bauen im Bereich Infrastruktur ist kein optionales Extra mehr, sondern eine unabdingbare Voraussetzung für zukunftsfähige Netze und Bauwerke. Mit dem EcoBuild Evaluator bietet Sweco ein Werkzeug, das Nachhaltigkeit im Ingenieurbau messbar macht: ganzheitlich, transparent und früh im Prozess. Durch die Betrachtung von Kriterien wie Suffizienz, Bestandserhalt, Zirkularität, Biodiversität und Baukultur wird das Tool zu einem Partner für nachhaltige Entscheidungsszenarien.

Das Projekt Rheinbrücke Schierstein verdeutlicht, wie solche Ansätze mit Nutzwertsteigerung, Umwelt- und Landschaftsverträglichkeit sowie langfristiger Nutzungsqualität realisiert werden können. Sweco sieht darin einen zentralen Weg, wie Infrastrukturbauwerke technisch, ökologisch, ökonomisch und sozial nachhaltig gestaltet werden können.



Bild 3: Orthotrope Platte

© Dirk Kurz, Sweco GmbH

PROF. DR.-ING.
HEINRICH BECHERT +
PARTNER

Ingenieurbüro für Bauwesen

PROJEKTE, DIE GELINGEN.

BERATEN
PLANEN
PRÜFEN
ÜBERWACHEN

Von der ersten Planungsphase bis hin zur Fertigstellung sind wir immer der direkte Ansprechpartner für Bauherren, Architekten, Fachplaner sowie Bauunternehmen in den Fachrichtungen:

- Projektsteuerung
- BOL/BÜ Brückenbau
- BOL/BÜ Streckenbau
- BÜ Bahn
- Bauwerksprüfung
- Planung Verkehrsanlagen
- Planung Ingenieurbauwerke
- Planung Hochbau
- Bautechnische Prüfung
- Vermessung



S54, Ausbau Crimmitschau, BW 4



A45, Mainbrücke Mainflingen

Werde Teil unseres Teams!

Verkehrsplanung, Bauwerksplanung, Ausschreibungen, Bauüberwachung, Bauüberwachung Bahn, Bauwerksprüfung

- Du suchst eine neue Herausforderung und möchtest Dein Wissen / Ideen zielorientiert und positiv in einem modernen, ganzheitlich orientierten Unternehmen einbringen?
- Du arbeitest gerne in einem familiären sowie erfahrenen und dynamischen Team?
- Gute Kommunikation, Verantwortungsbewusstsein, Zuverlässigkeit und Offenheit sind Dir genauso wichtig wie uns?
- Du legst Wert auf abwechslungsreiche Projekte, innovative Abläufe, selbständiges Arbeiten und Weiterentwicklung?

Alle aktuellen Stellenangebote findest Du auf unserer Webseite.

Wir freuen uns auf Deine aussagekräftige Bewerbung und stehen Dir für weitere Informationen sowie einem persönlichen, unverbindlichen Kennenlernen gerne zur Verfügung!

Niederlassung Stuttgart

Von-Pistorius-Str. 6 A
70188 Stuttgart
Tel. (07 11) 16 63-3
Fax (07 11) 16 63-500
info@ibb-s.de

Niederlassung Schleiz

Stauseestraße 35
07907 Schleiz-Gräfenwarth
Tel. (03 66 47) 2 98-0
Fax (03 66 47) 2 98-17
post@ibb-scz.de

Niederlassung Dresden

Alexander-Herzen-Str. 9
01109 Dresden
Tel. (0351) 88567-0
Fax (0351) 88567-18
mail@ibb-dd.de

Niederlassung Wiesbaden

Röder Straße 34
65183 Wiesbaden
Tel. (06 11) 174 63 74-0
info@ibb-wi.de



www.bechertundpartner.de



CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau

Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Frieze, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif | Institut für Textilmaschinen und Textile Hochleistungswerkstofftechnik (ITM), TU Dresden

1 Einleitung

Eine funktionierende bauliche Infrastruktur für Wohnen und Mobilität ist im Kontext einer stetig wachsenden Weltbevölkerung eine zentrale Aufgabe, die mit konventionellen Bauweisen jedoch einen hohen Verbrauch an wertvollen Rohstoffen und Energie bedeuten [1]. Dies gilt insbesondere für die Stahl- und Spannbetonbauweise, die überwiegend für den Brückenbau in Deutschland eingesetzt wird [2]. Textile Bewehrungen aus hochleistungsfähigen Carbonfasern bieten eine ressourcenschonende Alternative. Die Carbonbetonbauweise wurde bereits sukzessive in die Baupraxis überführt und ermöglicht aufgrund der Korrosionsbeständigkeit und hohen mechanischen Leistungsfähigkeit sehr schlanke, materialminimierte und dauerhafte Konstruktionen [3]. Daher wird angestrebt, zukünftig auch Bauwerke mit Carbonbewehrungen vorzuspannen, um die Bauteilverformungen zu begrenzen und gleichzeitig das Lastaufnahmepotenzial von Carbonbewehrung vollständig auszuschöpfen [4], [5]. Die neuentwickelten Technologien zur Herstellung hochfester Spannlitzen aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff (CFK) mit einzigartigem Verankerungspotenzial ermöglichen einen optimierten Verbund zwischen CFK-Spannlitze und dem umgebenden Beton für den Brückenbau (s. Bild 1). Insbesondere im Verankerungsbereich am Bauteilrand ermöglicht eine formschlussbasierte Einbindung des CFK-Litzenpakets die effektive Kraftübertragung selbst hoher Vorspannkräfte bei kurzen Verbundlängen.

2 Material und Methoden

Eingesetzte Materialien. Zum Einsatz kommen Fasermaterial, Tränkungsmedium und Litzenklebstoff.

Als Endlosfasermaterial dient ein Carbonroving Tenax®-E STS 40 (Fa. Teijin Carbon Europe GmbH, Deutschland) mit Polyurethan (PU)-basierter Schlichte und einer Feinheit von 3.215 tex (s. Tabelle 1).

Tabelle 1: Eigenschaften des Carbonrovings [6]

Fasermaterial	Tenax®-E Carbon-Roving STS 40 F13
Dichte in g/cm ³	1,77
Garnzugfestigkeit in MPa	1.827
E-Modul in GPa	188
Bruchdehnung in %	1,20

Als Tränkungsmedium kommt die wässrige Polymerdispersion Tecosit CC 1000 (Fa. CHT Germany GmbH, Deutschland) zum Einsatz.

Im Gegensatz zum Tränkungsmedium für den Carbonroving ist für den Klebstoff (Tecosit 7021, CHT Germany GmbH, Deutschland) der CFK-Spannlitze eine geringere Materialsteifigkeit erforderlich. Die Funktion besteht darin, einen Zusammenhalt der CFK-Spannlitze bis zum Einbau in Beton zu gewährleisten.

Herstellung der Garne. Ein innovatives Profilierungsverfahren des ITM der TU Dresden für CFK-Bewehrungen steigert die Verbundfestigkeit zwischen Carbonfasern und Beton durch formschlüssige Oberflächenstrukturen signifikant. Mittels eines spezifischen Umformverfahrens sind konsolidierte Carbonstäbe mit einer definiert profilierten Oberflächengeometrie herstellbar. Der wesentliche Vorteil der Oberflächenprofi-



Bild 1: Exemplarische Darstellung des beabsichtigten Gesamtsystems am Beispiel eines Spannbeton-Brückenträgers

Grafik: Prof. Mike Schlaich (sbp), Frank Jesse (Hentschke Bau), Paul Penzel (ITM TUD)

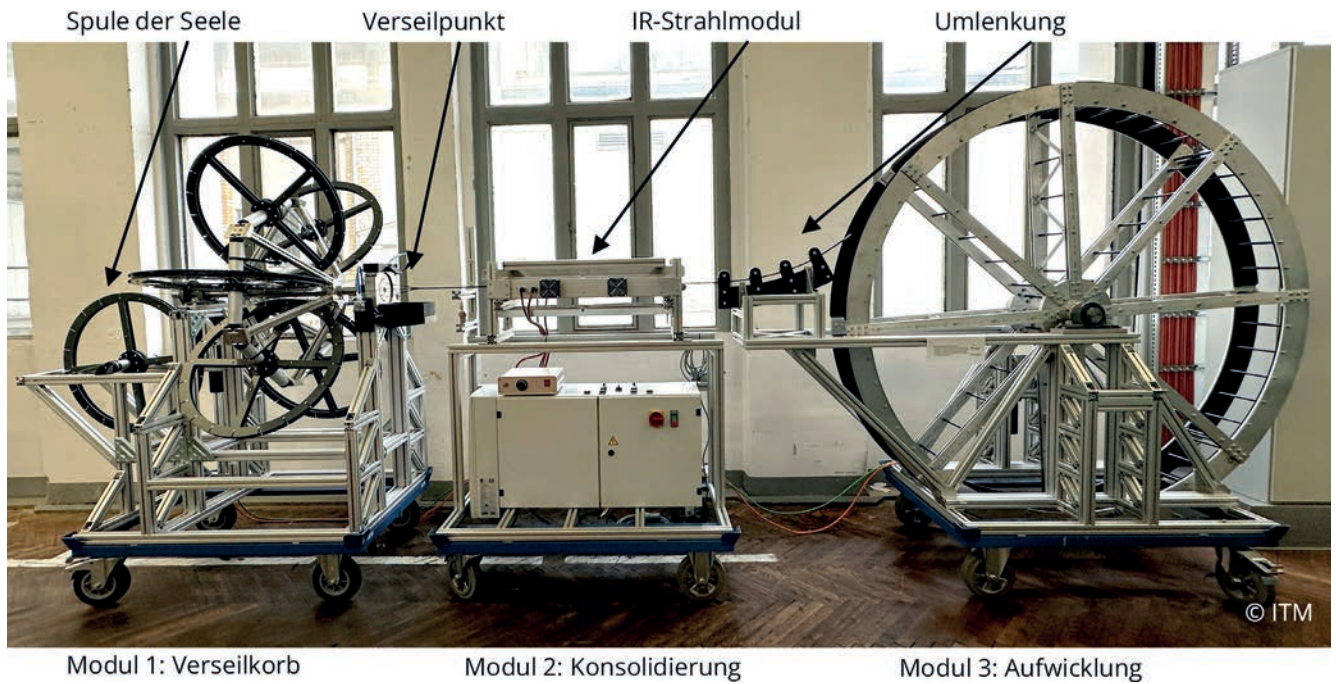


Bild 2: Labormaßstäbliche Verseilanlage auf Basis individueller Funktionsmodule

Foto: Johannes Schleiss (ITM TUD)

lierung besteht darin, dass eine deutliche Steigerung der Verbundeigenschaften im Vergleich zu glatten Carbonstäben erzielt wird, ohne deren zugmechanischen Eigenschaften signifikant zu beeinflussen [7]. Das Profilgarn weist eine patentierte, tetraederförmige Geometrie auf, sodass alle Filamente des Profilgarns idealgleichmäßig umorientiert werden, ein Garnquerschnitt

mit konstantem Flächeninhalt gewährleistet wird und ein ununterbrochener Filamentverlauf gegeben ist [8]. Das Carbonprofilgarn stellt die Basis für die CFK-Spannlitzenfertigung dar.

Herstellung der CFK-Spannlitze. Basis für die Herstellung der CFK-Spannlitze war die Entwicklung einer labor-

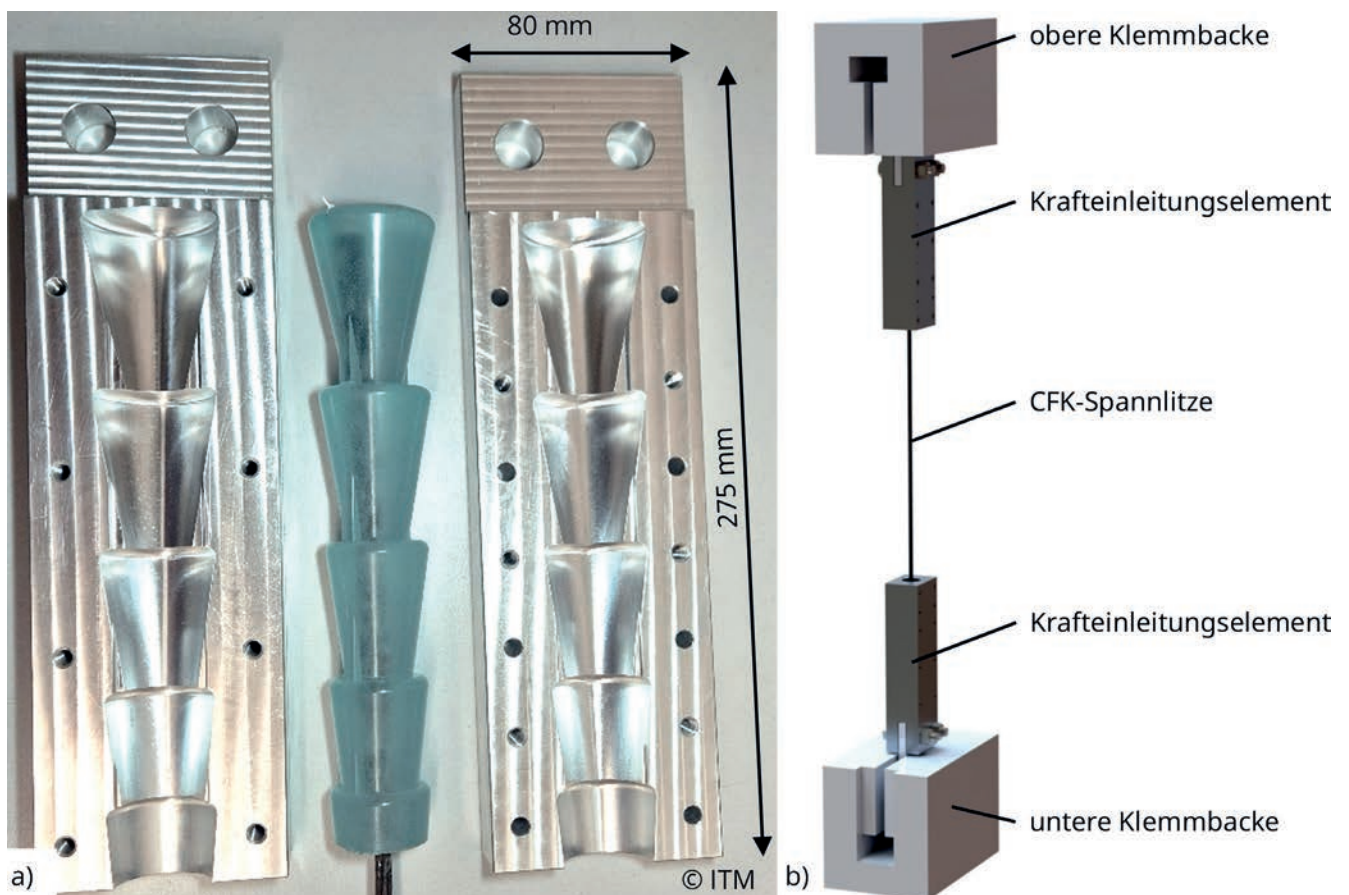


Bild 3: a) Vergussverankerung sowie entsprechende Werkzeugformen, b) Prüfaufbau in Anlehnung an DIN EN ISO 10618 [10]

Abbildung: Johannes Schleiss (ITM TUD)

maßstäblichen Verseilanlage, die in Anlehnung an eine Korbverseilmaschine aus drei wesentlichen Funktionsmodulen besteht: Verseilkorb, Konsolidierung und Aufwicklung.

Das Verseilkorbmodul besteht aus einem Korb mit sechs Spulen und einer siebten Spule für die Zuführung der Seele (Bild 2). Die Verklebung der Garne erfolgt im Bereich des Verseilpunktes mittels des Wasserfall-Prinzips. Die wässrige Polymerdispersion wird über eine Schlauchpumpe vor dem Verseilpunkt auf die Garne appliziert. Anschließend folgt eine Konsolidierungsstrecke aus Infrarotstrahlermodulen (Fa. Optron GmbH, Deutschland). Die Aufwicklung ist über ein elektrisch angetriebenes Aufwickelrad mit 1,85 m Wickeldurchmesser und mit vorgeschalteter Umlenkung zum Höhenausgleich umgesetzt. Die gefertigte CFK-Spannlitze besteht insgesamt aus sieben Garnen mit einer aus dem 3D-Scan bestimmten Querschnittsfläche von 25,85 mm².

Prüfmethodik. Für die Bestimmung der mechanischen Kennwerte der CFK-Spannlitze wurde ein Verankerungssystem am ITM entwickelt. Das Lasteinleitungsprinzip basiert auf einer keilförmigen, polymeren Vergussverankerung, welches auf die hergestellte 7 × 3.200 tex CFK-Spannlitze dimensioniert wurde [9]. Die Vergussform besteht aus einer Anordnung von fünf segmentierten Konen, die in Richtung der Profildarmmitte verjüngt sind. Neben der Verwendung als Vergussform dient selbige als Verankerungselement gemäß Bild 3.

3 Ergebnisse und Diskussion

In Anlehnung an DIN EN ISO 10618 [10] wurden in Summe 14 Probekörper mit Hilfe der zuvor vorgestellten Verankerung (Bild 3) auf Zugbeanspruchung getestet. Die Prüfergebnisse weisen eine mittlere, maximale Bruchkraft von 33.643 N (± 6.556 N) auf. Die resultierende, gemittelte Zugfestigkeit liegt bei 2.658 N/mm² (± 518 N/mm²) und der gemittelte E-Modul bei 211 GPa ($\pm 23,6$ GPa).

Die mittlere Zugfestigkeit von 2.658 MPa ist mit der zugelassenen Zugfestigkeit der Carbonfasergitterbewehrung CARBOrefit®-Typ 3 (≥ 2.700 N/mm²) aus der Zulassung Z-31.10-182 der CARBOCON GmbH vergleichbar [11]. Auf-

fällig ist die signifikante Streuung der Zugfestigkeit, festgestellt anhand der Standardabweichung von 518 MPa. Anschließend Untersuchungen sollen Aufschluss darüber geben, ob und unter welchen Parameteranpassungen eine Reduktion der Streuung erzielbar ist.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die neuentwickelte labormaßstäbliche Verseilanlage ermöglicht erstmalig die Herstellung von profilierten CFK-Spannlitzen für Carbonbetonbauteile. Die Kombination aus materialgerechtem, kompaktem Verankerungssystem und verbundoptimierter CFK-Spannlitze gestattet einen universellen Einsatz für alle Vorspannverfahren, sodass die Vorteile der hochleistungsfähigen Carbonbewehrung perspektivisch in einem weiten Anwendungsspektrum vom Brückenbau bis in den Gebäudesektor genutzt werden können. Die Projektergebnisse sollen zukünftig in einem realen Pilotprojekt demonstriert und in Gestalt einer Fußgänger- und Radfahrerbrücke im näheren Umkreis von Dresden umgesetzt werden (s. Bild 4). Die Brücke wird mit einer Spannweite von 10–12 m, einer Breite von 2,6 m und einer Bauhöhe von 80 cm geplant.

Danksagung

Die Autoren danken für die Förderung des Projekts OptiCarboLiz (Projekt-ID: 03LB3092D) im Rahmen des Technologietransfer-Programm Leichtbau (TTP-LB) beim Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWE) sowie beim Projektträger Jülich für die Unterstützung.

Nicht zuletzt freuen wir uns über die tolle Zusammenarbeit und Unterstützung durch die Projektpartner und bedanken uns bei der Ginkgo Projektentwicklung GmbH, der Thoenes Dichtungstechnik GmbH und der TU Berlin (Entwerfen und Konstruieren – Massivbau).

Literatur

- [1] Homepage der Bundeszentrale für politische Bildung: <https://www.bpb.de/kurz-knapp/zahlen->



Bild 4: Entwurf einer Fußgängerbrücke; a) Visualisierung, b) Doppel-T-Querschnitt

Visualisierung: Haitham Al Abdulrazzak und Hannah Katharina Schulz (beide IfB TUB)

- und-fakten/globalisierung/52699/bevoelkerungs-entwicklung/. (geprüft am 30.10.2025).
- [2] Homepage des Bundesministeriums für Verkehr: <https://www.bmv.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html>. (geprüft am 14.11.2025).
- [3] Curbach, M. (Hrsg.): Cube – neues Bauen mit Carbonbeton | New Building with Carbon Concrete. Berlin: Wasmuth & Zohlen, 2022.
- [4] Bösche, A.: Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell. Diss., TU Dresden, 2007. <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:swb:14-1197896918623-70942>
- [5] Krüger, M.: Vorgespannter textilbewehrter Beton. Diss., Universität Stuttgart, 2004. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-192>
- [6] Penzel, P.; May, M.; Hahn, L.; Scheerer, S.; Michler, H.; Butler, M.; Waldmann, M.; Curbach, M.; Cherif, C.; Mechtcherine, V.: Bond Modification of Carbon Rovings through Profiling. Materials 15 (2022) 16, 5581. <https://doi.org/10.3390/ma15165581>
- [7] Penzel, P.; May, M.; Hahn, L.; Cherif, C.; Curbach, M.; Mechtcherine, V.: Tetrahedral Profiled Carbon Rovings for Concrete Reinforcements. Diffusion and Defect Data Pt.B: Solid State Phenomena 333 (2022), S. 173–182. <https://doi.org/10.4028/p-mcb200>
- [8] Waldmann, M.; Rittner, S.; Cherif, C.: Bewehrungsstab zum Einbringen in eine Betonmatrix sowie dessen Herstellungsverfahren, ein Bewehrungssystem aus mehreren Bewehrungsstäben sowie ein Betonbauteil. Patent DE102017107948A1, 04.12.2017.
- [9] Horvatits, J.: Segmentierte Vergussverankerung für Spannglieder mit Kohlenstofffaserverbundwerkstoff. Diss., TU Wien, 2008. <https://resolver.obvsg.at/urn:nbn:at:at-ubtuw:1-26678>
- [10] DIN EN ISO 10618:2004-11: Kohlenstofffasern - Bestimmung des Zugverhaltens von harzprägnierten Garnen (ISO 10618:2004); Deutsche Fassung EN ISO 10618:2004.
- [11] Z-31.10-182: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / Allgemeine Bauartgenehmigung: CARBOrefit® – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton. Ausgestellt für: CARBOCON GMBH, Dresden, abZ+aBG Neubescheid gültig vom 31.08.2023 bis 31.08.2028.

WEITERBILDUNG QUALIFIKATION NETZWERK



Ingenieur- und Verkehrsbau

Sachverständiger für Schäden im konstruktiven Ingenieurbau

Sachkundiger Planer für die Instandhaltung von Betonbauteilen

Fachplaner für Radverkehr

Fachingenieur / Fachplaner für Pflasterbau



Erhalten und Sanieren

Fachplaner für Bauen im Bestand

Sachverständiger für Schäden an Gebäuden – Stufe I + II

Fachplaner / Sachkundiger für Bauwerksinstandsetzung nach WTA

Sachverständiger / Sachkundiger für Schimmel- und Feuchteschäden

ABB Ausbildungsbeirat
SKP Sachkundiger Planer

Dresden

MSP



HTW

Wissenschaftlich-technische Arbeitsgemeinschaft
für Bauwerksinstandsetzung und Denkmalpflege e.V.





Alumni

TU Dresden

Bleiben Sie in Kontakt mit Ihrer Universität.

Newsletter und Magazine, die informieren.
Veranstaltungen und Kontakte, die vernetzen.
Profile und Themen, die inspirieren.

**Alles durch Ihre Mitgliedschaft
im Alumninetzwerk der TU Dresden.
Werden Sie jetzt Mitglied.**

➤ tu-dresden.de/alumninetzwerk



GRASSL



Foto © Cedric Nougrigat

RAHMEDE-TEMPO. PRÄZISION. VERLÄSSLICHKEIT.

Wir setzen Maßstäbe.

A45, Talbrücke Rahmede

Beratung, Objekt- und Tragwerksplanung
zur Angebotsbearbeitung und Bauausführung

Nach der Sprengung der Talbrücke Rahmede startete der Ersatzneubau – das „Wunder von Lüdenscheid“: Der Auftrag wurde im Juli 2023 an ein Konsortium aus Baufirmen und Planern vergeben. Nach nur 2 ½ Jahren Planung und Bau überspannen nun wieder zwei rund 455 m lange Überbauten in 70 m Höhe das Tal. Dank teilfunktionaler Vergabe der Bauleistung, bei der der Auftragnehmer Planungs- und zugleich auch Bauleistungen übernimmt, Stahlverbundüberbau und simultanem Taktschiebverfahren von beiden Widerlagern konnten Rekordzeiten erzielt werden und die erste Verkehrsfreigabe bereits im Dezember 2025, deutlich früher als geplant, erfolgen.



www.grassl-ing.de

The new city bridge of Drammen (Norway)

Birger Opgård, MSc Sivilingeniør | Degree of Freedom, Oslo
Mario Rando Campos, MSc ETSIIM | Degree of Freedom, Valencia
Architect Bartłomiej Halaczek | Knight Architects, London
Architect Thor Olav Solbjør | SAAHA Architects, Oslo

1 Introduction

The former city bridge in Drammen, almost 90 years old, had reached the end of its intended service life. Strengthening and refurbishing the structure would have involved major costs and ongoing, maintenance-intensive solutions.

At the same time, the railway station located on the south side of the previous bridge required expansion as part of a broader infrastructure upgrade led by Bane NOR, the state-owned company responsible for Norway's railway network. The works include raising the tracks by 0.50 m and increasing the clearance beneath the bridge to accommodate new trains, which in turn affects the road alignment.

In light of these reasons, the City of Drammen decided to replace the existing bridge with a new crossing linking the same districts. The open competition system proposed by Drammen's Municipality to select the new bridge design followed the parallel assignment approach. Several design teams worked simultaneously to present different ideas for the bridge project and the city embankments. The team chosen for the detailed design consisted of Degree of Freedom (NO) as the bridge

engineering firm, Knight Architects (UK) and SAAHA (NO) as the architectural firms, Norconsult (NO) as the geotechnical experts and general engineers, and Asplan Viak (NO) as landscape architects.

2 The original design proposal

The core idea for the new bridge emerged early in the competition phase. The chosen concept responds to key construction constraints, including the ground conditions, the position of the existing piers to be reused during erection, and the need for an efficient structural system. At the same time, it places strong emphasis on aesthetics and urban integration, as the bridge will be situated in the city center and cannot be designed solely as a functional, cost-driven piece of infrastructure (see Figure 1).

Urban context and connectivity. A new city bridge presents the Drammen with a unique opportunity to strengthen the link between both city centers Strømsø and Bragernes and to upgrade the public realm on and around the bridge. With a generous deck that is now 19.4 m wide, the bridge is dedicated to public transport, cyclists, and pedestrians, improving connections for



Figure 1: Daytime visualization of the new city bridge

Visualization: Picture

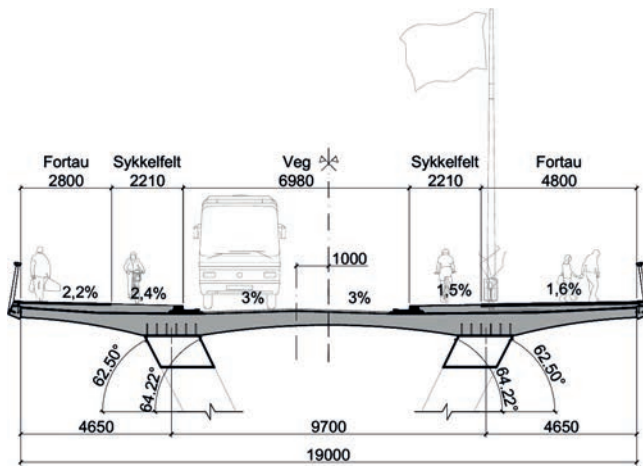


Figure 2: Deck cross section

Drawing: Degree of Freedom

non-motorized users and supporting a city-wide shift towards more sustainable travel modes (see Figure 2).

On the Bragernes side (north), the central square will be extended towards the riverfront and beneath the bridge, creating a new towpath and improving continuity and access along the waterfront. On the Strømsø side, the bridge ties into the railway station via a series of V-shaped piers, giving pedestrians direct access to the station platforms.

Architectural design. The bridge's distinctive profile is shaped by its slender superstructure and the expressive manner in which it spans the Drammen River. In elevation it appears as if the bridge crossed the water in three leaps, just merely touching the water surface in two points.

Material choices, especially for elements experienced at close range, combined with carefully designed landscap-

ing and lighting, are fundamental to delivering the level of quality expected of a central city bridge. This focus on detail is evident in the tactile timber handrails, the refined yet durable granite paving and walls, and the integrated design of the railing lighting and light poles.

3 Bridge design challenges

The following administrative, geometric, and site conditions have been key factors influencing the final bridge design.

One bridge, two administrations. Although the bridge is conceived as a single structure, it is delivered in two distinct sections under separate authorities. Bane NOR, the Norwegian railway authority, is responsible for the portion over the railway, while Drammen Kommune is responsible for the river crossing. In the long term, Drammen Kommune will take over maintenance of the entire bridge. To reduce future maintenance demands, the municipality required a continuous deck between the two abutments, with no expansion joint between the railway spans and the river spans. This creates several structural challenges, primarily associated with forming a rigid connection between two dissimilar bridge sections with significantly different span lengths.

Longitudinal alignment. It was needed to find a balance between an arch-like structure which naturally favors the greatest feasible rise, and mobility requirements, which demanded a lower alignment to seamlessly connect with the existing roads at both ends, guaranteeing at the same time the railway clearances and the central navigation channel of 15 m × 6 m at the central span.

Poor ground conditions. The detailed ground investigation revealed a greater-than-expected depth to bed-



Figure 3: Overview of the bridge over Drammen River

Photo: Niklas Hart

rock and poor-quality soft clays above it. As a result, the piles had to be driven to depths of approximately 45 m to 80 m.

4 Description of the structure

The new bridge starts at the station square on the south side of the river in Strømsø. From there, it extends 84 m across Drammen Railway Station before spanning the 170 m-wide Drammen River and connecting to Bragernes Square on the north bank. The first five spans, ranging from 14.5 m to 19.5 m, cross six railway tracks and four platforms at Drammen Station in Strømsø. The three river spans measure 46 m, 86 m and 42 m towards Bragernes (see Figure 3). The horizontal alignment is straight, while the vertical profile follows a curve with a maximum gradient of 6.7%.

The bridge has a 19.4 m-wide deck, compared with 15 m on the previous bridge. It includes a 7.0 m-wide two-lane carriageway, two generous pedestrian walkways (4.8 m and 2.8 m), and two cycle paths, each 2.2 m wide (see Figure 2).

At axes 1 and 9, on both riverbanks, there are inspectable abutments made of reinforced concrete.

Structural typology. From axis 1 to axis 6, the bridge superstructure comprises a reinforced concrete deck with a vaulted soffit, with the depth varying from 300 mm to 650 mm. The deck is supported by five transverse V-shaped steel piers of varying height. These piers also provide support for the access stairways leading to the railway platforms. From axis 6 to axis 9, the bridge transitions to a composite system. The concrete slab remains of similar form but is now connected to two longitudinal steel box girders, spaced 9.7 m apart, by means of headed stud shear connectors. The box girders merge into two steel arcades inclined at 63°, which transfer loads to piers 7 and 8 in the river (see Figure 3). The steelwork is fabricated from built-up, trapezoidal cross-sections.

Piers. The piers at axes 7 and 8 are founded within the river and constructed in reinforced concrete with rounded, hydrodynamic shape. Both piers are 8.5 m tall, and their lower sections incorporate pyramidal plinths intended to improve the performance of the piled foundations.

The superstructure is fixed to pier 7 by a stiffened base plate and anchor bolts, making this location the bridge's longitudinal fixed point, which is reflected in the size of its piled foundation. At axes 1 to 6 and 9, the bridge is supported on pairs of pot bearings, guided on the upstream side and free on the downstream side.

At axis 8, the steel arcades are supported vertically by two free-sliding spherical bearings. In addition, a central shear key in pier 8 restrains transverse movement and provides resistance to occasional large drifting ice loads.

Materials. The following are the main materials that have been used in the bridge construction:

- Reinforced concrete was used for the abutments, pile caps, piers, plinths, and deck slab. Concrete class B45 ($f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$) was used in conjunction with B500NC reinforcement steel ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$).
- Structural steel was used for the steel box girders. The thermomechanical rolled fine-grain steel type S355ML provides excellent weldability and high toughness, including at low temperatures. The minimum design air temperature for the site is $T_{min} = -32 \text{ °C}$, which significantly influences the allowable maximum plate thickness and, consequently, the overall capacity of the sections.

5 Geotechnical conditions and foundations' design

Designing the foundations for the river piers was a major technical challenge due to poor ground conditions. The solution had to ensure overall stability of the superstructure and provide a robust, reliable load transfer into the soil and underlying bedrock. The depth to bedrock varies from approximately 40 m to 70 m, with greater depths on the Strømsø side. The soil profile generally consists of clay and silty clay down to bedrock, with an additional thicker moraine layer above the rock closer to Strømsø.

To resist the high vertical loads and significant horizontal forces from the bridge supports, a system of steel core piles was adopted, including a number of inclined piles. The piles are drilled into bedrock and tied together by a large pile cap cast beneath each river pier. The pile caps are enclosed by a permanent, below-water sheet-pile cofferdam. This enables construction within the river flow and provides increased lateral resistance and stiffness for the foundation system throughout its service life.

6 Erection sequence

To address the interface with the bridge section over the railway (detailed by Norconsult on behalf of Bane NOR) and, in particular, the constraints associated with the poor ground conditions, the construction sequence and the restraint conditions for the steel superstructure had to be carefully assessed.

The proposed method was to erect two cantilevered half-bridges from each riverbank, keeping them structurally independent and unconnected at mid-span until the full self-weight of the steelwork and concrete deck had been applied. This was enabled by reusing the foundations of the existing bridge to support temporary river piers, which carried the major steel components until the permanent structural system was completed. Large prefabricated steel segments were transported from the fabrication yard and lifted into their final position using floating cranes (see Figure 4). The final operation is the connection between the railway bridge section and the



Figure 4: Erection of the steel fixed support on concrete pier at axis 7

Photo: Drammen Kommune

river bridge section, arranged to avoid permanent load transfer between the two parts.

7 Conclusions

Despite the significant technical challenges posed by the location and the initial geometric constraints, the team successfully delivered a safe and elegant structure that is set to become a landmark for Drammen's central city bridge (see Figure 5).

The bridge was officially inaugurated on 25 October 2025 and, from the outset, has been well received by the public, attracting recognition from the specialist press.

Acknowledgements

This project has been delivered through the commitment of a multidisciplinary design team, including Knight Architects and SAAHA Architects, engineers from Degree of Freedom and Norconsult, landscape architects from Asplan Viak, and a number of specialist advisers. The work of the main contractor, PNC Norge AS, and the key subcontractors involved should also be acknowledged.

Throughout all stages, the client and end user, Drammen Kommune, has provided consistent support and constructive engagement with the design team.



Figure 5: Lateral view of the finished bridge in service

Photo: Niklas Hart



Ingenieur
gesellschaft

PLANEN.

PRÜFEN.

ÜBERWACHEN.

BERATEN.

UNSER

ANSPRUCH

Wir sind ihr kompetenter und bundesweit agierender Partner im konstruktiven Ingenieurbau und unterstützen Sie von der Konzeption über die Ausführungsplanung bis hin zur Brückenprüfung.

UNSERE

LEISTUNGEN

- Entwurf
- Ausschreibung
- Ausführungsplanung
- Brückenprüfung
- BIM - Building Information Modelling
- Objektgezogene Schadensanalyse
- Brückennachberechnung



STANDORTE

LEIPZIG

Blumenstraße 72

04155 Leipzig

HALLE (SAALE)

Willy-Brandt-Straße 65

06110 Halle (Saale)

Telefon: 03 41 / 58 32 86 37

E-Mail: info@ibj-ing.de

Webseite: www.ibj-ing.de



RELAST® – DIE LÖSUNG FÜR BRÜCKENSANIERUNGEN UNTER FLIESSENDEM VERKEHR

Ressourcenschonend. Sicher. Schnell.

Mit dem zugelassenen und innovativen Verstärkungssystem RELAST® von Würth lassen sich Brücken während des Betriebs kosteneffizient sanieren.

MEHR ERFAHREN!

www.wuerth.de/brueckensanierung
relast@wuerth.com



Innovatives Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung

- Erhebliche Steigerung der Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit
- Deutliche Erweiterung der Nutzungsdauer des Bauwerks
- Verwendung für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke
- Sofortige Belastbarkeit
- Schnelle Installation unter Aufrechterhaltung des Betriebs
- Minimierung wirtschaftlicher Schäden durch Vermeidung von Staus
- Ressourcenschonend

Inserentenverzeichnis

A	Adolf Würth GmbH & Co. KG	218
	Alumnibüro TU Dresden.....	211
	Arcadis Mobility Germany GmbH	220
	Arlt Bauunternehmen GmbH	19
	ASC GmbH.....	71
B	BERD, S.A.	102
	Böger + Jäckle & Partner Ingenieurgesellschaft mbH	3
	BPR Dr. Schäpertöns Consult (mit K+S Ingenieur-Consult SRP Schneider & Partner)	186
	Büchting + Streit AG	142
	BUNG Unternehmensgruppe	182
C	Carl Stahl ARC GmbH	129
D	DB InfraGO AG	130
	Deutscher Brückenbau Preis 2027	168
	Die Autobahn GmbH des Bundes	20
	DYWIDAG-Systems International GmbH	201
E	eberhardt - die ingenieure GmbH	101
	EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH	49
	EIPOS Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH	210
	Ernst & Sohn GmbH	4
F	FrimTec GmbH	192
G	Gantner Instruments Test & Measurement GmbH	191
	Gert Weißbach GmbH - Metallbau und Brückenentwässerung	50
H	Hentschke Bau GmbH	7
	Hilti Deutschland AG	119
	Hitz Kran- und Industrieservice GmbH	37
	Holcim (Deutschland) GmbH	178
I	IBJ Ingenieurgesellschaft mbH	217
	IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG.....	163
	Ingenieurbüro Grassl GmbH	212
J	Janson Bridging GmbH	152
K	K+S Ingenieur-Consult (mit BPR Dr. Schäpertöns Consult SRP Schneider & Partner)	186
	KREBS+KIEFER	111
L	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	10
M	mageba gmbh	164
	MAURER SE	U3
	Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB	102
	MOREAN GmbH	8
O	Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden	38
P	Prof. Dr.-Ing. Heinrich Bechert + Partner	206
S	Simpson Strong-Tie GmbH (mit StoCretec GmbH)	U2
	SRP Schneider & Partner (mit BPR Dr. Schäpertöns Consult K+S Ingenieur-Consult)	186
	SANDSTRAHL SCHUCH GmbH	196
	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH	120
	SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG	80
	SSF Ingenieure AG	28
	StoCretec GmbH (mit Simpson Strong-Tie GmbH)	U2
	Strukturas GmbH.....	60
	Sweco GmbH Bremen	202
	Swiss Steel Group	2
T	Teupe Holding GmbH	192
	THEO-S GMBH	172
V	VIC Planen und Beraten GmbH	92
W	Wagenborg GmbH	112
	WestWood Kunststofftechnik GmbH	177
	WPM Ingenieure GmbH (siehe ZIS Ing-Bau)	72
Z	ZETCON Ingenieure GmbH	172
	ZIS Ing-Bau (mit WPM Ingenieure GmbH)	72

Viele Knoten im Kopf?

Dann brauchen Sie einen Brückenplaner
– der macht aus jedem Knoten
eine tragfähige Verbindung!

Arcadis ist ein **weltweit führendes Planungs- und Beratungsunternehmen** mit umfassender Expertise im Brückenbau und in Infrastrukturprojekten. Unsere Ingenieurleistungen reichen von der klassischen und BIM-gestützten Planung aller HOAI-Leistungsphasen über die Bauüberwachung bis zum Projektmanagement und zur Projektsteuerung.

Ob Eisenbahn-, Straßen- oder Fußgängerbrücken, Stützwände, Trogbauwerke, Bahnsteigdächer, Durchlässe oder Tunnel – bei Arcadis arbeiten Sie in interdisziplinären Teams an anspruchsvollen und nachhaltigen Projekten.

Werden Sie Teil von Arcadis und gestalten Sie innovative Lösungen für die **Mobilität von morgen**.





MAURER

Puente Pumarejo, Kolumbien

Designed to resist. Bauwerkslager made in Germany.

LANGLEBIG. VIELSEITIG. WIRTSCHAFTLICH.

MAURER Bauwerkslager sorgen für die sichere und effiziente Übertragung vertikaler Lasten und – je nach Bedarf – auch von Horizontalkräften sowie Verdrehungen. Wir verbinden Stabilität mit Flexibilität und tragen so maßgeblich zur Langlebigkeit moderner Bauwerke bei.



BAUWERKSLAGER



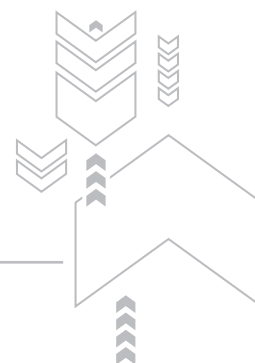
KALOTTENLAGER



ELASTOMERLAGER



MONITORING



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

1876
2026 **150 Jahre** *forces in motion*

